

MONITORING I BEZPIECZEŃSTWO BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

pod redakcją
Jana Wintera, Andrzeja Wity
Pawła Popielskiego i Edmunda Sieńskiego



Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy
Warszawa 2019

Recenzenci:

M.Sc., C. Eng. Rodney Bridle; prof. dr hab. inż. Ludwik Dąbkowski;
dr inż. Agnieszka Dąbska; prof. dr hab. inż. Zbigniew Kledyński;
dr inż. Agnieszka Machowska; prof. dr hab. inż. Wojciech Majewski;
dr hab. inż. Paweł Popielski, prof. PW; PhD. DSc. Eng. Stanislav Solsky;
dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW; dr inż. Andrzej Wita;

Redakcja naukowa:

dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW (Politechnika Warszawska);
dr inż. Andrzej Wita (Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN);
dr hab. inż. Paweł Popielski, prof. PW (Politechnika Warszawska);
mgr inż. Edmund Sicinski (IMGW-PIB)

Redakcja merytoryczna:

Rafał Stepnowski

Skład i łamanie:

Rafał Stepnowski

Komitet Redakcyjny Wydawnictw IMGW-PIB

prof. dr hab. inż. Janusz Zaleski – przewodniczący;
prof. dr hab. inż. Tomasz Heese; dr Przemysław Ligenza;
dr hab. inż. Bogdan Ozga-Zieliński, prof. IMGW-PIB; mgr Rafał Stepnowski
dr hab. inż. Tamara Tokarczyk, prof. IMGW-PIB; prof. dr hab. Zbigniew Ustrnul
dr hab. inż. Tamara Zalewska, prof. IMGW-PIB; dr Michał Ziemiański

ISBN: 978-83-64979-32-3

Adres redakcji:

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy
01-673 Warszawa, Podleśna 61, tel. 22 56 510

Spis treści

Wprowadzenie

Jan Winter, Andrzej Wita

7

I. Badania, eksploatacja i utrzymanie budowli hydrotechnicznych

1. Trwałość asfaltobetonowych ekranów górnych zbiorników elektrowni szczytowo-pompowych
Zbigniew KLEDYŃSKI, Beata BANASZEK 17
2. Spillway gate drive systems – how safe is safe?
Ken GRUBB, Russ DIGBY, Paul JONES, David CAVE 31
3. Analiza przechyleń budowli z wykorzystaniem czujników ultradźwiękowych o wysokiej dokładności i stabilności, umożliwiających wczesne wykrywanie trendów awaryjnych
Leszek ORNOCH, Andrzej OLSZEWSKI, Paweł POPIELSKI 47
4. Challenges for Gabčíkovo Water Structure System after 25 years of operation, upgrade, innovation and monitoring safety and impacts on environment
Peter PANENKA, Dušan VOLESKÝ 59
5. Problemy eksploatacyjne jazu Rędzin na Odrze, projekt remontu zabytkowego obiektu
Krzysztof BROŚ 75
6. The repair of bottom outlets at the Palcemská Maša Dam under protection of submersible temporary closing facility
Roman IVANČO, Marián MIŠČÍK, Lubomír UHORŠČÁK 89
7. Światłowodowe pomiary przemieszczeń wieży ujęciowej W11 zlokalizowanej na terenie OUOW „Żelazny Most”
Paweł STEFANEK, Rafał SIENKO, Łukasz BEDNARSKI, Tomasz HOWIACKI 95
8. Ochrona czynna i bierna plaż i skarp Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” przed emisją pyłów
Zbigniew SKRZYPCZAK, Szymon ZIELIŃSKI, Jarosław KARASŃ, Paweł STEFANEK, Robert PRATKOWIECKI 105
9. Dams safety during floods in the Czech Republic
David RICHTER, Miloš SEDLÁČEK 119
10. Implementation of automated measurements at flood protection dikes of rivers Váh and Small Danube
Petr DUŠEK, Barbara KOPČÁKOVÁ, Peter GUŽÍK 131
11. Zastosowanie danych teledetekcyjnych w monitoringu stanu technicznego zapór i wałów przeciwpowodziowych
Dagmara ZELAYA WZIĄTEK 141

II. Zagadnienia geotechniczne w hydrotechnice

1. Numerical analysis for the dam break of the Cholticky dam
David DUCHAN, Lubomir PETRULA, Jaromir ŘÍHA 153
2. The failure of the Hubalov weir due to piping
Jaromir ŘÍHA 169
3. Modelowanie filtracji i obliczenia numeryczne stateczności budowli piętrzących
Ewelina SOCHACKA, Angelina KUTROWSKA, Piotr ŚLIWIŃSKI 179
4. Badania sejsmiczne w ocenie podłoża i stanu budowli hydrotechnicznych
Szymon OSTROWSKI, Marcin LASOCKI 193
5. Detekcja strefy nasilonego przepływu wody w podłożu holenderskiego wału morskiego metodą termo-aktywną
Krzysztof RADZICKI, Marek STOLIŃSKI 205
6. Algorithm of selection of the landslide slopes optimal stabilization
Solsky Stanislav VIKTOROVICH, Bykovskaya Sofya ALEKSANDROVNA 215
7. The analysis of behavior of the soil embankment reinforced by geogrids
Askar ZHUSSUPBEKOV, Iliyas ZHUMADILOV, Aliya ALDUNGAROVA 227
8. The effect of time and hardening conditions on the main properties of clay-cement concrete
Stanislav Viktorovich SOLSKIY, Ekaterina Evgen'evna LEGINA, Aleksey Sergeevich VELICHKO 239
9. Biocementacja gruntu przez bakterie ureolityczne – określenie wytrzymałości na ścinanie
Katarzyna MISIOLEK, Paweł POPIELSKI, Katarzyna AFFEK 249

III. Budowle wodne – wybrane zagadnienia

1. Budownictwo hydrotechniczne w Sudetach po powodzi w roku 1897
Jan WINTER 261
2. The two-step KRPA application for calculating the benefits of flood protection measures
Andrej VIDMAR, Katarina ZABRET, Klaudija SAPAČ, Petra PERGAR, Andrej KRYŽANOWSKI 277
3. Projektowanie i wykonawstwo betonu hydrotechnicznego w Polsce – obecne tendencje i ich wpływ na trwałość betonu
Witold JAWAŃSKI, Maciej WIŚNIEWSKI 291
4. Beton masywny ze spoiwem żużlowo-popiołowym
Agnieszka MACHOWSKA 305
5. Mechanika elastycznych wypełnień dylatacji w okładzinach betonowych skarp kanałów i nasypów hydrotechnicznych
Zbigniew KLEDYŃSKI, Łukasz KRYSIAK 315
6. Wpływ dodatku popiołu z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych na wybrane właściwości zawieszin twardniejących
Łukasz SZAREK 329
7. Durability and reliability of steel solutions in hydraulic structures
João MARTINS, Darius MACIJAUSKAS, Michał JANUSZEWSKI 341

8. Gabionowe budowle hydrotechniczne <i>Remigiusz DUSZYŃSKI</i>	355
9. Szlak żeglugowy Pisy i Narwi – stan aktualny i koncepcje rewitalizacji <i>Błażej SMOLIŃSKI, Piotr KUŹNIAR</i>	369
10. How dams can create an added environmental value in space? <i>Nina HUMAR, Jure ŠIMIC, Andrej KRYŽANOWSKI</i>	383
11. Charakterystyka chemiczna wód zbiorników małej retencji <i>Małgorzata WOJTKOWSKA</i>	399
12. Pływające panele fotowoltaiczne – perspektywy realizacji w Polsce <i>Paweł FALACIŃSKI, Damian DOBROWOLSKI</i>	411
Abstrakty	423
Summaries	439

Wprowadzenie

Jan WINTER

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Andrzej WITA

Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN – Sekcja Konstrukcji Hydrotechnicznych

Lepiej kontrolować swoje błędy niż cudze.

(Demokryt)

Dwa lata po ostatniej edycji, przekazujemy Państwu kolejną monografię dotyczącą bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych. Mamy nadzieję, że przedkładana pozycja przyczyni się do dalszego rozwoju systemów monitoringu i bezpieczeństwa obiektów, których awaria, a tym bardziej zniszczenie, może spowodować katastrofalne skutki dla ludzi i środowiska.

Monografię podzielono na trzy części: I. Badania, eksploatacja i utrzymanie budowli hydrotechnicznych (jedenaście artykułów), II. Zagadnienia geotechniczne w hydrotechnice (dziewięć artykułów), III. Budowle wodne – wybrane zagadnienia (dwanaście artykułów). Wśród autorów znalazło się wiele osób uczestniczących w poprzednich edycjach, w tym współpracujący z nami stale hydrotechnicy z Czech, Rosji, Słowacji, Słowenii i Polski. Udało nam się również nawiązać współpracę z nowymi, znakomitymi specjalistami z Kazachstanu i Wielkiej Brytanii. Wszystkim im serdecznie dziękujemy za zaangażowanie i przygotowanie artykułów. Dziękujemy również Recenzentom – ich praca gwarantuje wysoki poziom prezentowanej monografii, która powinna zainteresować zarówno naukowców, jak i praktyków.

Pierwszą część monografii otwiera praca Kledyńskiego i Banaszek o trwałości ekranów asfaltobetonowych górnych zbiorników elektrowni szczytowo-pompowych, niezwykle ciekawa ze względu na niezawodną pracę naszych największych elektrowni wodnych. W kolejnym artykule autorzy z Wielkiej Brytanii stawiają jakże ważne pytanie: jak pewne jest bezpieczeństwo? Zagadnienie ma kluczowe znaczenie dla bezpiecznej obsługi zamknięć na przelewach. Z tego punktu widzenia, omówiono niezawodność systemów napędowych zamknięć. Jeden z kolejnych artykułów przenosi nas do Słowacji, do Gabčíkova. Przedstawiono w nim dwudziestopięcioletnie doświadczenia z eksploatacji, utrzymania, kontroli

bezpieczeństwa i obserwacji wpływu na środowisko systemu budowli wodnych. W tej części książki znajdują się jeszcze dwa ciekawe artykuły ze Słowacji, nawiązujące do problemów eksploatacji oraz monitorowania budowli hydrotechnicznych. Bardzo interesująca w tym zakresie jest również praca z Czech, dotycząca bezpieczeństwa zapór w czasie przepuszczania fal wezbraniowych. Kolejnym zagadnieniem poruszonym przez autorów jest bezpieczeństwo składowisk odpadów mokrych na przykładzie, największego tego typu składowiska w Europie – „Żelazny Most”. Problemy monitoringu różnych budowli hydrotechnicznych są przewodnim tematem następnych kilku artykułów związanych z polskimi doświadczeniami w tym zakresie.

Drugą część monografii otwierają prace przygotowane przez Rihę i jego współpracowników (Republika Czeska). Bardzo ciekawe i stojące na wysokim poziomie artykuły dotyczą przykładów zaistniałych awarii budowli. W następnym opracowaniu, przygotowanym przez autorów z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej (IMGW-PIB), omówiono zagadnienia modelowania filtracji i stateczności budowli piętrzących. Ciekawy artykuł na temat badań sejsmicznych w ocenie podłoża budowli hydrotechnicznych zaprezentował zespół badaczy z Państwowego Instytutu Geologicznego (PIG-PIB). Na uwagę zasługują również prace z Rosji, Solskiyego i jego współpracowników, oraz z Kazachstanu przygotowane pod kierunkiem Zhussupbekova.

W części trzeciej monografii, tradycyjnie, zamieszczono artykuły obejmujące bardzo szerokie spektrum problemów budownictwa wodnego. Otwiera ją praca o skutkach powodzi 1897 r. w Sudetach, która przyczyniła się do stworzenia kompleksowego programu ochrony przeciwpowodziowej po obydwu stronach gór, na obszarach obecnej Republiki Czeskiej i Polski. Powstało wiele budowli, w tym zapór i zbiorników, które znakomicie funkcjonują do dzisiaj. W części trzeciej książki znalazły się również artykuły na temat współczesnych betonów – na szczególną uwagę zasługują opracowania Machowskiej i Szarka – oraz konstrukcji stalowych czy gabionowych. Nie sposób również nie wspomnieć o dwóch pracach ze Słowenii. W pierwszej zaproponowano metodykę obliczania efektywności ekonomicznej zabezpieczeń przeciwpowodziowych, w drugiej omówiono rzeczywisty wpływ zapór na środowisko naturalne dla wszystkich tego typu obiektów w Słowenii. W tak szerokiej problematyce nie mogło zabraknąć tematyki żeglugi śródlądowej oraz zagadnień związanych ze środowiskiem, a konkretnie zanieczyszczeniem wód zbiorników małej retencji. Monografię zamyka interesująca praca, można powiedzieć perspektywiczna, o pływających panelach fotowoltaicznych.

Warto zaznaczyć, że podobnie jak w poprzednich latach, część artykułów zawarta w monografii została wygłoszona w postaci referatów na XVIII Międzynarodowej Konferencji Technicznej Kontroli Zapór. Patronat nad Konferencją objęli: Główny Urząd Nadzoru Budowlanego oraz Polska Izba Inżynierów Budownictwa. Organizatorami Konferencji byli: Politechnika Warszawska – Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Wydziału Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska i Instytut Badań Stosowanych,

Centrum Państwowej Służby ds. Bezpieczeństwa Budowli Piętrzących – Ośrodek Technicznej Kontroli Zapór – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy oraz Sekcja Konstrukcji Hydrotechnicznych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej Polskiej Akademii Nauk. Współprzewodniczącymi Komitetu Naukowego Konferencji byli prof. dr hab. inż. Zbigniew Kledyński oraz dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW.

Szanowni Czytelnicy, oddając do Waszych rąk niniejszą monografię, jesteśmy przekonani, że każdy z Państwa znajdzie w niej pozycję dla siebie. Myśl Demokryta, która poprzedziła niniejsze wprowadzenie, wspaniale oddaje potrzebę szczególnej troski, jaką powinna być otoczona zabudowa hydrotechniczna, która istotnie ingeruje w środowisko, a jednocześnie powinna z nim koegzystować. Wierzymy, że niniejsza książka przyczyni się do wymiany doświadczeń i dalszego rozwoju w zakresie systemów monitoringu bezpieczeństwa hydrotechnicznych budowli piętrzących.

Życzymy dobrej i udanej lektury.

Hydraulic structures monitoring and safety

Introduction

Jan WINTER

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Andrzej WITA

Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN – Sekcja Konstrukcji Hydrotechnicznych

*It is better to correct your own faults than those of another.
(Democritus)*

Two years after the last edition, we provide you another monograph on the safety of hydraulic structures. We hope that it will contribute to the further development of monitoring and safety of facilities which failure, and even more destruction, can cause catastrophic consequences for people and the environment.

The monograph is composed of three parts: I. Research, operation and maintenance of hydraulic structures (11 articles), II. Geotechnical issues in hydraulic engineering (9 articles); III. Water structures – selected issues (12 articles). Among the authors there are many who participated in previous editions, including civil engineers cooperating with us from the Czech Republic, Russia, Slovakia, Slovenia and Poland. We also managed to establish cooperation with new, excellent specialists from Kazakhstan and Great Britain. We would like to thank all of them for the involvement and preparation of the articles. We also would like to thank the Reviewers – their work guarantees a high level of the submitted monograph, which should be of interest to both scientists and practitioners.

The first part of the monograph is opened by the work of Kledyński and Banaszek on the durability of the screens upper asphalt tanks pumped storage, very interesting due to the reliable operation of our biggest hydropower plants. In the next article, Authors from Great Britain pose a very important question: how sure is safety? This problem is crucial

for safe development of the spillway operating machinery. One of the following articles takes us to Slovakia, to Gabčíkovo. It presents twenty-five years of experience in operation, maintenance, safety control and observation of the environmental impact of the water construction system. In this part there are two interesting articles from Slovakia, referring to the problems of operation and monitoring of hydrotechnical constructions. Very interesting in this respect is also work from the Czech Republic, concerning the safety of dams during the passage of flood waves. Another issue raised by the Authors is the safety of tailing storage facilities, discussed in the example of “Želazny Most” facility – the biggest landfill in Europe. The problems of various hydraulic structures monitoring are the main topic of the next few articles related to the Polish experience in this area.

The second part of the monograph is opened by the works prepared by Riha and his collaborators from the Czech Republic. Very interesting and high-level articles refer to examples of hydraulic structures failures. In the next study, prepared by authors from Institute of Meteorology and Water Management (IMGW-PIB), the issues of modeling filtration and stability of dams were discussed. An interesting article on the seismic evaluation of the substrate of hydraulic structures was presented by a team of scientists from the Polish Geological Institute (PIG-PIB). Noteworthy are also works from Russia, by Solskiy and his collaborators, and from Kazakhstan prepared under the direction of Zussupbekov.

Part three of the monograph, traditionally, includes articles covering a very wide spectrum of problems of water engineering. It is opened by a work on the effects of the 1897 flood in the Sudetenland, which contributed to the creation of a comprehensive flood protection program on both sides of the mountains, in today's Czech Republic and Poland. Many structures have been built, including dams and reservoirs, which are still functioning today. In the third part of the book, there are also articles on contemporary concretes – Machowska and Szarek works deserve special attention – as well as steel or gabion constructions. It is also impossible not to mention two works from Slovenia. The first one proposes a methodology for calculating the economic effectiveness of flood protection measures, the second deals with the real situation of the impact of dams on the natural environment for all such facilities in Slovenia. In such a wide range of issues it was not possible to omit the subject of inland navigation and problems related to the environment, namely water pollution of small retention reservoirs. The monograph is closed by an interesting work, one can say perspective, about floating photovoltaic panels.

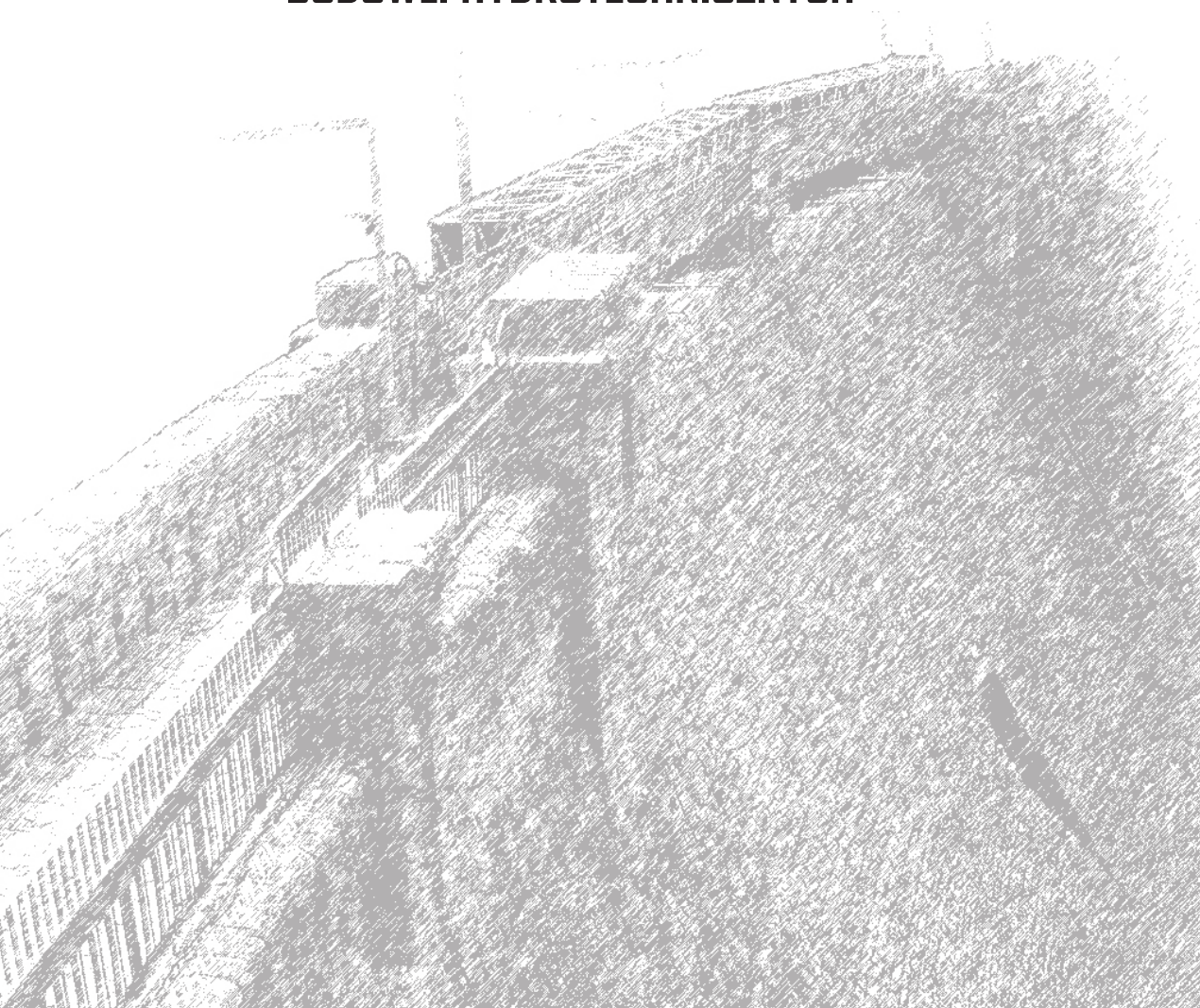
It is worth noting that, as in previous years, some of the articles contained in the monograph were presented at the XVIII International Technical Conference on Dam Monitoring. The patronage over the Conference was taken by the Main Building Surveillance Authority and the Polish Chamber of Civil Engineers. The organizers of the conference were: Warsaw University of Technology, Faculty of Building Services, Hydro and Environmental Engineering, Hydro-Engineering and Hydraulics Department and Institute for Applied Research, Institute of Meteorology and Water Management – National Research Institute – Dam Monitoring

Center and Polish Academy of Sciences, Committee of Civil and Water Engineering, Section of Hydrotechnical Constructions. The co-chairmen of the Scientific Committee of the Conference were prof. DSc PhD. Eng. Zbigniew Kledyński and prof. DSc PhD. Eng. Jan Winter.

Dear Readers, giving this monograph to you, we are convinced that each of you will find some interesting matters. The thought of Democritus, which preceded this introduction, greatly reflects the need for special care over hydraulic structures, which significantly interferes with the environment, and at the same time should coexist with it. We believe that this book will contribute to the exchange of experiences and further development in the field of monitoring systems for the safety of hydraulic structures.

We wish you a good and successful reading.

**BADANIA,
EKSPLOATACJA
I UTRZYMANIE
BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH**



Trwałość asfaltobetonowych ekranów górnych zbiorników elektrowni szczytowo-pompowych

The durability of asphalt concrete lining on embankments of upper reservoirs of pumped-storage power plants

Zbigniew KLEDYŃSKI, Beata BANASZEK

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Trwałość mieszanek mineralno-asfaltowych w budownictwie wodnym uwarunkowana jest nie tylko ich składem, strukturą i sposobem wbudowania, ale także warunkami pracy, tj. stałym lub okresowym kontaktem z wodą pod ciśnieniem oraz ekspozycją na warunki atmosferyczne. Ostatnie z wymienionych czynników są szczególnie ważne, gdy uszczelniony ekranem asfaltobetonowym górny zbiornik elektrowni szczytowo-pompowej znajduje się wysoko w górach, gdzie panują surowe warunki atmosferyczne. W pracy omówiono zmiany stanu technicznego przykładowego ekranu pracującego w takich właśnie warunkach.

1. Systematyka mieszanek mineralno-asfaltowych

Mieszanki mineralno-asfaltowe można podzielić na dwie grupy [Błażejowski, Styk 2004] – zagęszczane i niezagęszczane. Do pierwszej zalicza się betony asfaltowe, mastyks grysowy (MMA), Hot Rolled Asphalt (HRA) oraz mieszanki o nieciągłym uziarnieniu, natomiast do drugiej – mastyks i asfalt lany.

Zgodnie z powyższą klasyfikacją materiałowo-technologiczną, mieszanki mineralno-asfaltowe stosowane w uszczelnieniach budowli hydrotechnicznych można określić jako betony asfaltowe, asfalty lane i mastyksy.

Szling [1988] klasyfikuje mieszanki mineralno-asfaltowe w budownictwie wodnym nie tylko pod względem materiałowo-technologicznym, ale także w aspekcie ich przeznaczenia na stosowane rodzaje uszczelnień (ekrany, rdzenie i przesłony przeciwnieprzepuszczalne). Analiza receptur betonów wykorzystanych w nielicznych ekranach asfaltobetonowych w Polsce wskazuje, że ich warstwy wykonano z betonów asfaltowych o strukturze zamkniętej (war-

stwy szczelne) oraz otwartej (warstwy drenażowe). W warstwach szczelnych wykorzystuje się betony asfaltowe o strukturze zamkniętej, tj. z możliwie pełnym wypełnieniem lepiszczem bitumicznym porów w ciągle uziarnionej mieszance kruszyw. Natomiast w warstwach filtracyjnych stosowane były betony o ciągłym uziarnieniu kruszywa, ale o strukturze otwartej (porowatej) uzyskiwanej przez obniżenie zawartości lepiszcza asfaltowego, co zbliża je do pojęcia MMA, a nie mieszanek o nieciągłym uziarnieniu [Błażejowski, Styk 2004].

2. Konstrukcja ekranu i początkowe rozwiązania materiałowe

Ekran na skarpach (o łącznej powierzchni 85 500 m²) został ułożony na warstwie podbudowy o zmiennej grubości od 80 cm przy koronie do 150 cm u podnóża skarpy, wykonanej z tłucznia o uziarnieniu 40-150 mm, warstwie drenażowej o grubości 15 cm, wykonanej z tłucznia kamiennego o uziarnieniu 0-40 mm, oraz warstwie wyrównawczej z tłucznia o uziarnieniu 10-40 mm, bitumowanej na górnej powierzchni asfaltem D-200 w ilości ok. 3 kg/m². Wyżej wykonano kolejną warstwę wyrównawczą, ale już z asfaltobetonu o grubości 6 cm, dolną warstwę szczelną (o zamkniętej strukturze) o grubości 5 cm, warstwę drenażową z asfaltobetonu o strukturze otwartej o grubości 10 cm i górną warstwę szczelną o strukturze zamkniętej o grubości 7 cm [Sobolewski 2010].

Ekran na dnie zbiornika (o łącznej powierzchni 58 000 m²) miał konstrukcję przedstawioną na rysunku 1.

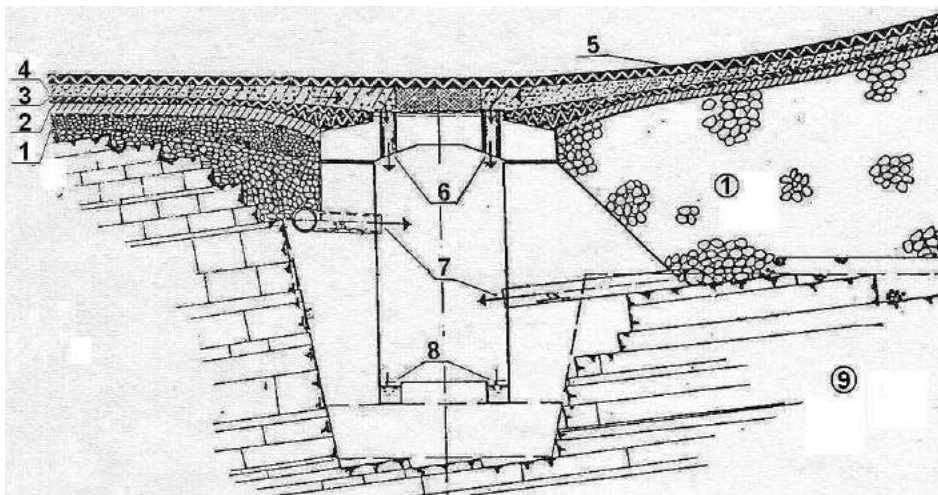
Do produkcji asfaltobetonu wykorzystano asfalt B 65 (importowany z Niemiec) oraz materiały krajowe: grysy bazaltowe z Księgińskich Kamieniołomów Drogowych, piasek bazaltowy łamany, płukany, frakcji 0-3 mm z tychże kamieniołomów, piasek naturalny 0,1-1,0 mm z Bukowna, mączkę wapienną z Górażdży i wapno hydratyzowane.

Grysy charakteryzowały się ziarnami trwałymi, twardymi, czystymi, łamanymi, o ostrych krawędziach. Krzywa przesiewu ograniczona udziałami nadziarna – maks. 10% i podziarna – maks. 20%. Udział ziaren płaskich i igłowych wynosił maksymalnie 20%.

Z kolei piaski łamane miały ziarna trwałe, twarde, czyste, zbite, skalne; miał kamienny ze zdrowego kamienia mógł być użyty bez mycia. Zanieczyszczenia: przesiew 0,02 – maks. 3%, drobne cząstki zdolne do pęcznienia – maks. 2%. Udział nadziarna wynosił maksymalnie 15%, a ziaren okrągłych lub zaokrąglonych – maksymalnie 35%.

Wypełniacz mógł być własny lub obcy, np. mączka wapienna ze zmielonej zdrowej skały pochodzącej z kamieniołomu. Warto zauważyć, że w okresie budowy zbiornika nie było norm dla wypełniaczy, więc pod tym pojęciem rozumiano cząstki mniejsze od 0,08 mm, o następującej charakterystyce [Sobolewski 2010]:

- | | |
|---|-----------|
| – zawartość pustek wg Ridgen'a | 33-40%; |
| – składniki zdolne do pęcznienia | maks. 2%; |
| – przyrost objętości wskutek pęcznienia | maks. 1%; |



Rys. 1. Przekrój pionowy przez dno zbiornika i galerię; oznaczenia: 1 – warstwa drenażowa z tłucznia o uziarnieniu 0-40 mm o grubości 15 cm, lokalnie nad zagłębieniami w podłożu skalnym wypełnionymi pospółką o uziarnieniu 20-40 mm, powierzchniowo bitumowaną asfaltem D-200; 2 – warstwa wyrównawcza o grubości 5 cm; 3 – dolna warstwa szczelna ekranu (o strukturze zamkniętej) o grubości 4 cm; 4 – warstwa drenażowa ekranu (o strukturze otwartej) o grubości 12 cm; 5 – górna warstwa szczelna ekranu (o strukturze zamkniętej) o grubości 7 cm; 6 – odprowadzenia z warstwy drenażowej ekranu; 7 – odprowadzenia drenaży podłoża; 8 – koryta zbiorcze wód drenażowych; 9 – podłoże skalne ([Ptaszyński, Stanaszek 1997; Sobolewski 2010; opracowanie własne])

- udział ziaren mniejszych niż 0,08 mm, min. 80%;
- udział wypełniacza własnego znajdującego się w miale kamiennym maks. 50%.

Z kolei wykorzystany bitum, o penetracji 65, odpowiadał zaostroszonym przepisom szwajcarskim i miał zapewnić odporność na starzenie się oraz małą wrażliwość na zmiany temperatury. Oczekiwano także giętkości bitumu w niskich temperaturach, trwałości kształtu w wyższych temperaturach oraz dobrej przyczepności do skały.

Oczekiwane właściwości scharakteryzowano, jak niżej [Sobolewski 2010]:

- penetracja w temp. 25°C 65±5 1/10 mm;
- temperatura mięknięcia 50-55°C;
- wskaźnik przenikania od -1 do +0,7;
- stosunek penetracji w temp. 35°C do penetracji w temp. 25°C 2,3-2,8;
- ciężar właściwy przy temp. 25°C 1,03±0,02;
- asfaltony z u-heksanem 15-20%;
- ciężar popiołu maks. 0,2%;
- składniki nierozpuszczalne w cykloheksanie 0,01%;
- zawartość parafiny wagowo maks. 2%.

Po badaniu na starzenie według norm niemieckich, tj. po przebywaniu w czasie pięciu godzin w temperaturze +163°C:

- temperatura mięknięcia 52-57°C
- wskaźnik przenikania od -1 do +0,7;
- stosunek penetracji w temp. 35°C do penetracji w temp. 25°C 2,3-2,8;
- redukcja penetracji przy temp. 25°C 35-40%;
- utrata lub przyrost masy 0-1%.

Skład asfaltobetonu w warstwie szczelnej był następujący [Szling 1988]:

- grysy bazaltowe (Księginki) frakcji:
 - 8-12 mm 14,8%,
 - 5-8 mm 15,2%,
 - 0-3 mm 35,0%;
- piasek Bukowno 15,2%;
- wypełniacz 6,0%;
- wypełniacz wapienny 7,0%;
- asfalt drogowy B 65 (Shell) 6,8%.

Warstwa drenażowa miała z kolei skład następujący [Szling 1988]:

- grys bazaltowy (Złotoryja) frakcji:
 - 16-25 mm 27,9%;
- grysy bazaltowe (Księginki) frakcji:
 - 12-16 mm 18,9%,
 - 8-12 mm 12,6%,
 - 5-8 mm 15,3%,
 - 0-3 mm 15,3%;
- wypełniacz 2,0%;
- wypełniacz wapienny 4,0%;
- asfalt drogowy B 65 (Shell) 4,0%.

W warstwie podkładowej zastosowano recepturę [Szling 1988]:

- grys bazaltowy (Złotoryja) frakcji:
 - 16-25 mm 31,5%;
- grysy bazaltowe (Księginki) frakcji:
 - 8-12 mm 30,3%,
 - 0-3 mm 20,9%;
- piasek Bukowno 9,5%;
- wypełniacz wapienny 2,8%;
- asfalt drogowy B 65 (Shell) 5,0%.

Założono uzyskanie następujących parametrów [Szling 1988]: współczynnik filtracji w warstwie szczelnej $k \leq 10^{-8}$ cm/s, zawartość próżni do 3%, a jej wypełnienie asfaltem 90%. W warstwie drenażowej zawartość próżni powinna być w granicach 15-25%, a współczynnik filtracji $k = 0,9$ cm/s.

3. Eksploatacja do pierwszego remontu warstwy szczelnej (siedemnaście i pół roku)

Ekran wykonano w roku 1978, a do jego eksploatacji przystąpiono w styczniu 1979 roku. Pierwsze objawy destrukcji warstwy szczelnej zaobserwowano już po dwóch latach, w postaci licznych pęcherzy (fot. 1). Pęcherze występowały na skarpach, w strefie wahań zwierciadła wody. Miały one średnicę 5-8 cm i głębokość od 2 do 5-6 cm [Ptaszyński, Stanaszek 1997].

Ze względu na sposób wykonania warstwy szczelnej (jedna warstwa), pęcherze miały charakter tzw. pęcherzy rosnących [Szling 1988]. Badania wykazały, że ich przyczyną była tzw. zgorzel słoneczna ziaren grysłu bazaltowego [Ptaszyński, Stanaszek 1997]. Liczba pęcherzy zmieniała się z roku na rok od trzech do dwudziestu pięciu tysięcy, zależnie od występowania niskich wartości temperatury i zmienności wahań zwierciadła wody w sezonie zimowym.

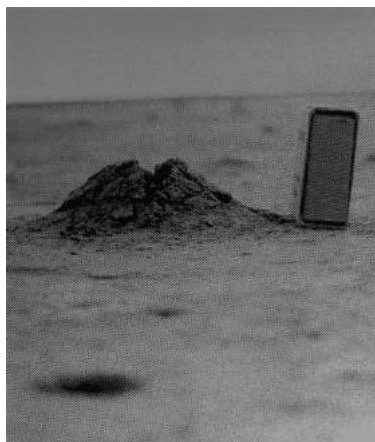
Każdego roku, po zimie, pęcherze były likwidowane. Wypracowano metodę, na którą składały się następujące operacje [Ptaszyński, Stanaszek 1997]:

- wykucie pęcherza do nienaruszonego asfaltobetonu;
- oczyszczenie kawerny sprężonym powietrzem;
- wypełnienie ubytku mieszanką mineralno-asfaltową o składzie: piasek (0-2 mm) – 25%, mączka wapienna – 19%, mączka azbestowa – 12%, asfalt D-35 – 44%.

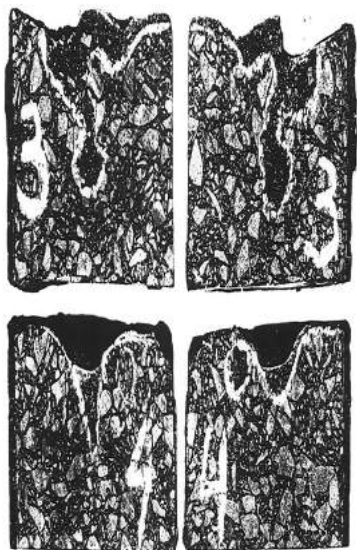
Przykładowe przekroje przez naprawione pęcherze pokazano na fotografii 2.

Po dwunastu latach pojawiły się dodatkowo objawy starzenia się asfaltobetonu. Stwierdzono pęknięcia wskrośne warstwy szczelnej, skutkujące udokumentowanymi przeciekami do galerii kontrolno-drenażowej. Podjęto decyzję o wymianie górnej warstwy szczelnej ekranu i po trzyletnich przygotowaniach, latem 1995 r., przeprowadzono remont, który obejmował [Ptaszyński, Stanaszek 1997]:

- usunięcie ze zbiornika namulów;
- sfrezowanie istniejącej warstwy szczelnej od korony do najniższego poziomu energetycznego;
- czyszczenie mechaniczne sfrezowanej powierzchni;
- nałożenie warstwy szczepnej z emulsji kationowej;
- wbudowanie nowej warstwy szczelnej;
- podgrzanie i zagęszczenie szwów dobowych i na połączeniach ze starym asfaltobetonem;
- zamknięcie powierzchniowe warstwy preparatem „Rowiform” (na zimno);
- wymiana dylatacji na styku ekranu z wieżą ujęcia wody.



Fot. 1. Pęcherz warstwy szczelnej
[Bubała 2009]



Fot. 2. Przekroje przez wypełnione pęcherze
[Ptaszyński, Stanaszek 1997]

Tym razem skład asfaltobetonu w warstwie szczelnej zawierał kruszywo dolomitowe o uziarnieniu 0-16 mm (78%), piasek naturalny 0-3 mm (15%), wypełniacz wapienny (7%) i uszlachetniony asfalt D-80 z Trzebini (7%) [Ptaszyński, Stanaszek 1997]. Dodatki uszlachetniające to Cariflex (2,5%) i Addibit L-100 (0,3%).

Powierzchnia nowej warstwy wyniosła 73,8 tys. m², a ilość wyprodukowanego na nią asfaltobetonu – 14,7 tys. ton. Zużyto także 37 ton emulsji kationowej i 90 ton „Rowiformu”.

Dość szybko okazało się, że zamknięcie powierzchniowe jest niszczone w wyniku oddziaływania kry lodowej i niskich wartości temperatury.

4. Stan ekranu po wymianie warstwy szczelnej (dwadzieścia trzy lata)

Ekran asfaltobetonowy zbiornika jest systematycznie obserwowany i badany [Szymański 2013, 2015b, 2017], także po wymianie wierzchniej warstwy szczelnej. W roku 2015 wykonano badania laboratoryjne próbek asfaltobetonu pobranych metodą wierceń rdzeniowych [Szymański 2015a; Walo Bertschinger 2015].

Zestaw stwierdzonych uszkodzeń zewnętrznej warstwy szczelnej ekranu obejmuje aktualnie:

- ubytki w zamknięciu powierzchniowym (fot. 3 i 4);
- rozpad i wypadanie kruszywa zlokalizowanego przy powierzchni, określane jako tzw. ospa (fot. 5 i 6);
- tzw. pęcherze rosnące – wewnątrzwarstwowe (fot. 7, 8 i 9);
- spękania i rysy;
- oznaki utraty elastyczności asfaltobetonu (starzenie się);
- odkształcenia powierzchni ekranu;
- zawilgocenia wewnątrz warstwy szczelnej oraz drenażowej;
- uszkodzenia połączeń ekranu z wieżą ujęcia.

5. Destrukcja zamknięcia powierzchniowego

Na fotografiach 3 i 4 pokazano uszkodzenia zamknięcia powierzchniowego, przy czym na zdjęciu trzecim widoczne są jeszcze fragmenty powłoki bitumicznej, a na czwartej brakuje nie tylko warstwy zamykającej pory otwarte w asfaltobetonie, ale także otuliny asfaltowej kruszywa. Jest ono odsłonięte przez co woda może skuteczniej wnikać w strukturę asfaltobetonu i osłabiać przyczepność asfaltu do kruszywa.

Trudno przecenić znaczenie zamknięcia powierzchniowego dla trwałości ekranu, gdyż podnosi ono trwałość warstwy szczelnej nie tylko poprzez zwiększenie otuliny ziaren przypowierzchniowych, ale także redukcję promieniowania ultrafioletowego docierającego do lepieszca asfaltobetonu, co spowalnia postęp utleniania asfaltu i jego twardnienia, tj. postępującej utraty elastyczności.

6. Ospa

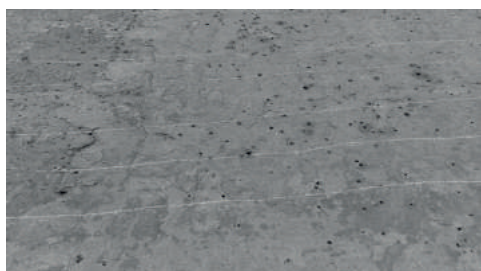
Proces rozpadu i wypadania ziaren kruszywa, które leżą tuż pod powierzchnią warstwy szczelnej (zwany ospą), zaczyna się, gdy cienki film asfaltowy oddzielający ziarno od powierzchni ekranu ulega mikrospełnieniu w wyniku przemiennej nagrzewania się i ochładzania (ponad zwierciadłem wody) i/lub w wyniku mechanicznego oddziaływania lodu



Fot. 3. Uszkodzenia zamknięcia powierzchniowego
[fot. Z. Kledyński, kwiecień 2014]



Fot. 4. Brak otuliny kruszywa
[fot. Z. Kledyński, kwiecień 2014]



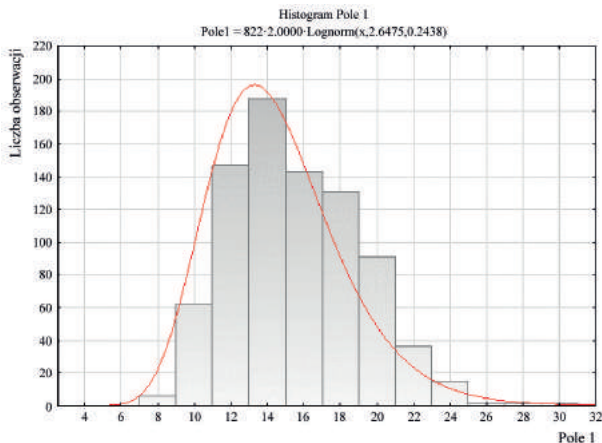
Fot. 5. Pole ekranu na skarpie z uszkodzeniami
w formie tzw. ospy [fot. B. Banaszek, maj 2018]



Fot. 6. Uszkodzenia warstwy szczelnej ekranu
w formie tzw. ospy [fot. B. Banaszek, maj 2018]

w strefie wahań zwierciadła wody w okresie zlodzenia zbiornika. Tak zwane powierzchniowe zamknięcie, wykonane przy użyciu mastyksu, opóźnia destrukcję, gdyż najpierw musi spękać warstewka mastyksu, aby proces dotknął właściwego lepiszcza w asfaltobetonie. W momencie powstania jakiegokolwiek dostępu wody do ziarna kruszywa, następuje osłabianie przyczepności asfaltu. Woda wnika w mikropory ziarna i penetruje strefę kontaktu ziarno-lepiszcze. Wszystko to dzieje się przy cyklicznych zmianach temperatury, możliwych przejściach fazowych wody w parę wodną lub lód. Powstające przy tym naprężenia kruszą ziarno, a jego drobiny są wypłukiwane przez wodę. Ponieważ cienka i uszkodzona punktowo otulina ziarna nie stanowi już przeszkody w migracji wody, to proces kończy się stosunkowo niewielkim otworem w ekranie i pustką (kawerną) po ziarnie. Otwiera to drogę do głębszej penetracji wody w warstwę szczelną, a ponieważ nawet dobrze zagęszczony asfaltobeton ma porowatość rzędu kilku procent, to w materiale odbywa się transport wilgoci w głąb ku warstwie drenażowej. Oprócz konwekcji wymuszanej zmiennym gradientem ciśnienia hydraulicznego, mamy do czynienia z termodyfuzją, cyklicznymi przemianami fazowymi i towarzyszącymi im naprężeniami.

W celu oceny głębokości ubytków spowodowanych opisanym procesem niszczenia warstwy szczelnej wytypowano na powierzchni ekranu pole badawcze o wymiarach 4 m × 4 m i w jego obrębie zmierzono głębokości ubytków. Wyniki pomiarów opracowano statystycznie.



Rys. 2. Histogram głębokości uszkodzeń warstwy szczelnej ekranu w obrębie pola badawczego

Na rysunku 2 przedstawiono histogram głębokości ospy na polu badawczym. Analiza uzyskanych wyników wskazuje, że z 95% prawdopodobieństwem głębokości uszkodzeń nie przekraczają wartości 21,1 mm, co stanowi około 30% nominalnej grubości warstwy szczelnej.

7. Pęcherze

Kiedy woda dotrze do głębiej leżącego ziarna kruszywa, proces niszczenia jego kontaktu z lepiszczem i destrukcji materiału mineralnego jest analogiczny, jak opisany przy wypadaniu ziaren płycej leżących, ale w tym przypadku stan odkształceń i naprężeń jest inny i prowadzi do wypiętrzenia ziarna oraz przekrywającej je otuliny ku powierzchni warstwy. Powstaje wówczas tzw. pęcherz rosnący. Uwidacznia się on wybrzuszeniem powierzchni, następnie jej promienistym spękaniem, w którym – gdy się powiększa – widać ziarna kruszywa, których wcześniejsze odseparowanie od lepiszcza umożliwiło wnikanie wody głębiej. Głębokość na jakiej inicjują się pęcherze jest znaczna, ale zwykle do perforacji warstwy szczelnej nie dochodzi. Rośnie jednak znacząco gradient hydrauliczny działający w tym miejscu na pocie-nione i wciąż ciągle uszczelnienie.

Z tego powodu uszkodzenia w miejscach pęcherzy powinny być naprawiane. Robi się to analogicznie do opisanej wcześniej procedury, przy czym aktualnie, po wykuciu uszkodzonego asfaltobetonu i oczyszczeniu zagłębienia, podgrzewa się naprawiany obszar palnikiem, wypełnia kawernę drobno uziarnionym asfaltobetonem o odpowiednio wysokiej temperaturze i starannie go zagęszcza. Naprawiane miejsce zabezpiecza się tzw. zamknięciem powierzchniowym, czyli warstwą mastyksu.

Na rysunku 3 pokazano liczbę pęcherzy naprawionych w kolejnych latach funkcjonowania, wymienionej w roku 1995, warstwy szczelnej ekranu, a na rysunku 4 pokazano te dane, ale odniesione do powierzchni uszczelnienia, tj. na 1 000 m² powierzchni ekranu (łącznie



Fot. 7. Uszkodzenia warstwy szczelnej – początkowa faza wzrostu pęcherza rosnącego [fot. Z. Kledyński, maj 2013]

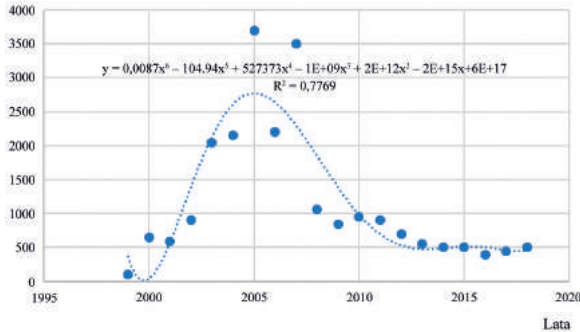


Fot. 8. Naprawa warstwy w miejscu pęcherza rosnącego – stan po wykuciu uszkodzonego materiału [fot. Z. Kledyński, maj 2013]

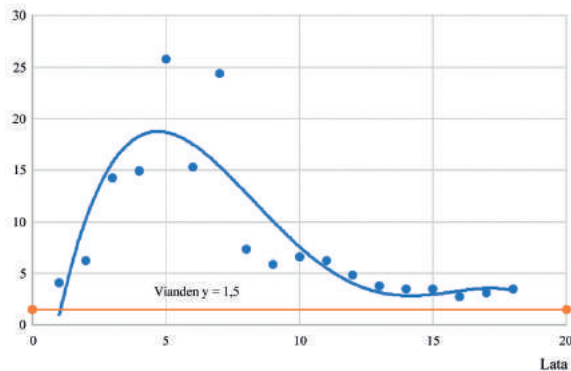


Fot. 9. Naprawa warstwy w miejscu pęcherza rosnącego – stan po wypełnieniu ubytku [fot. Z. Kledyński, maj 2013]

z dnem). Liczba corocznie pojawiających się i usuwanych pęcherzy jest znacząca, zwłaszcza jeśli odnieść ją do powierzchni warstwy i porównać z innymi obiektami. Na rysunku 4 pozioma linia wyznacza najwyższą wartość zaobserwowaną na zbiornikach przywołanych w pracy [Szling 1988]. Ponieważ w wymienionej warstwie szczelnej ekranu użyto kruszywa wapiennego, to za powstawanie pęcherzy nie jest odpowiedzialna zgorzel słoneczna bazaltu, jak to było w latach 1978-1995. O ile wówczas liczba pęcherzy wynosiła od trzech do dwudziestu pięciu tysięcy rocznie, o tyle po zmianie kruszywa spadła ona do niecałych czterech tysięcy w dziesiątym roku eksploatacji warstwy, aby ustabilizować się w okresie ostatnich lat na poziomie około pięciuset sztuk rocznie.



Rys. 3. Liczba pęcherzy naprawionych w kolejnych latach funkcjonowania warstwy szczelnej ekranu



Rys. 4. Liczba pęcherzy naprawionych w kolejnych latach funkcjonowania warstwy szczelnej ekranu na 1 000 m² powierzchni ekranu

Należy sądzić, że podstawową przyczyną powstawania pęcherzy są trudne warunki eksploatacji ekranu, tj. zmienne poziomy wody, wahania temperatury materiału oraz mechaniczne oddziaływanie kry w okresach zlodzenia zbiornika. Warto podkreślić, że szybkie dobowe zmiany poziomu wody prowadzą do dużych i szybkich zmian temperatury powierzchniowej warstwy ekranu. Latem stosunkowo chłodna woda pokrywa rozgrzaną na słońcu warstwę asfaltu, a zimą stosunkowo ciepła woda przykrywa przemrożoną warstwę asfaltobetonu. Zmiany temperatury powierzchni ekranu mogą sięgać kilkudziesięciu stopni w ciągu kilku godzin [Adam i in. 2015]. Towarzyszące tym zmianom naprężenia termiczne rozszczelniają strukturę materiału, zwłaszcza w strefach kontaktu kruszywo-asfalt, co otwiera drogę do postępującej destrukcji asfaltobetonu.

8. Wnioski

- A. Uszkodzenia warstwy szczelnej analizowanego ekranu w postaci tzw. ospy nie stanowią istotnego zagrożenia perforacją uszczelnienia. Aktualnie takie ryzyko jest znikome. Groźniejsze są pęcherze rosnące, które sięgają do 90% grubości warstwy szczelnej i dlatego powinny być usuwane.

- B. Ekranu asfaltobetonowe zapewniają wysoką szczelność zbiorników, ale procesy starzeniowe materiału warstwy szczelnej wymagają systematycznej konserwacji i napraw pojawiających się uszkodzeń, a po osiągnięciu znacznego stopnia destrukcji – wymiany zewnętrznej warstwy szczelnej.
- C. Projektowanie uszczelnień górnych zbiorników elektrowni szczytowo-pompowych natrafia na szczególne wymagania materiałowe ze względu na złożone i trudne warunki pracy tych elementów konstrukcji. W warunkach polskich należy do nich zaliczyć przede wszystkim znaczące i szybkie zmiany temperatury, w tym przemarzanie, przemienne nawilżanie i działanie wody pod ciśnieniem oraz ekspozycję na promieniowanie ultrafioletowe.
- D. Wskazane jest poszukiwanie nowych metod oceny asfaltobetonów lepiej oddających złożone warunki ich pracy w ekranach górnych zbiorników elektrowni szczytowo-pompowych oraz alternatywnych rozwiązań materiałowych dla tych uszczelnień.

Literatura

- Adam K., Riha J., Spano M., 2015, The results of a survey of the temperature of the asphalt-concrete facing of embankment dams, [w:] Eksploatacja budowli piętrzących – diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom, J. Winter, A. Wita (red.), IMGW-PIB, Warszawa, 227-240
- Błażejowski K., Styk S., 2004, Technologia warstw asfaltowych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 406 s.
- Bubała L., 2009, Elektrownia Szczytowo-Pompowa Porąbka – Żar. 30 lat eksploatacji 1979-2009, ESP Porąbka-Żar, 232 s.
- Ptaszyński Z., Stanaszek S., 1997, Uszczelnienie asfaltobetonowe zbiornika górnego elektrowni szczytowo-pompowej Porąbka – Żar: problemy eksploatacyjne i przeprowadzony remont modernizacyjny, praca podyplomowa, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Środowiska, Warszawa – Międzybrodzie Żywieckie
- Sobolewski T. (red.), 2010, Monografia Elektrowni Szczytowo-Pompowej Porąbka-Żar, PGE Energia Odnawialna, ESP Porąbka-Żar, 196 s.
- Szling Z., 1988, Mieszanki mineralno-asfaltowe w polskim budownictwie wodnym, Prace Naukowe Politechniki Wrocławskiej, 53, 132 s.
- Szymański J., 2013, Ocena stanu technicznego asfaltobetonowego ekranu uszczelniającego zbiornik górny elektrowni szczytowo-pompowej Porąbka-Żar – Ekspertyza, Wrocław, praca niepublikowana
- Szymański J., 2015a, Analiza i interpretacja wyników badań laboratoryjnych asfaltobetonowego ekranu uszczelniającego zbiornik górny ESP Porąbka-Żar zawartych w sprawozdaniu firmy Walo Bertschinger AG – Opinia techniczna, Wrocław, praca niepublikowana
- Szymański J., 2015b, Ocena stanu technicznego asfaltobetonowego ekranu uszczelniającego zbiornik górny elektrowni szczytowo-pompowej Porąbka-Żar – Ekspertyza, Wrocław, praca niepublikowana

Szymański J., 2017, Ocena stanu technicznego asfaltobetonowego ekranu uszczelniającego zbiornik górny elektrowni szczytowo-pompowej Porąbka-Żar – Ekspertyza, Wrocław, praca niepublikowana

Walo Bertschinger A.G., 2015, Upper Reservoir Porąbka-Żar Investigation Report Bituminous Lining System, Zurich, praca niepublikowana

Systemy napędu zamknięć przelewu – jak pewne jest bezpieczeństwo?

Spillway gate drive systems – how safe is safe?

Ken GRUBB, Russ DIGBY, Paul JONES, David CAVE

KGAL Consulting Engineers Ltd

Bourne Gate, Bourne Valley Road, Poole, Dorset, BH12 1DY, United Kingdom

Summary

There is a great deal of interest currently in the probabilistic analysis of gated systems. This subject is crucial to the safe development of the spillway operating machinery but often takes civil engineers outside of their traditional comfort zone, as it requires a detailed knowledge of drive systems, their componentry and relative failure rates. It is recognised that some scepticism has been displayed by some engineers as to whether analysis leads to the illusion of accurate risk predictions due to the unavailability of valid statistics.

Where are we today in terms of best practice? And, what is the direction of travel? Can any driven gate be of adequate reliability? This paper reviews the philosophical thinking behind specifying dam protection gates and their related systems from a historical perspective. It also considers whether a “one size fits all” approach to dam protection gates can be applied to diverse geographic and technologically diverse societies. The paper reviews typical spillway gate mechanical and hydraulic drive systems together with their associated control systems. It discusses their features in terms of their contribution towards overall reliability. In so doing, it examines what makes gate drives systems more or less reliable.

1. Background

Most engineers agree that one of the most significant risks to a dam arises if it is unable to pass a flood-flow that it is presented with. Where a dam includes a fixed level spillway, then security is only reliant upon the flood-flow being less than that for which the spillway was designed. However, many dams cannot incorporate a fixed spillway of sufficient dimensions and therefore incorporate spillway gates. The safety of the dam is then dependent on the adequate capacity of the gates and their reliability together with that of their associated machinery.

According to recently published papers, the hydro-world's safety record in terms of fatalities, does not compare well with other industries that clearly involve great risk such as the nuclear industry and aviation [Leyland 2014]. For instance, Leyland states that the hydro industry has a deaths/TWh value of 1.4 compared with 0.04 deaths/TWh for nuclear and 60 for coal.

In a recent report on Dam Safety by the UK's Environment Agency it was stated [EA 2011]: *»If asked to cite failures of British Dams, most engineers in the reservoirs industry would be able to quote Dale Dyke, Bilberry, together with recent serious incidents such as Ulley, but many would struggle to name more of the several hundred (near miss) incidents that have occurred«.*

This situation is potentially repeated throughout the world and leaves the uncomfortable feeling that the full nature of the risks associated with dams and reservoirs are not properly quantified and thus not understood.

As stated above, there is a recognition that the reliability of dam protection gates is crucial to the safety of the dam itself. There are also several incidents where the inadvertent operation of spillway gates has also led to fatalities, generally the drowning of members of the public who were accessing the associated river. This brings home the need to recognise that the subject of safety in relation to protection gates is not simplistic and requires careful, documented, thought.

Sadly, the evidence of history is that it often takes a major disaster causing loss of life for step changes in safety practice to take place, driven through legislation. Arguably these changes may be driven by insurance requirements in the modern world as, these days, people are more litigious and courts are less likely to attribute failure to "acts of god".

It can also be argued that risk-based criteria have become the modern norm due to:

- Developments in statistical analysis which has led to greater understanding of the science;
- Developments in computerisation which make the analysis of data relatively simple;
- The availability of bigger data sets.

2. Evolutionary history of dam safety

Dubler and Grigg [1996] note that the use of spillways predates recorded history. They state that, historically, various empirical methods were used to estimate capacity.

It is interesting to note that the approach to risk and reliability in engineering has changed a lot over the last hundred years. It provides some useful background understanding to review this evolution. In the United Kingdom there are 14 recorded dam failures leading to 427 deaths, up to 1925 [EA 2011]. Following which legislation was introduced in the form of the Reservoirs Act (Safety Provisions) Act of 1930. This has been replaced by the Reservoirs Act of 1975 and further initiatives were introduced in terms of responsibilities for enforcement in the form of the Flood and Water Management Act 2010.

The above legislation in the UK is intended to be firmly rooted in relation to risk, with more action being required the higher the perceived risk of the installation. There is also a requirement to report any incident which results, or could result, in the uncontrolled release of water from a large raised reservoir.

Elsewhere it is found that major safety initiatives tend to be driven by failure events in earlier years. Nowadays it could be argued that the stricter liabilities associated with asset owners and their insurance obligations are generally driving risk downwards.

In parallel with the specifics of the dam industry there has been the continual development of obligations under health and safety. Internationally, health and safety legislation requires that an engineer has a duty to consider the risks associated with his design in respect of safety. They are required to identify the hazards and carry out a risk analysis of the control system and the equipment under its control for all reasonably foreseeable circumstances, including fault conditions and misuse, and:

- Avoid those risks that can be avoided.
- Reduce those that cannot be avoided so that they are as low as reasonably practicable (ALARP).
- Protect personnel and manage those remaining risks.
- Record the results of their risk assessment so that all parties are aware of the residual risks that they own.

Potentially, fatalities arising from a failure to consider reliability needs and ensuring that they were satisfied, could leave a designer open to prosecution involving corporate manslaughter.

In terms of general machinery there have been a number of standards introduced that take a risk-based look at machinery and/or their control systems. These include Harmonised European Standards and also ISO standards. Examples include:

- BS EN ISO 13849: Safety of Machinery – Safety Related parts of control systems.
- BS EN 62061: Safety of Machinery: Functional safety of electrical, electronic and programmable electronic control systems.

The standards quoted above take a risk-based approach to their subject and have been harmonised in respect of the Machinery Directives enacted into UK law via the Supply of Machinery (Safety) Regulations.

Note that some of the above standards use the concept of a Safety Integrity Level (*SIL*). There are four such levels with *SIL* 1 being the lowest (probability of dangerous failure on demand $\geq 10^{-2}$ to $< 10^{-1}$) and *SIL* 4 being the highest (probability of dangerous failure on demand $\geq 10^{-5}$ to $< 10^{-4}$). BS EN ISO 13849 adopts a Performance Level (*PL*), though it is possible to cross-refer these criteria.

In the case of machinery used to protect a dam, reliability will usually be defined as “the Probability of Failure upon Demand”, rather than a rate of failure per 1,000 hours (say).

Note that whilst most general engineering assessments using the above codes tend to focus on the safety of the machinery in respect of the user. A machine that fails to perform its job regularly but shuts down safely will often be considered to be acceptable. This approach does not work for dam protection and it should be recognised that the codes include societal risk sections which can be used for dam protection machinery.

Overall, society has started from a position where individual engineers used their judgement, then moved to codified prescriptions and finally arrived at a position where design decisions are generally made on a documented, risk-based, approach. Given the ever-changing nature of the world in which we live, this also leads to the conclusion that reliability is a journey and not a destination. A risk assessment therefore needs to be revisited on a regular basis.

One final point to make in terms of risk-based reliability assessment comes from the investigation into the Piper Alpha drilling rig disaster. The final report on the investigation into the causes of the loss of life through fire concluded that whilst a risk-based assessment had been completed on the rig's systems, this had become an increasingly prescriptive task using paperwork based on previous studies. It was recommended that there should always be an original analysis for each rig with expert input.

2.1. Historic civil engineering approach

There are a number of documented dam breaches which have led to loss of life. The civil engineering profession has a generally good story to tell in terms of the evolution of civils-based analysis, construction methods and materials. It also has a proud history of cooperation through ICOLD. ICOLD was formed in 1928 and consists of around 90 member national committees which cooperate on learning from experience and sharing best practice.

In terms of legislation, the UK is not alone in introducing an obligation on reservoir owners to keep their assets in good repair and safe order. There is a recognition of the existence of small and large dams and reservoirs (a large reservoir is $>25,000 \text{ m}^3$). Essentially there is then a requirement to appoint:

- An Inspecting Engineer to inspect the dam/reservoir “from time to time”.
- A Supervising Engineer “At all times when the dam/reservoir is not under the supervision of a construction engineer” to advise the owner on its behaviour.

The modern civil engineering approach to sizing spillway capacity has been to equate the spillway flood discharge capacity (*SFD*) to the probable maximum flood (*PMF*) for significant dams. This has a number of advantages and disadvantages. As has been observed, this rating of the spillway is effectively a zero-risk approach, provided the *PMF* is properly calculated and does not necessarily lead to the best allocation of public funds.

Historically there was then applied an “*N+1*” rule, where the number of discharge gates installed was one greater than that apparently needed. The legacy effect of the above is that:

- the larger the number of gates the smaller the level of spare capacity;
- there is an inherent assumption that the gates will operate when called upon to do so, whereas the larger the number of gates, the more likely that one will fail to operate.

The above approach leads to a position where their safety in the face of extreme events is assumed, but may, or may not be delivered should the extreme event arrive. In addition, climate change has meant that there has been a general inflation in the estimated PMF over recent decades, which often means that spare capacity in the spillway gates does not exist. Hence the $N+1$ “rule” needs to be treated with much caution.

2.2. Traditional mechanical and electrical engineering approach within the hydroindustry

There are a number of international codes for water control gate design, but most stop short of specifying the reliability requirements of spillway flow control systems. Generally, operating machinery and associated control systems are only partially covered in such standards, where they tend to adopt a rules-based approach. For instance, that the capacity of a winch should be 120% of calculated frictional resistances irrespective of the perceived risk.

Traditionally the specifier (consultant) provides a list of functional requirements, but provides no analysis to the designer as to why these requirements were called for. It is very prevalent to find a general statement that the spillway gates “shall be reliable”, however this has no definition and hence is unenforceable.

Review of typical contract specifications shows that resilience tends to be equated with redundancy and thus typically a specification requires:

- duplicated drive motors;
- diesel engine back-up;
- ultimate manual means of operation.

The above has been described as the “shopping list” approach, with the assumption that if such features are present, then the system must have resilience. The emphasis has been placed on “good engineering design” and demonstration of performance through factory and site testing. Due to commercial price pressure, there is a very large difference in the delivered product, from contractor to contractor. In fairness to the contractor/designer, they have no knowledge of the consequences of hazards on the specific site and are not in a position to know if the delivery of the specified equipment will, or will not, provide an appropriate design.

Within the UK, this reliance on testing as a means of establishing operational reliability is also established with an annual demonstration of machinery function to an inspecting engineer. Such demonstrations are valuable, but do not establish reliability as defined within this paper.

Upon detailed examination, it is often found that machinery incorporates common cause failures, so that the appearance of redundancy becomes an illusion. Also, designers rely upon

levels of maintenance which are unrealistic in some parts of the world, so that systems which are initially “safe”, become not so as time marches on.

If further evidence is needed that there is a need to review custom and practice in terms of dam protection gate machinery, it should be noted that:

- there have been a number of dam failures where a failure of the spillway to work as intended was a contributory cause;
- there are numerous gate failures which have been classified as near misses around the world;
- reliability studies on protection gate systems regularly expose design, component, operational and maintenance weaknesses.

2.3. The modern hydro industry response

It is satisfying to record that much good work has been undertaken in the dam industry to adopt risk-based reliability techniques. The civil engineers in the fraternity have been using risk-based analysis for many years.

Early papers on machinery reliability were published by Lewin and Ballard [2004] and are still valid when read today. Lewin et al. [2003]⁶ have also published excellent background papers on risk management.

ANCOLD embraced a unified approach to risk assessment in a “guidelines” document published in 2003 and there is a good overview of this in a paper by Barker [2011].

Currently organisations such as BC Hydro in Canada, Scottish and Southern Energy in Scotland and many others have been embracing risk-based approaches to protection gates. The work of Rick Schultz in the USA is excellent and further information on this can be gleaned from his papers.

Currently in ICOLD a Hydromechanical Committee has been established and it is working on a guideline document in respect of the safety of dam protection gates. Whilst it is not for this paper to predict what will become eventual ICOLD policy, it can be expected that a risk-based approach will feature prominently.

3. The lexicon of risk and reliability

3.1. Hazard identification and risk analysis

Hazard identification and risk analysis is a collective term that encompasses all activities involved in identifying hazards and evaluating risk at facilities, throughout their life cycle, to ensure that risks to employees, the public, and the environment are controlled to acceptable levels. These studies typically address three main risk questions:

- hazard – what can go wrong?

- consequences – how bad could it be?
- likelihood – how often might it happen?

The hazard identification and analysis stage is a very important part of the risk management process, as no action can be made to avoid, or reduce, the effects of hazards that have not been identified. The hazard analysis stage also has the largest potential for error with little or no feedback of those errors.

When evaluating the risks arising from dangerous failures in the installation, it is important to consider both the risk to the individual and societal risk.

Individual risk is defined as the frequency at which an individual may be expected to sustain a specified level of harm from the realisation of specified hazards.

Societal risk is defined as the relationship between frequency and the number of people sustaining a specified level of harm in a given population from the realisation of specified hazards.

When considering what would be deemed an acceptable level of risk (the target risk) it is useful to know some typical background risks for people in the vicinity of the installation.

Some background risks for citizens in the UK [HSE 2001] are shown in the table 1.

Table 1. List of possible causes of death with associated annual risk of occurrence

Cause of death	Annual risk
Cancer	$2.6 \cdot 10^{-3}$ (1 in 387)
Injury and Poisoning	$3.2 \cdot 10^{-4}$ (1 in 3137)
All types of accidents	$2.5 \cdot 10^{-4}$ (1 in 4064)
Road accidents	$6.0 \cdot 10^{-5}$ (1 in 16,800)
Gas incident (including poisoning)	$6.6 \cdot 10^{-7}$ (1 in 1,510,000)
Lightning	$5.3 \cdot 10^{-8}$ (1 in 18,700,000)

The difference between the target risk and the risk arising from dangerous failures in the installation gives us the risk reduction required.

One way to achieve part, if not all, of the risk reduction is to incorporate safety related systems that meet a particular safety integrity level.

Safety integrity is the probability of the safety-related system performing the specified safety functions under all stated conditions within a stated period of time.

Even when the target risk is achieved, legislation in the UK requires that all risks are reduced to a level that is as low as is reasonably practicable (abbreviated as ALARP). To carry out a duty so far as is reasonably practicable means that the degree of risk in a particular activity or environment can be balanced against the time, trouble, cost and physical difficulty of taking measures to avoid the risk.

In spillway gate installations reliable operation of the gates is often crucial to the overall safety of the installation and would form part of the safety function.

3.2. Reliability

Most people will have some concept of what reliability is from everyday life, for example, people may discuss how reliable their car has been over the length of time they have owned it.

Reliability therefore can be expressed as quality over time. If you purchase a new car and it breaks down on the way home from the dealer you would consider the car to be of poor quality. If, however, various parts of the car wear out before you would expect them to this would be termed poor reliability.

Reliability is associated with unexpected failures and understanding why these failures occur is key to improving reliability.

4. The effect of legal systems in driving risk management

In his paper on tolerable risk for dams, Bowles [2007] compares and contrasts the two leading legal systems, namely Napoleonic Civil Code and Common Law in terms of their effect on the obligations of a designer. The differences are far-reaching and it is worth highlighting these so that their effects become apparent on an asset owner's obligations.

Many countries including the Netherlands operate under a civil law approach whereby the adherence to a regulatory code will be proof of meeting one's obligations towards liability. In the UK, USA, Australia and other territories, whilst targets are published, there is an obligation to make risks as low as reasonably practicable (ALARP). As Ale [2005] notes: *»The risk criteria adopted in the United Kingdom and the Netherlands look very similar. Both countries have upper limits of 'allowable' individual risk and both use criteria lines in the FN curves. Even their numerical values do not differ a great deal. However, the interpretation differs greatly. Whereas the criteria in the Netherlands are the end of the discussion, in the United Kingdom they are the starting point«.*

Thus, there is an absolute need to assess risk and mitigate it in many countries of the world; as failure to do so will render themselves "naked" in defending themselves against an accusation of not meeting their obligations towards others. As can be seen, only the courts can ultimately pronounce on whether these obligations have been met.

5. Skills and data needed for risk assessment

To undertake a good dam protection gate quantitative risk assessment it is necessary to incorporate:

- engineers who understand how machinery and structures are designed;

- engineers who understand how machinery and structures fail;
- a clear understanding of the expected loading cycles (patterns of use) of the equipment under review;
- a clear understanding of the competence of the asset owner’s operating and maintenance organisation and their ability and commitment to maintaining what will be provided to them;
- valid statistics about the reliability and life cycle of a wide range of components.

The above is fairly wide-ranging and is often used by some to undermine the benefits of quantitative risk assessment. A few comments here may be illuminating.

The composition of the assessment team is very important and this needs a combination of a thorough grounding in the relevant technical disciplines and a good level of experience.

After the Piper Alpha drilling rig fire there was an official enquiry which, in part, concluded that risk assessments had become too formulaic and that there was a need to bring original thinking when considering risks. This merely emphasises the point.

Engineers are taught to design things, but not necessarily how things fail. Anecdotally, the authors believe that a good background in asset surveys is extremely helpful in spotting future failure modes.

It is surprising how many statistics are available if you know where to look. Most have the disadvantage that they do not relate to the equipment under consideration, in the environment of the site and managed by the owner for the installation under deliberation. This is a draw-back but does not necessarily invalidate the benefit of statistics. However, it does emphasise the need for experience in the team.

Rick Schultz (recently retired from the US Corps of Engineers) has collected a range of statistics which apply to their portfolio of dams in the USA. This has also helped to highlight the relative failure rates of certain types of equipment.

6. Machinery safety versus machinery availability

Over recent years there have been a number of risk-based European codes issued, which have been harmonised with ISO. An obvious example includes BS EN ISO 13849 ‘Functional Safety of Machinery’. These are very useful and a welcome contribution to the family of standards that apply to safety-related machinery in general.

It does need to be borne in mind that the above standards are generally written from the viewpoint of controlling a machine, whose normal fail-safe condition is to fail-stop. Whilst this is generally true from the viewpoint of protecting machine operators from personal injury, it is gate ‘availability’ that ultimately provides the public safety element for a dam. Hence, in the context of dam protection gates, there is no dam safety without gate availability.

This requires a risk-assessment approach (which is allowed within the codes) to ensure that operators are protected, but that the balance between operator and dam safety can be properly struck. In so doing there are some conundrums that are highlighted below.

7. Some conundrums from the risk based approach – how safe is safe?

7.1. Structural drive components

There are a number of mechanical components in a typical drive system, including shafts, hoist drums, etc. Traditionally standard methods such as Finite Element Analysis are used to calculate the acceptability of the structural capacity of such parts, using criteria relating to usage, average loading, etc. This works well for designing a crane, but the availability imperative is not reflected in the codes.

Logically it should be necessary to apply additional load factors to drive the structural “factor of safety” to a higher level for dam protection equipment. This would be similar in principle to the usual European approach to designing equipment to be used for lifting which has a higher level of proof required as opposed to say a conventional steel structure.

7.2. Drive gearboxes and gears

The modern gearbox is a wonder to behold. The evolution of computer analysis, materials science and production techniques have allowed producers to reduce the mass of metal to the point where its performance and life is very predictable. From a dam protection gate point of view, this has not all been a good thing and it is instructive to see that gearboxes sourced many decades ago, seem to have a longer working life than those of today.

Again, the use of computational methods to predict performance against a precise requirement does not necessarily sit well with the need for long run availability. This can be addressed by applying an additional load factor before selecting the equipment concerned.

Gearboxes often play a special role in hoist drives in that redundant drive motors are used but drive through a single gearbox.

Note that there are now gearboxes available which have been designed to give a high level of integrity and availability. This is achieved by the internal separation of two distinct drive trains within the unit that feed into a single output. This ensures that if one part of a drive fails, the alternative drive remains operational.

This approach can also be applied to open-mesh gears and ultimately to drive-couplings.

7.3. Oil hydraulic issues

In terms of oil hydraulic systems, the reliability of these elements of the gate operating equipment is obviously paramount.

Failure of individual components could potentially render the system unavailable, so careful design using redundancy wherever possible is crucial. Something as simple as a ruptured oil reservoir, with the consequent loss of oil, could be enough to lose operability as could contaminants or water present in the oil itself. There could potentially be issues with load holding valves that cannot be released – this can be overcome by careful circuit design and consideration of the operation of the equipment under all loading conditions – another important reason for carrying out a thorough hazard identification process at the start of the project. Whilst it might seem that all valves are equal, there have been issues with the quality of some equipment and it is important to understand that the key is to ensure that the equipment quality is commensurate with the reliability target.

Cylinders again will require careful selection to ensure that they are completely compatible with the duty required and the operating environment. This extends to the material of the rod, any coatings used on the rod and the quality of the sealing systems within the cylinder.

The fitment of quick release couplings directly on the cylinder manifold that enable the connection of a mobile diesel engine-driven Hydraulic Power Unit (*HPU*) in the event of loss of the main *HPU* will assist in improving the availability of the gate in question. NB: it is essential that these quick-release couplings are capable of connection and disconnection whilst the system is pressurised.

7.4. Electrical and control issues

TRADITIONAL “FAIL-SAFE” CIRCUITS

Care should be taken when specifying and designing “fail safe” devices such as emergency stops, guard interlocks, over-travel switches, slack rope devices etc.

Fail safe devices may be fail-passive, fail-active or fail-operational:

- fail-passive devices include circuit breakers, fuses etc. and could render the control system inoperable or de-energised until corrective action is taken;
- fail-active devices tend to keep the system energised but inoperable until corrective action is taken;
- fail-operational devices allow the system to function safely, even when a device fails.

Machine safety devices are traditionally fail-active and can introduce single point failures to the system. When availability of the machine is key to safety, as with spillway gates, safety circuits need careful design so that they can be both fail-active and fail-operational depending on the failure mode.

POWER SUPPLIES

Most gate control systems are reliant on electrical power. Often backup systems are provided to provide redundancy and/or diversity; however, it is difficult to design a system with no commonality and therefore common cause failure problems need to be carefully considered, these can include auto transfer switches, and common distribution systems including bus sections and cabling.

8. What affects reliability?

The UK's Health and Safety Executive [HSE 2003] undertook a study into the primary causes of control system failures. They concluded that the failures were caused in the following lifecycle phase:

- 44% specification;
- 20% changes after commissioning;
- 15% design and implementation;
- 15% operation and maintenance;
- 6% installation and commissioning.

This is interesting and instructive since it implies that (within the confines of this study) more than half of all failures had been built into an installation by the time of commissioning. This fits with anecdotal evidence from surveys of old equipment undertaken by the authors. Many of the long-term detrimental issues displayed by equipment can be ascribed to a poor design, material selection, etc. The seeds of good or bad reliability of often there from the start.

Reliability is a journey not a destination, but the evidence is that it is not possible to inspect or test out those faults which are already built in. Hence the key is to apply good risk mitigation practice from the very beginning of the project and to continually pass the results of this work on to those that come later in the process.

There have been several papers which have examined the experiences of geographic areas subject to major storms. It has often been found that there is then a high level of loss of primary electrical power from the grid. Where it is necessary to incorporate powered gates, the security of power supplies and their back-up systems becomes essential to the reliability of the machinery.

Systems with manual operating back-up have at least two major drawbacks:

- A normal person is only capable of delivering a relatively small power for an extended period of time (perhaps as low as 150 Watts) and it takes a long time to move large structures.
- If the one in ten-thousand-year flood is happening now, how many people turned up for work today?

Maintenance is too big an issue to be dealt with in this paper but suffice to say that it is a crucial element to the reliability journey. It is also a potential source of common cause failures, hence the training and management of maintenance personnel is important. The regular use and testing of equipment improves its statistical reliability. This is an accepted fact and matches with anecdotal experience. The use of new technologies on reliability critical equipment should be avoided as there will, by definition be little or no experiential data on which to make judgements as to acceptability.

9. Implications for the future

Ultimately, the points raised within this paper do not change the overall approach and there is still a need for somebody to take overall responsibility for dams. It is anticipated that this would normally reside with the civil engineer assigned to the particular dam.

However, as discussed previously, it is essential that the M&E hazard and reliability study is undertaken at an early stage by suitably qualified specialists and that this then becomes a reference tool for the dam engineer to assess future changes in operation or changes to the environs of the dam (including new habitations downstream of the dam for example).

Moving forward, it is crucial that the hazard and reliability study is therefore to be seen as continuous journey rather than a destination.

9.1. New equipment procurement

As has already been seen, the “shopping list” approach to specifications is no longer appropriate. With the increasing demand from society to reduce background risk it is predicted that the risk-centric approach to projects will relentlessly be required. This requires hazard and consequence identification at an early stage and the development and provision of this information needs to be fundamental to any design contract.

Perhaps in the future, there will be more stringent requirements for the risk/reliability issues to be signed off by an appointed person or third-party organisation to ensure that they have been adequately considered.

9.2. Existing equipment

Where existing dam protection equipment machinery is considered, it is necessary to establish the gap between what is owned and what you wished you owned. The requirements for a hazard identification and consequence review are virtually identical to that previously described.

Thereafter it is necessary to establish the reliability levels of the equipment installed and determine if these are adequate or need improvement.

The results of these studies are then held by the asset owner for future periodic review.

10. Final thoughts and conclusions

The hazard identification and consequence analysis for the gate and its associated drive system is the fundamental building block at the start of the assessment process.

Following the completion of this analysis, best practice in the design of modern spillway gate drive systems then relies heavily on the use of risk-based design codes to ensure that the appropriate level of equipment reliability has been achieved commensurate with the hazards previously identified.

The risk-based approach has the added advantage that it can allow a common process, but still has the flexibility to take into account any specific issues relating to geographic location, existing maintenance regimes and other local/site factors.

Literature

- Ale B.J.M., 2005, Tolerable or acceptable: a comparison of risk regulation in the United Kingdom and in the Netherlands, *Risk Analysis*, 25 (2), 231-241, DOI: 10.1111/j.1539-6924.2005.00585.x
- Barker M., 2011, Australian risk approach for assessment of dams, [in:] *The 21st Century Dam Design – Advances & Adaptations*. Proceedings of the 31st Annual USSD Conference, San Diego, CA. Denver, US: Society on Dams, 69-91 (CD-ROM)
- Bowles D.S., 2007, Tolerable risk for dams: how safe is safe enough, USSD Annual Conference, Philadelphia, Pennsylvania, available at <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.146.3933&rep=rep1&type=pdf> (data access 12.07.2019)
- Dubler J., Grigg N., 1996, Dam safety policy for spillway design floods?, *Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice*, 122 (4), DOI: 10.1061/(ASCE)1052-3928(1996)122:4(163)
- EA, 2011, Delivering benefits through evidence. Lessons from historical dam incidents, Project SC080046/R1, Environment Agency, 160 pp.
- HSE, 2001, Reducing risk, protecting people, Health and Safety Executive, available at <http://www.hse.gov.uk/risk/theory/r2p2.pdf> (data access 08.07.2019)
- HSE, 2003, Out of control: Why control systems go wrong and how to prevent failure, Health and Safety Executive, available at <http://www.hse.gov.uk/pubns/priced/hsg238.pdf> (data access 08.07.2019)
- Leyland B., 2014, Gated spillways, are they safe enough?, British Dam Society Meeting,, presentation, available at <https://slideplayer.com/slide/3853834/> (data access 05.07.2019)

- Lewin J., Ballard G.M., 2004, Reliability principles for spillway gates and bottom outlets, [in:] Long-term benefits and performance of dams, H. Hewlett (ed.), Thomas Telford, London
- Lewin J., Ballard G.M., Bowles D.S., 2003, Spillway gate reliability in the context of overall dam failure risk, USSD Annual Lecture, Charleston, South Carolina, available at <https://wenku.baidu.com/view/068777145f0e7cd18425369c.html> (data access 08.07.2019)

Analiza przechyleń budowli z wykorzystaniem czujników ultradźwiękowych o wysokiej dokładności i stabilności, umożliwiających wczesne wykrywanie trendów awaryjnych

Analysis of structures inclinations using high-level accuracy and stability ultrasonic sensors which enable early detection of emergency trends

Leszek ORNOCH, Andrzej OLSZEWSKI

Ultrasystem sp. z o.o., Nowolipki 36/18, 01-019 Warszawa, Polska

Paweł POPIELSKI

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Jednym z rozwiązań służących do pomiaru przechyleń budowli jest ultradźwiękowy niwelator hydrostatyczny (odpowiednik klasycznej wagi wodnej) działający na zasadzie naczyń połączonych. Pozwala on na obserwację względnych przemieszczeń pionowych części budowli w długich przedziałach czasowych. Prezentowana w niniejszym artykule technika została opracowana w firmie Ultrasystem sp. z o.o. w latach 90. XX w. i zainstalowana na kilku obiektach hydrotechnicznych w Polsce. Wieloletnie wyniki pomiarów pozwalają na opracowanie modelu zachowania się obiektu pod wpływem różnych czynników, takich jak: roczny cykl zmian temperatury, poziom wody dolnej i górnej, opróżnienie komory turbiny itp. Model ten może być pomocą w przewidywaniu awarii, dzięki obserwacjom zmian odbiegających od typowego zachowania (np. pojawienie się znacznie silniejszej zależności pochylecia w funkcji poziomu wody). Wyniki uzyskiwane przy pomocy czujników ultradźwiękowych pozwalają wychwycić subtelne deformacje obiektu, co jest cenne przy tworzeniu i kalibracji nowych modeli obiektu (np. metodą elementów skończonych).

1. Wprowadzenie

Projektowanie, realizacja oraz eksploatacja każdego obiektu budowlanego w tym hydrotechnicznego, odbywają się w warunkach ograniczonej, lecz nie dającej się uniknąć, niepewności [ICOLD 1995; Kledyński 2006]. Niepewność ta związana jest z ograniczoną dokładnością rozpoznania podłoża, intensywnością oddziaływań i obciążeń kształtowanych

przez czynniki naturalne lub inne o charakterze losowym. Obiekty piętrzące wodę podlegają procesom filtracyjnej degradacji podłoża, starzenia się materiałów oraz pozostają w ścisłym związku ze środowiskiem przyrodniczym, będąc narażone na ekstremalne zjawiska naturalne, zwłaszcza hydrologiczne, ale także sejsmiczne.

Niepewność ta kompensowana jest poprzez zagwarantowanie konstrukcji na wszystkich etapach realizacji i eksploatacji tzw. zapasu bezpieczeństwa, będącego wypadkową przyjętych w projekcie współczynników materiałowych oraz współczynników obciążeń [Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579]. Zapas bezpieczeństwa stanowi czynnik umożliwiający podczas realizacji i eksploatacji obiektu włączenie procedury aktywnego zarządzania ryzykiem. Zadaniem tej procedury jest maksymalnie efektywne wykorzystanie zapasu bezpieczeństwa, zależnie od chwilowej konfiguracji i intensywności oddziaływań, na które narażony jest obiekt, a w przypadku wyczerpania zapasu – podjęcie niezbędnych działań zapobiegawczych. Trafna ocena zagrożeń wymaga wiarygodnych i kompletnych (tzw. zupełnych) przesłanek, których głównym źródłem jest właściwie zaprojektowany, niezawodny system monitoringu. Powinien on gwarantować kontrolę procesów mających istotny wpływ na bezpieczeństwo obiektu wraz z jego bezpośrednim otoczeniem przy wymaganym poziomie dokładności, a niezawodność systemu – prócz właściwego doboru komponentów – powinna zapewniać rozsądną nadmiarowość, umożliwiającą wzajemną weryfikację wyników obserwacji w czasie eksploatacji obiektu [Sieński, Śliwiński 2015].

System monitoringu winien wypełniać dwie zasadnicze funkcje – ostrzegawczą oraz badawczą. Funkcja ostrzegawcza, oparta w znacznym stopniu na zestandaryzowanych procedurach, ma na celu dostarczać systematycznych informacji o aktualnym stanie obciążenia konstrukcji i podłoża oraz odpowiedzi na oddziaływania zewnętrzne, stosownie do kryteriów ilościowych dostarczonych przez projektanta. Kryteria te przyjmują zwykle formę wartości progowych (np.: próg informacyjny, próg ostrzegawczy i próg alarmowy), powiązanych z wartościami charakterystycznymi i obliczeniowymi projektowych wartości obciążeń i/lub warunkami użyteczności budowli. Osiągnięcie lub przekroczenie poszczególnych progów powiązane jest zwykle z rutynowym uruchomieniem niezbędnych, standardowych działań zapobiegawczych, procedur powiadamiania, ostrzegania itp. Funkcja badawcza zaś to możliwość weryfikacji zgodności przebiegu monitorowanych procesów z założeniami projektowymi, a w przypadku stwierdzenia istotnych odstępstw – aktualizacji prognoz, weryfikacji aktualnego i przyszłego poziomu bezpieczeństwa, wskazanie ewentualnych zagrożeń i niezbędnych środków zapobiegawczych [ICOLD 2007; Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579]. Właściwe wypełnienie tej funkcji wymaga stałej, kolegialnej współpracy projektanta, wykonawcy oraz służb eksploatacyjnych. Zakres takiej współpracy obejmuje weryfikację i ocenę wieloletnich wyników monitoringu, ocenę ewentualnych zagrożeń i w razie stwierdzenia takiej potrzeby – formułowanie szczegółowych zaleceń dotyczących niezbędnych zmian w planie organizacji pracy obiektu, czasowych ograniczeń eksploatacyjnych, modyfikacji systemu monitoringu itp. [Kledyński 2009]. Jednym z kluczowych zadań grupy eksperckiej są syste-

matyczne inspekcje wizualne, bieżąca interpretacja wyników obserwacji wraz z objaśnianiem przyczyn istotnych odstępstw od wartości prognozowanych i aktualizacja wartości progowych na potrzeby funkcji ostrzegawczej. Znaczenie tego zadania dla zapewnienia bezpieczeństwa i ciągłości eksploatacji oraz eliminowania strat spowodowanych ewentualnymi awariami jest tym większe, im wyższa jest niepewność w zakresie rozpoznania podłoża gruntowego i zmian jego parametrów w czasie, stanu technicznego i wrażliwości konstrukcji, możliwych wartości i wzajemnej konfiguracji obciążeń zmiennych długo- i krótkotrwałych [Fiedler 2007].

Prezentowana ultradźwiękowa technika pomiaru przemieszczeń została opracowana w firmie Ultrasystem sp. z o.o. w latach dziewięćdziesiątych XX wieku. Metoda ta wykorzystuje zasadę działania zbliżoną do stosowanej w echosondzie. Dzięki wprowadzonym modyfikacjom, polegającym na specjalnej konstrukcji przetwornika ultradźwiękowego i nowych rozwiązaniach układu elektronicznego, uzyskano unikalną, mikronową dokładność przy bardzo wysokiej stabilności długookresowej. Do zalet tej techniki należy zaliczyć: możliwość pomiaru poziomu cieczy w szerokim zakresie (od pojedynczych milimetrów do wielu metrów), bardzo wysoką rozdzielczość i dokładność, liniową charakterystykę w całym zakresie pomiarowym, brak mechanicznych elementów ruchomych w konstrukcji czujników, które są powodem płynięcia wskazań w czasie czujników innych typów.

Obserwacje i testy prowadzone w latach 1990-2019, na różnych obiektach oraz w warunkach laboratoryjnych, na ponad stu czujnikach wykazały ich unikalną stabilność długookresową, lepszą niż 1 Arcsek na rok i rozdzielczość lepszą niż 0,01 Arcsek (Arcsek – 5 $\mu\text{m/m}$) dla pomiaru pochyłeń przy pomocy dwunaczyniowego pochyłomierza (odległość naczyń 0,5-3 m). Czujniki tego typu zainstalowano na kilkunastu obiektach hydrotechnicznych w Polsce. W ciągu ostatnich kilkunastu lat nie zaobserwowano zmian pochylenia większych niż 0,1° (typowo 0,02°) zaś cykl roczny i dobowy był rzędu 0,01°. Uzyskane dane wskazują, że czujniki charakteryzują się bardzo dużą dokładnością i stabilnością.

2. Zasada działania czujników ultradźwiękowych

W urządzeniu, którego schemat przedstawiono na rysunku 1, odległość L między przetwornikiem ultradźwiękowym a swobodną powierzchnią cieczy wyznaczana jest na podstawie pomiaru czasu przelotu impulsu ultradźwiękowego. Drgający przetwornik wypromieniowuje impuls ultradźwiękowy do obszaru cieczy. Impuls ten, propagując się z prędkością dźwięku V , dociera do swobodnej powierzchni cieczy, od której odbija się i powraca do przetwornika po czasie:

$$T = 2 \cdot L/V$$

Prędkość dźwięku w cieczy uwarunkowana jest temperaturą, dlatego też w celu uniezależnienia wyniku pomiaru odległości L od tego wpływu, a także innych czynników,

np. zanieczyszczenia, stosuje się w układzie pomiarowym dwa kanały. Jeden z nich mierzy odległości L_x przetwornika od powierzchni cieczy, drugi zaś, będący kanałem odniesienia – znaną odległość L_o pomiędzy drugim przetwornikiem a stałą przegrodą:

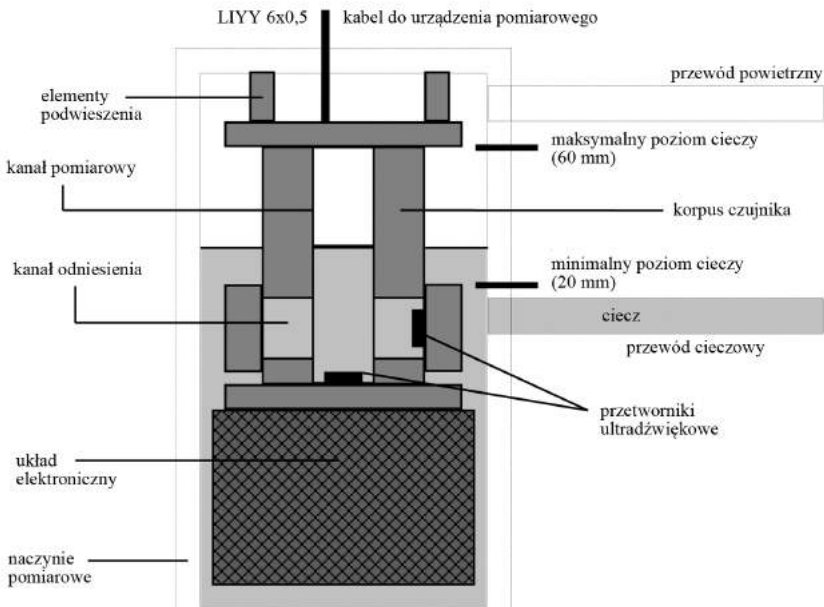
$$T_x = 2 \cdot L_x \cdot \nu$$

$$T_o = 2 \cdot L_o \cdot \nu$$

Tak więc mierzona wielkość L_x jest równa:

$$L_x = L_o \cdot T_x / T_o$$

Powyższa formuła, określająca odległość L_x , nie zależy w sposób jawny od prędkości dźwięku. Wynika to z przyjętego założenia, że prędkość ta jest równa w obu kanałach pomiarowych. Warunek ten jest spełniony z dużą dokładnością przy poprawnej konstrukcji urządzenia, minimalizującej występowanie gradientów temperatury. Osiągane to jest poprzez zachowanie symetrii dla obu kanałów oraz otoczenie obszaru pomiarowego metalem dobrze przewodzącym ciepło o znacznej grubości. Dlatego czujnik ultradźwiękowy umieszczony jest wewnątrz naczynia pomiarowego o średnicy zewnętrznej 105 mm, grubości ścianek 10 mm i jest podwieszony do górnej pokrywy na elementach o małej przewodności cieplnej. Taka konstrukcja zapewnia minimalizację różnicy temperatury pomiędzy kanałem pomiarowym a kanałem odniesienia i zapewnia założoną dokładność.



Rys. 1. Schemat miernika poziomu cieczy stosowanego w niwelatorze (pochyłomierzu)

3. Pomiar temperatury w czujnikach ultradźwiękowych

W przypadku stosowania dwóch kanałów pomiarowych możliwe jest określenie temperatury wewnątrz urządzenia bez stosowania dodatkowego termometru. Jest to bardzo korzystne, gdyż umożliwia np. kompensowanie wpływu rozszerzalności termicznej cieczy (szczególnie ważne w niwelatorze hydrostatycznym) i pozwala na korelowanie wyników z temperaturą.

W kanale odniesienia, na ustalonej drodze L_o pomiędzy przetwornikiem a przegrodą, czas przelotu impulsu wynosi:

$$T_o = 2 \cdot L_o / V$$

Prędkość dźwięku jest funkcją temperatury; na przykład dla cieczy stosowanej w niwelatorze hydrostatycznym (pochyłomierzu), w określonym zakresie temperatur, jest to liniowa funkcja temperatury:

$$V = V_o + (1 + \alpha \cdot temp)$$

gdzie: V_o – prędkość dźwięku w temperaturze 0°C ; α – współczynnik temperaturowych zmian prędkości dźwięku; $temp$ – temperatura ($^\circ\text{C}$).

Znając T_o , można wyliczyć temperaturę na podstawie poniższego wzoru:

$$temp = (1/\alpha) \cdot [T_o(0^\circ\text{C})/T_o - 1]$$

gdzie przez $T_o(^\circ\text{C})$ oznaczono czas dla temperatury 0°C .

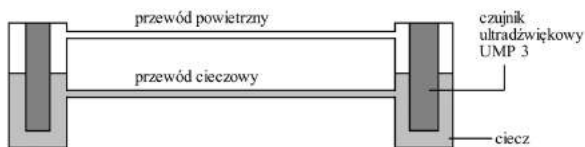
Parametry α oraz $T_o(0^\circ\text{C})$, będące stałymi charakteryzującymi czujnik, wyznacza się podczas skalowania urządzenia.

Poniżej podano przykładowe parametry czujnika do pomiaru poziomu cieczy:

- | | |
|---------------------------------------|---|
| – zakres pomiarowy | 40 mm; |
| – rozdzielczość | 0,1 mm; |
| – stabilność krótkookresowa (1 godz.) | 1,0 mm; |
| – stabilność długookresowa (1 rok) | 5,0 mm; |
| – temperatura pracy | $-20^\circ\text{C} \dots +50^\circ\text{C}$; |
| – zasilanie | +24 V, 30 mA. |

3.1. Zasada działania ultradźwiękowego niwelatora hydrostatycznego

Ultradźwiękowy niwelator hydrostatyczny, który schematycznie przedstawiono na rysunku 2, działa na zasadzie naczyń połączonych i służy do pomiaru odkształceń fragmentów budowli. Składa się z naczyń pomiarowych połączonych elastycznymi rurami z tworzywa



Rys. 2. Niwelator hydrostatyczny

sztucznych. Dolna rura wypełniona jest cieczą i służy do wyrównywania poziomu w naczyniach, górna zaś zapewnia równą wartość ciśnienia powietrza w obu naczyniach.

Każde z naczyń wyposażone jest w miernik poziomu cieczy z precyzyjnym pomiarem temperatury. Dzięki temu możliwa jest kompensacja rozszerzalności termicznej cieczy w przypadku występowania różnic temperatury pomiędzy czujnikami (patrz 3.2). Na podstawie pomiaru poziomów cieczy wyznacza się pionowe przemieszczenie występujące pomiędzy punktami zamocowania naczyń. W przypadku, gdy oba naczynia zamocowane są do jednolitego bloku (np. fragmentu budowli betonowej lub kamiennej) niwelator spełnia rolę pochyłomierza, którego bazę wyznacza odległość pomiędzy naczyniami. W klasycznych pochyłomierzach o zwartej budowie poważnym problemem jest stabilność kołków mocujących czujnik do podłoża ze względu na ich mały rozstaw (typowo rzędu 10 cm). W pochyłomierzu składającym się z dwóch naczyń pomiarowych odległych od siebie (typowo od 1 m do 5 m) problem ten jest niezauważalny.

3.2. Kompensowanie wpływu temperatury

W przypadku występowania różnic temperatury pomiędzy naczyniami, powierzchnie cieczy nie stabilizują się na tym samym poziomie ze względu na rozszerzalność termiczną cieczy i związane z tym różnice gęstości. Dla uzyskania wysokiej dokładności zjawisko to jest uwzględniane w programie komputerowym obsługującym niwelator hydrostatyczny. Wykorzystywane są do tego wyniki pomiaru temperatury w każdym z czujników. Przypadek naczyń pomiarowych, dla których występuje różnica temperatury przedstawiono na rysunku 3.

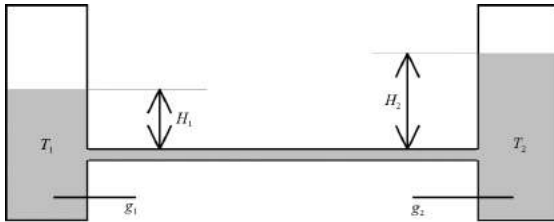
Warunkiem równowagi dla obu naczyń jest równość ciśnień hydrostatycznych na poziomie przewodu cieczowego (brak przepływu cieczy pomiędzy naczyniami), czyli:

$$g_1(T_1) \cdot H_1 = g_2(T_2) \cdot H_2$$

gdzie: $g_1(T_1)$, $g_2(T_2)$ – gęstości cieczy dla temperatur T_1 , T_2 ; H_1 , H_2 – wysokości słupa cieczy ponad przewód cieczowy. Gęstość cieczy w funkcji temperatury określa wzór:

$$g(T) = g_0 \cdot (1 + \beta \cdot T)$$

gdzie: g_0 – gęstość cieczy w temperaturze 0°C ; T – temperatura wyrażona w $^\circ\text{C}$.



Rys. 3. Naczynia pomiarowe niwelatora w przypadku wystąpienia różnicy temperatury

Ultradźwiękowy czujnik mierzy rzeczywiste poziomy ciecży H^1 , H^2 , które w obliczeniach należy zredukować do tej samej temperatury, np. do 0°C . W tym celu zmierzony poziom ciecży dzielony jest przez wielkość $(1 - \beta \cdot T)$, czyli:

$$H_{\text{zredukowane}} = H_{\text{zmierzone}} / (1 - \beta \cdot T)$$

Dla ciecży stosowanej w niwelatorze współczynnik rozszerzalności β wynosi $+0,000961/^\circ\text{C}$.

W przypadku, gdy przewód cieczowy nie biegnie poziomo, a na jego długości występuje rozkład temperatury, ze względu na różną gęstość ciecży może także powstać różnica poziomów w naczyniach. Z tego względu ważne jest zachowanie poziomego ułożenia przewodu cieczowego przy instalacji niwelatora.

W sytuacji, gdy przewód cieczowy biegnie poziomo od miejsca o niskiej temperaturze do miejsca o wyższej temperaturze, ciśnienie na jego długości jest stałe, zaś różnica temperatur kompensowana jest w naczyniach pomiarowych. Dotyczy to warunków, gdy zmiany temperatury są znacznie wolniejszych niż czas ustalania się równowagi w niwelatorze. Dlatego też w projekcie instalacji należy uwzględnić przewidywaną dynamikę zmian temperatury w celu uzyskania zakładanej dokładności.

3.3. Czas ustalania się równowagi w niwelatorze hydrostatycznym

Niwelator hydrostatyczny przeznaczony jest do wykrywania pionowych przemieszczeń pomiędzy naczyniami pomiarowymi. Po wystąpieniu takiego ruchu potrzebny jest pewien czas do ustalenia się nowego stanu równowagi, dla zapewnienia właściwej obserwacji zmian koniecznym jest, aby był on krótszy od wymaganego czasu pomiędzy kolejnymi pomiarami.

Dla określenia czasu uzyskiwania równowagi zakłada się, że wystąpił pewien ruch, który spowodował powstanie różnicy poziomów ciecży w naczyniach równej ΔH , w wyniku czego ciecz zaczęła przepływać z jednego naczynia do drugiego (rys. 4). Objętość oleju, przepływającego w jednostce czasu przez długą rurę o przekroju kołowym, na końcach której występuje różnica ciśnień Δp , dla nieściśliwej ciecży newtonowskiej określa wzór Poiseuille'a:

$$Q = \Delta p (\pi R^4) / (8 \eta L)$$

gdzie: R – promień przekroju rury cieczowej; L – długość rury cieczowej; η – lepkość dynamiczna cieczy.

Chwilowa różnica ciśnień jest równa:

$$\Delta p(t) = 2 \rho g H(t)$$

gdzie: ρ – gęstość cieczy; g – stała grawitacji; S – pole powierzchni cieczy w naczyniu.

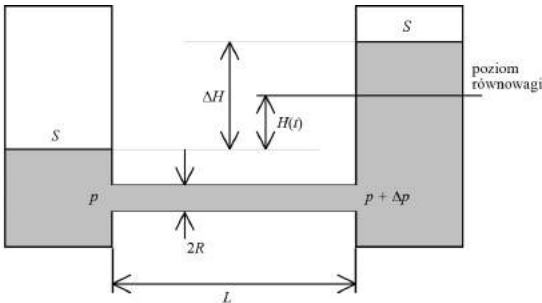
Rozwiązując równanie różniczkowe na szybkość przepływu:

$$S dH(t)/dt = Q$$

otrzymujemy wzór określający czas ustalania się stanu równowagi:

$$H(t) = 1/2 \Delta H e^{-t/\tau}$$

gdzie stałą czasową jest $\tau = (4 \eta L S) / (\pi \rho g R^4)$ (widać bardzo silny wpływ średnicy rury na czas stabilizacji – dwukrotnie większa średnica zmniejsza czas szesnastokrotnie!).



Rys. 4. Ustalanie się stanu równowagi poziomów cieczy w naczyniach niwelatora

W zależności od rodzaju cieczy, rozstawu naczyń oraz przekroju przewodów, stała czasowa może wynosić od około sekundy do kilkunastu minut.

Stosowana w niwelatorze ultradźwiękowa metoda pomiaru pozwoliła uzyskać bardzo wysoką rozdzielczość i stabilność pomiaru. Metoda ta jest ponad dziesięciokrotnie dokładniejsza od metod klasycznych, co stanowi o jej przydatności do badania budowli w długim okresie czasu (w szczególności betonowych). W porównaniu z innymi pochyłomierzami, ze względu na zastosowanie układu referencji w każdym z naczyń, nie występuje zależność temperaturowa nachylenia charakterystyki pomiaru kąta.



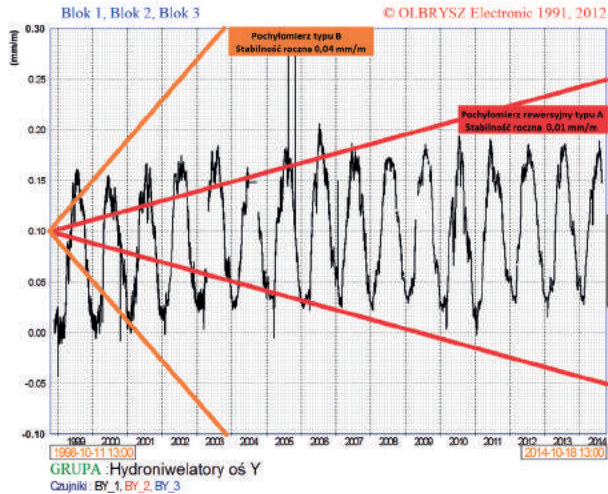
Rys. 5. Naczynie niwelatora z czujnikiem ultradźwiękowym zainstalowane na jednym z obiektów (wygląd po okresie piętnastoletniej eksploatacji w trudnych warunkach otoczenia – duża wilgotność)

4. Przykładowe wyniki pomiarów

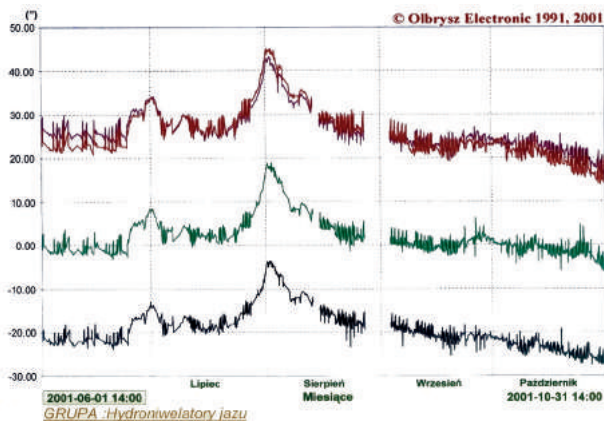
Na rysunku 6 czarna linia przedstawia pomiar pochylenia bloku elektrowni wodnej w okresie piętnastu lat. Widać wyraźny cykl roczny związany z ruchem termicznym obiektu oraz bardzo niewielką tendencją stałą na poziomie 0,03 mm/m w całym tym okresie. Na ich tle występują wahania dobowe rzędu 0,02 mm/m. Dla porównania wybrano dwa typy pochyłomierzy, o jednych z najlepszych parametrów stabilności długookresowej wśród obecnie stosowanych urządzeń do kontroli budowli. Linia czerwona i pomarańczowa przedstawiają, katalogowo dopuszczalne, płynięcie zera. Linia czerwona dotyczy pochyłomierza rewersyjnego typu A zaś linia pomarańczowa – pochyłomierza typu B o zakresie pomiarowym $\pm 0,5^\circ$. W urządzeniach tych występuje dodatkowo temperaturowa zmiana nachylenia charakterystyki, wprowadzająca dodatkowy błąd dla pomiarów kąta różnego od zera. W pochyłomierzach ultradźwiękowych zjawisko to nie występuje.

Czujniki ultradźwiękowe zainstalowane na innych obiektach wykazują podobną stabilność, jak na przedstawionym wykresie nawet w okresie dwudziestu lat. Pozwala to określić model zachowania budowli i wykrywać nawet niewielkie odstępstwa, dając możliwość wczesnego wykrywania stanów zagrożenia. Ma to szczególne znaczenie przy weryfikacji symulacji numerycznych wykorzystanych do oceny stanu budowli hydrotechnicznych.

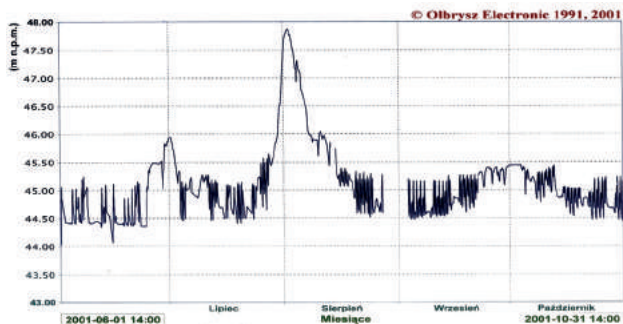
Wykresy widoczne na rysunku 7 przedstawiają pochylenia dla czterech różnych fragmentów części jazowej obiektu hydrotechnicznego oraz zmierzony poziom wody dolnej w tym samym czasie (rys. 8). Występuje pełna korelacja tych wielkości dla wszystkich przęseł jazu, wzrost poziomu wody o 3,5 m powoduje pochylenie o 20 Arcsek (czyli 100 $\mu\text{m/m}$)



Rys. 6. Wyniki pomiaru pochylenia bloku elektrowni wodnej w okresie piętnastu lat na tle deklarowanej stabilności długookresowej pochylomierzy innych typów



Rys. 7. Pomiary zmiany pochylenia czterech fragmentów obiektu hydrotechnicznego przy zmianach poziomu wody



Rys. 8. Zmiany poziomu wody w tym samym okresie czasu co obserwowane zmiany pochylenia

w stronę wody dolnej. Dobowe zmiany pochylenia i poziomu wody widoczne na wykresach związane są z cyklem dobowym pracy elektrowni.

Przedstawione wyniki pochodzą sprzed wielu lat i gdyby obecnie pojawiła się rozbieżność (silniejsze pochylenie przy tej samej zmianie poziomu wody), to mogłoby to świadczyć np. o zmianie stanu gruntu w podłożu obiektu hydrotechnicznego w wyniku deformacji filtracyjnych [ICOLD 2015]. Wówczas zasadne jest podjęcie działań zaradczych. Dzięki zastosowaniu kilku pochyłomierzy można określić obszar, gdzie zjawisko występuje, o ile zmiana zaszła tylko dla określonego czujnika. Czujniki o mniejszej dokładności nie zarejestrowałyby w tym czasie zmian i niemożliwa byłaby interpretacja dotycząca stabilności obiektu.

5. Wnioski

Rozwój metod pomiarowych, metodologii pomiarów i ich analizy, w tym rozwój automatycznych systemów kontroli stanu obiektów budowlanych, daje możliwość stosowania skuteczniejszych i bardziej efektywnych rozwiązań pomiarowych.

Znajomość parametrów czujników, w szczególności stabilności długookresowej, jest jednym z czynników pozwalających wyciągać prawidłowe wnioski na temat przemieszczeń i bezpieczeństwa badanego obiektu.

Prezentowane rozwiązania i otrzymane za ich pomocą wyniki potwierdzają wysoką stabilność czujników ultradźwiękowych w długim okresie czasu oraz wysoką dokładność pomiarów pochylenia.

Zastosowanie czujników ultradźwiękowych umożliwia wczesne wykrywanie trendów awaryjnych. Na przykład, jeżeli pewien czujnik wskaże w ciągu pierwszej doby zmianę pochylenia 1", drugiej 2", trzeciej 4", czwartej 8", to na podstawie regularnych pomiarów i stale rosnącej zmiany pochylenia można wnioskować, że w najbliższym czasie może wystąpić stan zagrożenia wynoszący np. 500". Istotnym udogodnieniem jest fakt, że ewentualne zagrożenie można prognozować już w chwili, gdy aktualna zmiana wynosi tylko 15" i jest niewykrywalna przez inne przyrządy o mniejszej dokładności.

W przypadku modyfikacji systemu, aby nie stracić ciągłości i korelacji z wykonanymi już pomiarami, należy zastosować czujniki o podobnej stabilności i dokładności (obniżenie wymagań dotyczących dokładności stosowanych urządzeń powoduje utratę możliwości porównania wyników archiwalnych z aktualnymi i tym samym wyciągnięcia właściwych wniosków).

Wyniki uzyskiwane przy pomocy czujników ultradźwiękowych pozwalają zaobserwować subtelne deformacje obiektu, które są cenne przy tworzeniu i kalibracji modeli (np. metodą elementów skończonych) i wykorzystywaniu w eksploatacji metody obserwacyjnej. Urządzenia innych typów, ze względu na mniejszą dokładność i stabilność długookresową, pozwalają obserwować tylko znaczne deformacje, które są bliskie stanów awaryjnych.

Literatura

- Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Fiedler K. (red.), 2007, Awarie i katastrofy zapór: zagrożenia, ich przyczyny i skutki oraz działania zapobiegawcze, IMGW, Warszawa, 216 s.
- ICOLD, 1995, Dam failures. Statistical analysis, ICOLD Bulletin No. 99
- ICOLD, 2007, Ocena ryzyka w zarządzaniu bezpieczeństwem zapór. Przegląd korzyści, metod i najnowszych zastosowań, ICOLD Bulletin No. 130, wydanie polskie, IMGW, Warszawa, 146 s.
- ICOLD, 2015, Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations. Volume 1: Internal erosion processes and engineering assessment, ICOLD Bulletin No 164
- Kledyński Z., 2006, Remonty budowli wodnych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 216 s.
- Kledyński Z., 2009, Stan i perspektywy analizy ryzyka bezpieczeństwa zapór w Polsce, [w:] XIII Międzynarodowa Konferencja Technicznej Kontroli Zapór, Stare Jabłonki, 24-27 czerwca 2009, IMGW, Warszawa, 3-11
- Sieninski E., Śliwiński P. (red.), 2015, Wytyczne wykonywania badań, pomiarów, ocen stanu technicznego i stanu bezpieczeństwa budowli piętrzącej wodę, IMGW-PIB. Warszawa, 86 s.

Wyzwania stojące przed systemem budowli wodnych Gabčíkovo po dwudziestu pięciu latach eksploatacji, modernizacji, innowacji oraz monitorowania bezpieczeństwa i wpływu na środowisko

Challenges for Gabčíkovo Water Structure System after 25 years of operation, upgrade, innovation and monitoring safety and impacts on environment

Peter PANENKA, Dušan VOLESKÝ

*Vodohospodárska Výstavba, štátny podnik
Karľovská 2, P.O.BOX 45, 842 04 Bratislava, Slovakia*

Summary

The Gabčíkovo Water Structure System was put into operation more than 25 years ago after essential project changes of the Gabčíkovo-Nagymaros Water Structure System, prepared in cooperation between former Czechoslovakia and Hungary and in the end carried out by Slovakia. Experiences from operation, maintenance, dam safety supervision and monitoring of environmental impacts resulted in the design and execution of, and also preparing for the renovation and upgrade of, several parts of the dam, the hydropower plant, flood protection dikes and measures for improvement of environmental conditions. Several floods tested the safety of construction and protection of the territory and population. Thousands of filling and emptying cycles of the pair of locks lead the operator to plan an upgrade of the locks system. Authors of this paper discuss the results of safety supervision and the surveillance monitoring system. Last but not least, an assessment of the environmental impact of the water structure system is presented through decades of monitoring.

1. Introduction

The Danube River is the second largest watercourse in Europe and the largest in the EU. The Danube flows through the territory of the Slovak Republic for 172.0 km. Part of this significant watercourse creates the boundary with Austria (7.56 km) and with Hungary for 142.0 km. The average Danube flow rate is $2,045 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, the flow rate $Q_{1000} = 13,500 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. For centuries the Danube has threatened this territory with floods. The first written notes about floods are from 16th century and since that time the inhabitants tried to fight against floods with protective dikes. These have been increased and enlarged after each flood.

The area also has some geological and geomorphological peculiarities. Near the border with Austria at Devin Gate, the riverbed widens and the average bottom gradient significantly changes and goes from 0.4% to only 0.06%. This has an impact on flow retardation, sedimentation, formation of many river branches and meanders, and formation of a huge inland delta with inland islands (Rye Island between the Danube and Little Danube rivers and Szigetköz in Hungary). The thickness of Danube river sediments ranges from several meters near Bratislava, up to 450 meters at Gabčíkovo. Further downstream below Sap village, the thickness again decreases by several meters. Under this layer there is a layer with only little to nearly impermeable older quaternary and especially tertiary sediments (Fig. 1). Another impact of thousands of years of sedimentation is that the Danube flows through the alluvial cone above the surrounding terrain (Fig. 2).

2. Preparation, design and construction of Gabčíkovo Water Structure System

There were not only problems with floods, but also obstacles in the river affected navigation on many fords and the need of electricity production led Slovak and Hungarian engineers to explore, plan and design possible water structures on the Danube from early 1950's. These activities accelerated after two largest floods in the 20th century occurred during 1954 and 1965. In 1954 the Hungarian territory on right side of the Danube was flooded – the area called Szigetköz (Fig. 3).

The flood in 1965 in Slovakia was even more catastrophic. After the left levees were broken in two places the huge area of 1,140 km² on Rye Island (2.3% of Slovak republic territory) was flooded (Fig. 4). There were 46 villages evacuated, with more than 53,000 inhabitants. Although almost 6,200 houses were totally or heavily damaged there was no loss of life. The land was flooded for more than two months.

After about 25 years of surveying local conditions, research of main technical problems and studies of many alternative solutions, in October 1977, a treaty was signed between former

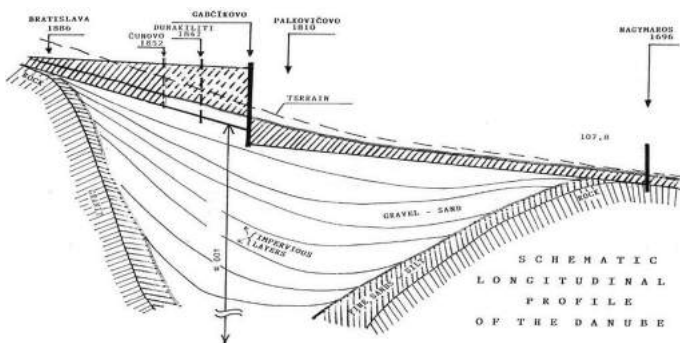


Fig. 1. Geology and bottom gradient of the Danube riverbed

[figs. 1, 2, 3, 4 and 8 were taken from: <http://www.gabcikovo.gov.sk/old.gabcikovo.gov.sk>]

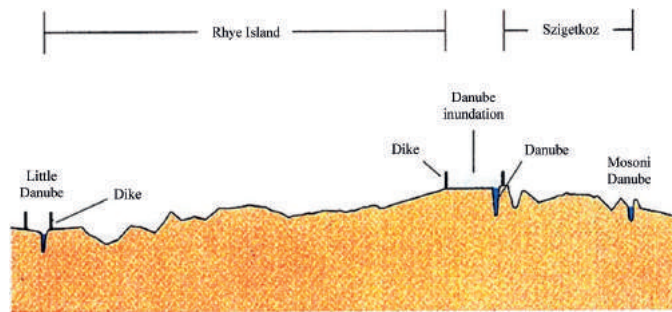


Fig. 2. Schematic cross-section of the Danube territory near Gabčíkovo

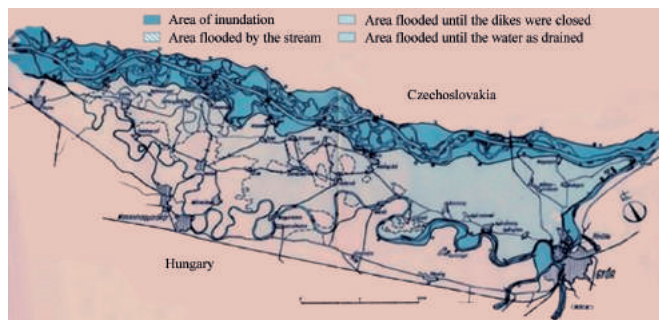


Fig. 3. Flooded Szigetköz area of 330 km²

Czechoslovakia and Hungary about construction and operation of the Gabčíkovo-Nagymaros Hydroelectric System. The aim of this multipurpose project was to develop the common border section of the Danube, solving the urgent problems of flood protection, improvement of navigation conditions, while utilising the vast resources of renewable energy of the Danube and securing economic development of the Danube region.

The planned hydroelectric system consists of two low-head hydropower plants. First, the Gabčíkovo channel-step utilises the upper section downstream of Bratislava – shorter but richer on head and energy (720 MW; 2,650 GWh/y) and second, the Nagymaros river-step (158 MW; 1,025 GWh/y) utilises the lower section reaching up to Budapest. The construction of Gabčíkovo started in 1978 and the construction of Nagymaros followed in 1988 (although 4 years later than it was originally scheduled). The turn of the eighties and nineties culminated in the democratisation process of Central European countries and, especially in Hungary, it was based on strong environmental protests. Although the Dunakiliti weir on Hungarian territory, which controlled the distribution of flows between the Danube river and the bypass channel, was already built and damming of Danube was planned for October 1989, Hungary stopped all works and unilaterally terminated the signed Contract. At the same time Hungary forced Czechoslovakia to dismantle all structures built so-far and return the territory into its original state. It is necessary to say that 90% of construction on Slovak territory was already done. The unsuccessful negotiations took two and a half years. In November 1991 started

preparatory works to find a temporary substitute solution how to set HPP Gabčíkovo in operation – the so-called Variant C. This solution is based on building the dividing dam construction about 10 km upstream of Dunakiliti near the Cunovo village situated only on Slovak territory. This system of structures was built and put in operation by damming the Danube in October 1992 (Fig. 5).

THE MAIN OBJECTS OF THE GABCIKOVO WATER STRUCTURE SYSTEM:

A. Cunovo step.

- Supply object into the Mosoni Danube branch with a small hydropower plant (2×0.6 MW).
- Weir in inundation with 20 bays, each 24.0 m wide with gate height 3.6 m, total capacity of weir 5,200 m³s⁻¹ is used during flood flows.
- Cunovo hydropower plant (4×6 MW).
- Central weir – 3 fields, 3×24.0 m with gate height 3.3 m and total capacity 3,300 m³s⁻¹.
- Auxiliary navigation lock, width 24.0 m, with additional central gates – length of first section is 130.7 m and second 55.7 m, height of upper segment is 9.8 m and lower 11.6 m, difference of water level 7.6 m.
- Weir on the bypass with 4 fields, each 18.0 m wide, height of segments is 5.6 m.
- Water sports site with 2 parallel 350 m long “white water” channels.

B. Hrusov reservoir. This reservoir was created by damming in Cunovo as well as dividing the flow into the inlet channel and the original riverbed. Total volume of reservoir and inlet channel is 195.6 million m³ at the max. water level.

C. Inlet channel. The Cunovo step with inlet channel concentrates the hydraulic head and regulates the flow to the Gabčíkovo hydropower plant. The channel also serves

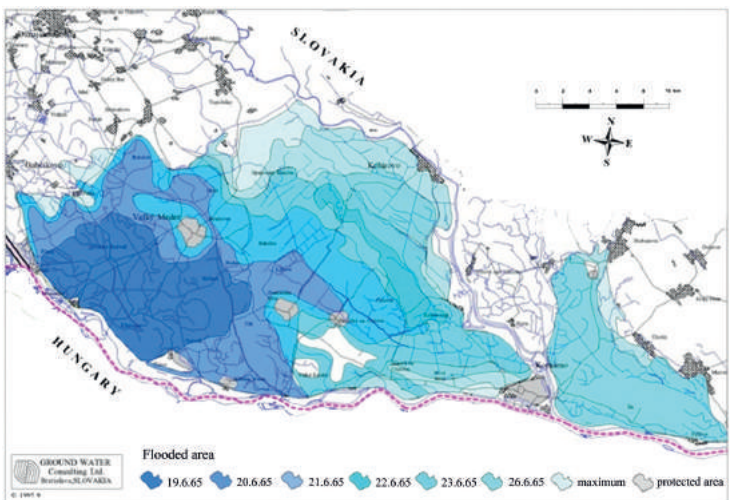


Fig. 4. Flooded Rye Island area of 1,140 km²



Fig. 5. Cunovo step – weir in inundation

[figs. 5, 6, 7 and 9 were taken from the archive of Vodohospodarska vystavba]

as a navigation track. The length of the channel is 17 km, its width varies from 350 to 734 m and main part of the channel is above ground level. The dams of the channel are sealed with asphalt-concrete sealing without dilation, the bottom is sealed with PVC Hydrofol foil.

- D. Gabčíkovo step. The Gabčíkovo step consists of the Gabčíkovo hydropower plant (HPP) and navigation lock chambers. Its characteristic feature is the impressive foundation design of these objects, considering the extremely complicated geological conditions as the incidence of the gravels is at a depth of more than 300 m. The sealed construction pits have dimensions of approximately 400 m × 200 m and depth of 60 m. The hydropower plant has 8 turbines with a total capacity of 720 MW and average yearly production is 2,200 GWh. The total production between 1992-2017 was 57,577 GWh. On the left side, two lock chambers are situated with a length of 275 m and a width of 34 m. Upper segments are 8.6 m high and the height of lower gates is 21.1 m. The lock chambers allow ship navigation across a 24 m difference in water level. Between 1992-2018 the locks were filled with water 102,934 times for the navigation of 400,833 vessels with 154,820,268 tons of load and 8,993,115 passengers.
- E. Outlet channel. The outlet channel serves as a navigation track and at the same time as an outlet for the HPP. After 8.15 km downstream, the outlet channel conflues with the original Danube in one riverbed.
- F. Protective measures of Nagymaros. The Nagymaros dam was planned to be located downstream in Hungary and serve as a balancing reservoir for HPP Gabčíkovo to enable its peak operation, this step was to be equipped with a 158 MW power plant, and also improve the navigation conditions on the Danube at a distance of about 95 km. The protective measures of Nagymaros are the only built construction that remained from the water structure of Nagymaros. As part of the construction of the Gabčíkovo-Nagymaros water structure system, the Nagymaros protection measures were completed in the Slovak Republic. Their purpose was to protect the area along the left bank of the Danube, both banks of tributaries of the Váh, Hron and the right bank of the Ipel rivers against peak water level changes and also floods. The protective measures included

the reconstruction of the dikes, the construction of the seepage channels, the drainage channels and the pumping stations. At the time of the Hungarian government's decision to stop work on the construction of Nagymaros, most of the protective measures were already completed, respectively at a high stage of completion. Subsequently, their extent has been minimized and only structures related with flood protection of the area were completed.

3. Technical and safety supervision

Technical and safety supervision at the Gabčíkovo water structure system has been carried out in accordance with valid legislation of the Slovak republic from the beginning of its construction and according to the program of technical and safety supervision.

Gradually, with the commissioning of the structures, observation and measuring devices were installed, and after completion of the construction of the waterworks about 5,270 observation and measuring devices were installed at the Gabčíkovo site. In particular, 1,211 observation probes, 242 drainage wells and 30 drainage shafts on the left-hand side of the outlet channel, 67 locations for seepage measurement, 52 uplift gauges in concrete structures, 131 geodetic reference points, 2,036 observed measuring points, 68 assembled elevation and planimetric reference points, 426 planimetric survey points, 64 profiles of settlement sensors, 205 pairs of dilatometric posts, 49 inclinometers, 920 string sensors for measurement of tension in reinforcement and relative concrete deformations, 107 SCPg sensors (measurement of the pressure of the embankment at the base and wall) and 104 concrete temperature sensors. 1,346 of these sensors are automated.

As mentioned above with the Gabčíkovo water structure, Nagymaros has tightly connected protective measures, especially in regard to its flood protective function. The quality and condition of dikes is controlled not only visually, but also with regularly measured levels of ground water and seepage regime in hundreds of piezometers, the majority of them also being automated. In order to avoid the rupture of dikes, geophysical measurement of the filtration rates on selected profiles and the monitoring of possible suffusion phenomena are carried out – especially during flood flows in the Danube river (Fig. 6).

In accordance with the Dam Safety Program for the Gabčíkovo Water Structure System, basic primary measurements and, consequently, regular measurements on all installed devices are performed. The results are evaluated, assessed and reported immediately and on a monthly and yearly basis. According to these reports several recommendations and proposals of measures have been realized although there have not been any critical facts identified directly threatening to safety of the construction. On several sections of dikes, additional underground sealing walls with the upstream PVC foil sealing were installed.

Perhaps the most monitored part of the Gabčíkovo step are the lock chambers. During the 1990's, the first anomalies were found within geophysical measurements of the groundwa-

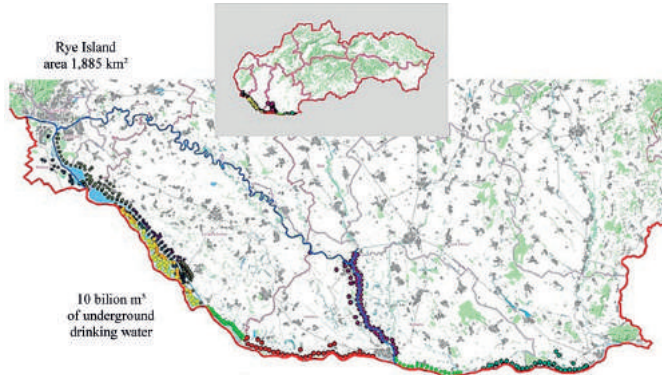


Fig. 6. Layout of measurement devices along the Danube and tributaries of the Vah, Hron and Ipel rivers

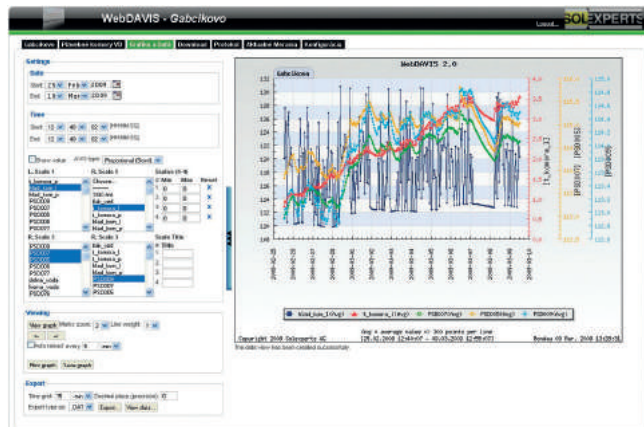


Fig. 7. Graphic output from the automated Geomonitor system measuring of lock chambers

ter filtration parameters. On the island between the lock chamber and HPP Gabčíkovo as well on the left wall of the lock chamber, the levels in the probes respond very significantly to filling and emptying of the navigation lock chambers. For more detailed monitoring a Geomonitor automated measuring system (Swiss company Solexperts) was built and in September 2007 the entire automated measuring system on the lock chambers was renovated as Geomonitor II and Web Davis (Fig. 7) and upgraded to monitor the impact of the operation of both left and right locks on the level of water in their surroundings by automated continuous measurement of the piezometric elevation, and by measuring the displacement using automated tachymeters in the longitudinal, transverse and vertical directions and measuring the displacement of the bed layers in the four deformation probes built at the upper and bottom paddles.

Except for regular and automated measuring, penetration tests were carried out in boreholes at the bottom of the filling channels, and the reconstruction of the right lock was completed by injection with a mixture of limestone, cement, bentonite and water at the most

attenuated locations identified by technical and safety supervision and results of vertical measurements, displacement and measurements of level fluctuations due to the operation of the lock chambers.

Based on the results of measurements and observations, analysis and assessment within the technical and safety supervision, we can state that the Gabčíkovo water structure system is safe. At the same time, it was necessary after 25 years of operation to plan and execute upgrade and renovation of the Gabčíkovo lock chambers.

4. Upgrade and innovation of the Gabčíkovo locks

Except for the results of technical and safety supervision, it is necessary to emphasise that the current technical condition of the locks fits to its project documentation from the time of preparation of the original design in the 1980's. In particular, technological equipment of the lock was running without any major repairs for more than twenty years, which includes, among others:

- the device is already beyond the edge of economic and a useful life;
- the locks device has a high rate of failure, which has a negative impact on the reliability of the entire waterway infrastructure.

The project aims to ensure safe and reliable inland navigation in the Gabčíkovo structure not only through modernization of equipment of both locks in Gabčíkovo but also with other activities on particular objects:

UPPER AND LOWER GATES

The upper gate has been in operation since being put into service in 1992. Its functionality and concept during the operation has not changed, routine inspections have been carried out and small faults have been repaired. Major failures occurred including the failure of bearing structures which resulted in sailing interruption. Since the structure of the Upper Gate is at the life limit, it is required to replace it with new technology, new structural details, new materials and surface treatment. It is required to redesign the bearings and their anchorage in the concrete structure. All innovations will contribute to reliable and safe operation and higher vessel traffic.

The lower gate is located in the lower part of locks below the concrete bridge (used also for the carrying of the gate weight). The purpose of the Lower Gate is to dam up the lock at the downstream end, allowing it to overcome the difference in height (max. 24.1 m) between the upstream and downstream water levels during the navigation operation. The construction must meet the conditions of downstream damming, in the case of any accidents to the upper gate. The lower gate of the locks consists of two wings with valve arms (shaft lifting levers) which open upstream.

Hydraulics for the upper and lower gates consists of hydraulic units and components which are placed in machine plants, of hydraulic piping networks and of straight-way hydraulic motors. The steel structure was changed in 1995 and in 1996, and then it was modified and repaired several times.

FILLING AND EMPTYING SYSTEM

With respect to the locks' dimensions and for the fulfilment of demanding requirements for filling (emptying) parameters, a complex triple-deck hydraulic system has been designed and implemented, which consists of transversal and longitudinal inlet and outlet ports and bottom slots arranged below the entire surface of both locks. The system ensures fast inflow into and outflow from locks, which is evenly distributed on the locks' surface. At the designed inclination of above 23 m, it was possible to fill up one lock chamber in around 12-15 minutes, if the connected conjugate system of chambers was not used, whereas flow rates in the filling system did not exceed the limit of $10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. In the context of the security of navigation, the hydraulic system has fully proved its worth; water is flowing into or flowing off lock evenly across the entire lock surface, which prevents any significant horizontal flowing of water along and across the locks and subsequent action of water force on vessels.

Outlet ports of the lock emptying system will be adjusted to a suitable hydraulic shape by lining or using another suitable technical solution that will remove the current vibrations of the upstream end, thus providing efficient and safe emptying of the lock.

Particular locks are filled with water from the feeding canal using control valves (CV) of the inlets, the CV of outlets let the water go out from the lock into the outlet channel. All CV have the same structure. Each valve is controlled with one straight-way hydraulic motor and equipped with an independent hydraulic unit.

FLAPS ON UPPER HEAD

Flaps are installed in front of the upper gate. They are divided into two sections. Each flap is placed on four bearings, supported and controlled with two hydraulic motors. The intake board is supported with vertical and horizontal braces. Rigidity is increased with a trapezoidal beam. The purpose of the flaps is:

- possible fast temporary damming of the upstream end at the level of upstream water of 128.00 m a.s.l.;
- possible operation of emergency vessel traffic in one lock at a minimum sailing level of 128.00 m a.s.l., if a flap is raised in the other lock.

The purpose of the innovation is to increase the damming height of the structure to the operating level, while it is required to reinforce the steel structure including fittings in concrete and intensify hydraulics.

DYNAMIC PROTECTION OF LOWER AND UPPER HEADS

The dynamic protection device serves for stopping the vessel in the event of any possible damage to the upper or lower gates, which could threaten the operation of such equipment.

Functions of dynamic protection hydraulic device – operating conditions:

- Prestressing for vessel catching.
- Braking operation.
- Reverse mode after vessel catching.
- Prestressing for net lifting.
- Prestressing for crossing passage – parking position (the net is lifted).

The subject of the renovation and innovation is the replacement of the existing components by more advanced and reliable ones to ensure safe navigation operation.

SEALING OF BEDROCK, CONTRACTION POINTS

The requirements for bedrock grouting and contraction points arose out of the monitoring of technical and safety supervision and the processing of measured data and the development of simulation of the flow of groundwater and settlement of the lock units, from which the following needs resulted:

- Extension of the monitoring system for technical and safety supervision of locks.
- Implementation of specific hydraulic tests focused on the specification of permeability and degradation of subsoil and evaluation of the impact and effect of implemented grouting operations.
- Subsoil grouting from canals below the left lock in the area below the downstream and upstream head and at the left wall of the lock.
- Subsoil grouting from canals below the right lock.
- Subsoil grouting between locks from the bottom of the right and left lock.
- Modification of concrete walls – consists of sealing dilatation joints.
- Casing of the overflow edge of upstream head of lock – casing is made from sheet iron and protects the surface of concrete structure against the effects of water stream (or ice, during winter). The casing structure is anchored into a concrete bottom and distorts the water stream in order to protect the upstream lock head against destructive water flows.

EXPERT CONTROL SYSTEM

Following the renovation of the machine hydraulics of locks in 2011-2014, the control system of locks was also renovated. For the improvement of inland navigation safety, the surveillance camera system as well as the system of water level sensors in fords will be installed.

The locks are part of the vessel traffic management system of the Gabčíkovo Water Structure and effect on vessel management on the Slovakia – Hungary section below the Gabčíkovo step according to flow rates measured by the Devin (Bratislava) limnigraph on the Austria – Slovakia border.

Therefore, it is necessary to minimize shutdowns and interruption shutdowns caused by failures or problems on lock chambers except for floods that are not in harmony with navigation needs.

The completion of this project will have significant influence for efficiency, reliability and safety. Both availability of the locks and waiting time for a lockage will be improved. Also the number of accidents will be reduced. Due to project results, the number of days per year with both lock chambers in operation will rapidly increase.

5. Monitoring of impacts on environment

The monitoring of the natural environment surrounding the Gabčíkovo water structure system in Slovak territory is ensured by the Plenipotentiary of the Government of the Slovak Republic for construction and operation of the Gabčíkovo-Nagymaros hydropower scheme based on the *Agreement between the Government of the Slovak Republic and Government of the Republic of Hungary concerning certain temporary technical measures and discharges in the Danube and Mosoni branch of the Danube* on April 19, 1995. Furthermore, until 2018, parallel monitoring was carried out on the territory of the Slovak Republic, which was provided by the Vodohospodárska Vytavba s.o.e., based on the decision of the County Office.

The main aim of joint Slovak-Hungarian monitoring, according to Intergovernmental Agreement, is to observe, record and jointly evaluate the qualitative and quantitative changes of surface and underground water bodies and on the water-dependent natural environment, depending on the implemented measures and water supply. Water supply to the right-side system of river branches on the Hungarian territory is achieved by a bottom weir in 1,843 rkm in the natural Danube riverbed, which increases the water level.

The evaluation includes changes in the hydrological regime of surface water and groundwater, changes in its quality, monitoring of siltation and sedimentation, changes in soil moisture and changes in forest vegetation and biota. The purpose of the mutual exchange of data is to provide information on the results of monitoring (measurement, analysis, observation), development of indicators included in the data exchange and environmental changes in the affected territory of both sides. The basic condition for evaluating the exchanged data is the use of the same or very similar methods of measurement and analysis and the use of agreed upon interpretation methods. Joint assessment of monitoring results and common recommendations for improving monitoring and environmental protection activities are submitted annually to national governments in the form of a Joint Annual Report. The following organizations have been involved in the implementation of monitoring in recent years: Watermanagement construction, s. o. e., Slovak Water Management Company, s. o. e., Slovak Hydrometeorological Institute, Water Research Institute, Institute of Hydrology of Slovak

Academy of Sciences, Research Institute of Soil and Soil Protection, National Forestry Centre, Faculty of Natural Sciences Comenius University, Groundwater Consulting Ltd. and others.

Monitoring the network of levels and surface water flow is designed to fully enable monitoring the progress of levels and flow rates within the year, the distribution of the flow in both countries' territories, manipulation of regulatory objects and related changes of water levels. The water gauges' stations are situated on the Danube, the original Danube, the Mosoni Danube, the Little Danube, the inlet channel, seepage channels and the channels and the branches systems on both sides of the Danube. Quality and properties of water and sediments are also measured. Samples of sediments are collected in the Hrusov reservoir, in the old Danube riverbed and in the systems of branches.

Groundwater levels are monitored to evaluate changes in the area where the impact of technical measures, flows into the old Danube riverbed and the impact of water supply to the Mosoni Danube branch and system of branches on underground water regime are expected. The network of monitoring objects covers the area of Rye island, the right side of the Danube on the Slovak territory and the Szigetköz area. The monitoring network on the Slovak side is aimed at monitoring the development of groundwater quality in surface water infiltration and during its flow in the ground and therefore monitoring objects are located mainly on the Danube's coastal zone, at the reservoir and at the branches system. On Hungarian territory, the vast majority of monitoring sites are located in the Szigetköz area.

Moisture monitoring is a collection of supporting indicators. Monitoring sites are located in Slovak territory mainly in the floodplain area on the left side of the old Danube riverbed and are bound to forest or biota monitoring areas. On the Hungarian side, monitoring sites were mostly located on agricultural land in Szigetköz.

The monitoring of forest vegetation, as a special part of the monitoring, is a documentation of the development and health status of forest in relation to changes in the hydrological regime in the affected area, especially in the inundation area. Biota monitoring is focused on documentation of the development of plant and selected animal groups in the area that could have been affected by either the implementation of technical measures or hydrological regime changes and water subsidies. On the Slovak side, the sites are located on the left-hand inundation. On the Hungarian side, the sites are situated mainly in the upper and middle part of Szigetköz, in the inundation area and also in the interior of Szigetköz.

Compared with previous years, the quality of surface water at the sampling points monitored under joint monitoring has not changed significantly and is balanced over the long term. Some monitored indicators of surface water quality in the Danube and in the river branches system show seasonal changes, some indicators depend primarily on flow, others are influenced by biochemical processes in surface waters.

Based on the assessment of the groundwater regime, it can be concluded that the water supply to the right-side branch system and to the Mosoni Danube plays an important role in influencing groundwater levels in the Szigetköz area. As a result of measures implemented

under the Intergovernmental Agreement, the most significant rise in groundwater levels can be seen in the middle part of the floodplain area, for low and average flow conditions in the Danube. The rise in the upper part of the Szigetköz area and around the reservoir is reduced due to the decrease of the riverbed bottom permeability. Some adverse effects have also been seen in changes in the Danube sediment transport regime resulting from the measures that have been implemented in recent years on the Austrian section of Danube, just above Bratislava. Compared to previous years, the most significant change in relation to the groundwater level was the completion of the water subsidy system in the lower part of the Hungarian inundation area. Since the completion of the water subsidy system, in the case of low and average flow rates, it is possible to observe a significant rise in groundwater levels in the branches system at the Ásványráró, which was previously characterized by a decrease. The decline remained along the old Danube bed in the part of Bagomer branches system and around the outlet channel in the Slovak territory. The groundwater level in this area is adversely affected by erosion of the outlet channel bed and Danube riverbed below the confluence of the channel and original Danube (Fig. 8).

Results of groundwater level monitoring prove that artificial water supply to the original system of river branches can significantly affect groundwater levels in the floodplain area. On the other hand, the results confirm the need to solve water subsidies in the lower part of the floodplain area on Slovak territory, especially in case of low and average flow conditions. The results of water supply system at the lower part of the Hungarian inundation has demonstrated the possibility of improving groundwater levels in this area. The positive impact of water subsidies can be further supported by measures implemented in the old Danube river basin above the outlet channel confluence with the original Danube riverbed. Increasing groundwater levels in the area along the old Danube bed on both sides could be achieved only

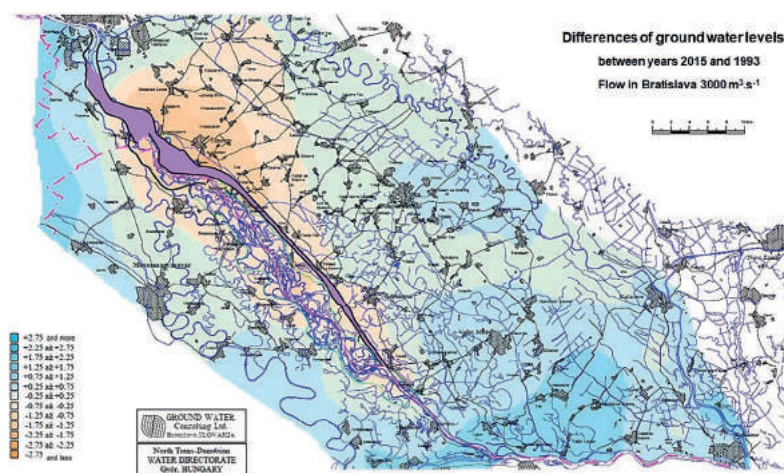


Fig. 8. Difference of groundwater levels for flow approx. 3,000 m³ s⁻¹
May 29, 2015 vs. July 25, 1993

by increasing the water level in the old Danube River by technical measures implemented in the riverbed. Such measures could improve the overall situation in the entire floodplain area on Hungarian and Slovak territory.

The chemical composition of groundwater in water supply sources on Slovak territory points stability of groundwater quality. The quality of groundwater in monitored water sources usually meets the drinking water standards. Exceeding limits occur only on some localities and parameters in the case of water temperature, manganese and in some years of monitoring even in occurrence of iron.

Regarding the soil humidity development at monitoring sites located in the Slovak agricultural area it can be stated that soil moisture content during the whole monitoring period is stable. Since 2004, a slight increase in the soil moisture content has been observed, while the position and fluctuations of the groundwater level have remained largely unchanged. However, from 2011, a slight drop in groundwater level can be seen, which reflected in the soil moisture content in the depth range of 1-2 m below the surface. The soil moisture in the floodplain, along with groundwater and precipitation, is highly dependent on natural or artificial floods.

The development of most forest vegetation in the years they have been investigated, despite the absence of floods and less favourable hydrometeorological conditions, did not show significant differences compared to previous years. Most of the localities are characterized by intense or average growth.

Based on the evaluation of the systematic monitoring of the natural environment surrounding the Gabčíkovo waterworks, it can be stated that the concerns of environmental activists, who prior to the construction and commissioning of the dam, portrayed the disastrous impacts on the whole region and especially for the natural environment itself, have not been fulfilled.

6. Environmental projects

The Gabčíkovo-Nagymaros water structure system was one of the largest planned and executed construction systems in Slovakia and its scope was a very intense intervention in the natural environment in the adjacent areas along the Danube.

This fact raised the need, already at the level of project preparation, to evaluate seriously the known and anticipated changes in the biological and environmental conditions of the country and to solve the possible problems. Although the time for preparing the alternative Variant "C" was very limited, from the very beginning the measures were considered to keep and improve the natural conditions in the system of original river branches. Except for regular water supply from inlet channel to branches and several artificial floods of territory, a system of small dams and weirs on branches was built to slow the run-off and retain the underground water on a higher level. These measures are aimed at improving the biota (Fig. 9).



Fig. 9. Small solid weirs in the Danube river branches system

Since 2009, the owner of the Gabčíkovo water structure system collaborated with the Regional Association for Nature Conservation and Sustainable Development (BROZ) on several LIFE projects e.g. *Protecting the populations of endangered bird species in the natural habitats of the Danube inland Delta*, *Restoration of nesting and feeding habitats of the Sand Martin, Kingfisher and European Bee-eater in Danube-Morava region* and *Restoration and management of Danube floodplain habitats*.

Within this project, activities achieved by the Vodohospodarska Vystavba, s.o.e. were focused on the restoration of selected wetlands, dry river branches and dead arms, including restoration of water supply, restoration of river bed connections, and elimination of migratory barriers for fish in several strategic locations.

Within these projects, the following specific activities were carried out:

- Development of the mathematical hydrological model serving as the basis for drawing up technical documentation.
- Revitalization of the Istragov marsh – water was brought from the right side of the inlet channel into the site of the former Istragov marsh.
- Revitalization of Dunajské kriviny branches system by reconstruction of the non-functional inlet facility and bringing the water from the inlet channel to the branches system.
- Construction of fish passes at two strategic locations in the branches system – these were the areas of the Baciansky branch system and the Velkolelsky branch, where the migration barriers were removed and the branches were opened.
- Revitalization of selected dry and cut river arms – barriers have been removed at the Rusovce Island site and water was led into the former wetland on the Island of the White-tailed eagle.
- Adjustment of vertical river banks and walls for the nesting of birds, the banks of the Danube were trimmed to an almost vertical shape with the removal of the ravages.
- Restoration of food biotopes – the relics of the dried branches were cleaned and reconnected to the Danube, with final restoration of the former wetlands.

The benefit of these projects is to protect the environment and create better environmental conditions in the vicinity of Gabčíkovo. Especially the flow and dynamics of the water regime

of several Danube branches that have been restored and measures implemented within these projects have proven to contribute to the protection of target bird species by improving their nesting and food habitats and also to provide better quality of water, that has had a positive impact on increasing the amount and quality of plants and animals.

The common effort has had a positive feedback from visitors and locals who appreciate the possibility of spending their free time in nature in a more attractive environment. At the same time, we can mention the wide range of sports activities, especially for cyclists and water sports.

Literature

- Bednarova E., Lukac M., Lukac M., Minarik M., Bakaljarova M., Liptak B., Miscik M., Panenka P., Stolicny J., 2010, Dam construction in Slovakia. Originalities. Milestones. Attractions. Bratislava: Kuskus, 207 pp.
- Bednarova E., Hulla J., 2017, Geotechnical and other problems of Gabčíkovo water structure, [in:] Proceedings of lectures of the 25th Anniversary of Gabčíkovo-Nagymaros water structure system, 23-24 October 2017, E. Bednarova (ed.), Vodohospodarska vystavba, Bratislava, p. 78
- Hlavaty Z., Banský L., Rodák D., Hlavata O., Lakatosova E., 2015, Proposal for the optimization of natural environment monitoring under the 1995 Agreement, Bratislava, Ground Water Consulting Ltd.
- Hlavaty Z., Banský L., Rodák D., Hlavata O., Lakatosova E., 2017, Monitoring of the natural environment in the area of impacts of Gabčíkovo water structure system, Summary evaluation report for 2016, Bratislava, Ground Water Consulting Ltd., 289 pp.
- Kasana A., Panenka P., 2011, Dam safety in Slovakia, [in:] Dams and reservoirs under changing challenges, A.J. Schleiss, R.M. Boes (eds.), CRC Press/Balkema, 137-144
- Kusik T., Kudela M., Sobekova K., 2016, Protecting the populations of endangered bird species in the natural habitats of the Danube inland Delta, Bratislava, BROZ, 40 pp., available at <https://broz.sk/projekty/ochrana-populacii-ohrozenych-druhov-vtactva-v-prirodzenych-biotopoch-vnutrozemskej-delta-dunaja/> (data access 01.08.2019)
- Panenka P., Vadkerti S., 2012, Professional technical and safety supervision during 20 years of Gabčíkovo water structure operation, [in:] Proceedings of lectures of the 25th Anniversary of Gabčíkovo-Nagymaros water structure system, 23-24 October 2017, E. Bednarova (ed.), Vodohospodarska vystavba, Bratislava, p. 117
- Volesky D., Grundova I., Koprivova L., 2017, Innovation and modernization of locks for improving safety and intensity of water transport on Gabčíkovo water structure, [in:] Proceedings of lectures of the 25th Anniversary of Gabčíkovo-Nagymaros water structure system, 23-24 October 2017, E. Bednarova (ed.), Vodohospodarska vystavba, Bratislava, p. 78

Problemy eksploatacyjne jazu Rędzin na Odrze, projekt remontu zabytkowego obiektu

Operational problems of the Rędzin weir on the Odra River, design of historic structure renovation

Krzysztof BROŚ

DHV Hydroprojekt Sp. z o.o.

Dzielnia 60, 01-029 Warszawa, Polska

Streszczenie

Stopień wodny Rędzin, zlokalizowany w km 260,7 Odry, jest ostatnim, najniższym stopniem Wrocławskiego Węzła Wodnego. Jaz wybudowano w latach 1916-1926 w celu zwiększenia głębokości tranzytowej na odcinku od Rędzina do wyżej usytuowanych stopni Różanka i Śródmiejskiego.

Jaz Rędzin jest jednym z najpiękniejszych zabytków techniki hydrotechnicznej w Polsce. Jednak wieloletnie zaniedbania, wynikające z braku odpowiednich środków finansowych, spowodowały, że stan techniczny konstrukcji zamknięć i urządzeń nie jest dobry. Obiekt wymaga remontu w zakresie znacznie większym niż to miało miejsce w latach 80. i 90. Projektowana modernizacja obejmuje kompleksowy remont tej zabytkowej budowli hydrotechnicznej. Historyczne znaczenie całego stopnia Rędzin wymaga, by wszelkie działania inwestycyjne, niezbędne dla zachowania bezpiecznego i sprawnego działania obiektu, były prowadzone z uwzględnieniem jego zabytkowego charakteru. Rozwiązania projektowe, zarówno w zakresie elementów ogólnobudowlanych, jak i konstrukcji mostowych, zamknięć oraz mechanizmów napędowych, muszą uwzględniać wytyczne konserwatora zabytków.

Ograniczone możliwości inwentaryzacji i oceny stanu technicznego elementów konstrukcji znajdujących się stale pod wodą, stanowiły istotną przeszkodę w opracowaniu dokumentacji projektowej. W celu rozwiązania tego problemu przeprowadzono wnikliwą analizę zachowanych rysunków niemieckich, a następnie dokonano ich weryfikacji w trakcie obserwacji podwodnych. W odniesieniu do warunków posadowienia i pracy budowli poddanej obciążeniom hydrodynamicznym, wykorzystano metodę badania drgań i operacyjnej analizy modalnej. Identyfikację dynamicznych cech konstrukcji przeprowadzono poprzez pomiar bezpośredni na konstrukcji, podejmując próbę oceny złożoności i różnorodności przypadków występowania sił i związanych z nią zjawisk. Detale architektoniczne do projektu ustalono na podstawie badań stratygraficznych, które pozwoliły m.in. udokumentować oryginalną kolorystykę obiektu. Połączenie rozwiązań właściwych dla jazu segmentowego i zasuwowego, obsługiwanych z mostu jazowego, stanowi o wyjątkowych walorach historyczno-technicznych i funkcjonalnych obiektu Rędzin – jedynej tego typu budowli w Polsce i unikatowej w skali Europy.

1. Wprowadzenie

Stopień wodny Rędzin znajduje się w km 260,7 Odry i jest ostatnim, najniższym położonym stopniem Wrocławskiego Węzła Wodnego. Powstał w latach 1916-1926 w celu zwiększenia głębokości tranzytowej na odcinku od Rędzina do stopni Różanka i Śródmiejskiego. Jaz składa się z trzech przęseł rozdzielonych filarami: dwóch bocznych wyposażonych w zamknięcia segmentowe o wysokości 2,1 m oraz przęsła środkowego, które składa się z ośmiu prowadnic wyposażonych w zasuwę płaskie wysokości 6,3 m. Przęsło zasuwowe jazu obsługiwane jest z mostu kratowego o długości 51 m, o konstrukcji nitowanej. Konstrukcja mostu stanowi bazę oporową dla prowadnic zasuw, a pomost wyposażony jest w tor dla wind wózkowych do podnoszenia zasuw i prowadnic. Segmenty długości ok. 30 m, stanowiące zamknięcia skrajnych przęseł, są chowane w obrys progu jazu. Próg części centralnej jazu, pod zasuwami, jest obniżony o 2,5 m w stosunku do przęseł bocznych, segmentowych – 105,70/108,20 m NN.

W skład stopnia wchodzi także dwie śluzy żeglugowe: Rędzin I – ceglana oraz Rędzin II – larsenowa, uruchomiona w kilka lat później (1934). Obie śluzy zostały poddane w ostatnich latach gruntownej modernizacji, wyposażono je m.in. w dodatkowe głowy górne z zamknięciami segmentowymi. W ramach tego samego przedsięwzięcia, wokół prawego przyczółka jazu, wykonano przepławkę dla ryb, zastępując oryginalny mechanizm z 1922 roku. Zakończone w 2016 roku prace realizowano w ramach modernizacji Wrocławskiego Węzła Wodnego: Zadanie nr 7 – *Przystosowanie stopnia Rędzin do przepuszczania wód powodziowych*. Uzyskana dzięki tym zabiegom dostateczna przepustowość stopnia Rędzin, wyeliminowała z programu Projektu Ochrony Przeciwpowodziowej Dorzecza Odry (POPDO) planowane roboty remontowe na jazie, wymagane dla zachowania bezpiecznej eksploatacji obiektu.

Modernizację jazu Rędzin rozpoczęto dopiero pod koniec 2018 r. w ramach projektu przystosowania Odrzańskiej Drogi Wodnej do III klasy żeglowności (z Programu Infrastruktura i Środowisko na lata 2014-2020). Celem zadania jest poprawa stanu technicznego jazu oraz osiągnięcie parametrów technologicznych zapewniających bezawaryjne funkcjonowanie obiektu w warunkach współczesnych wymagań. Godnym podkreślenia jest fakt, że cała konstrukcja z oryginalnym wyposażeniem, które funkcjonuje od stu lat, niezależnie od problemów operacyjnych, działa bez większych awarii do chwili obecnej.

2. Historia jazu i problemy eksploatacyjne

Zasadnicze konstrukcje budowlane jazu wykonano w latach 1913-1917. Stalowe zamknięcia zasuwowe i segmenty o konstrukcji nitowanej zostały dostarczone przez zakłady Eisenwerke Nagel & Kämpf z Hamburga oraz Linke – Hofmann – Werke z Wrocławia. Nieco później instalowano wyposażenie mechaniczne jazu – napędy zamknięć pochodzą z lat 1920-1921, wyprodukowano je w zakładach Schmidt, Kranze & Co z Nordhausen am Harz.

Żelbetowe sterówki nad filarami i przyczółkami wybudowała firma Luis Eilers z Hanoweru (1924-1925) i w 1926 r. jaz Rędzin uzyskał obecny wygląd i wyposażenie¹.

Dokumentacja projektowa etapu wykonawczego jazu nie zachowała się, ale we wrocławskich archiwach² znajdują się liczne rysunki powykonawcze z naniesionymi odręcznie korektami, datowane na lata 1925, 1926 (jaz) i 1928 (sterówki), oraz szereg rysunków o charakterze koncepcyjnym, jak np. projekt nadbudowy filarów jazu w konstrukcji drewnianej szkieletowej, charakterystycznej dla architektury pruskiej początku XX wieku (1924 r.), czy koncepcje elektrowni wodnej (1925 r.)³.

Cały stopień bez większego uszczerbku przetrwał okres II wojny światowej. W następnych latach przeprowadzono kilka znaczących remontów jazu, jak np. wymianę skorodowanych segmentów i dolnych partii przewodnic zasuw czy wydłużenie i uzupełnienie ubezpieczeń poszuru. Pierwsze projekty remontu jazu (1949-1952) wykonało Biuro Projektów Budownictwa Morskiego z Wrocławia, którego kontynuatorem jest obecnie funkcjonujący Hydroprojekt Wrocław, dostarczający przez kolejne lata wiele różnych dokumentacji niezbędnych dla funkcjonowania stopnia. W 1959 roku wybudowano poniżej Rędzina, w km 281,6 Odry, stopień wodny Brzeg Dolny, którego zadaniem było powstrzymanie postępującej erozji na dolnym stanowisku jazu i zabezpieczenie warunków żeglugowych.

W 1988 roku wymieniano elementy konstrukcji dolnej przewodnic i zasuw, jednak ich stan techniczny budzi obecnie poważne zastrzeżenia, ponieważ zastosowana stal St3S jest słabo odporna na korozję. Obserwacje prowadzone podczas manewrowania zamknięciami wykazują zużycie przewodnic i zespołów jezdnych zasuw. Zablockowane korozją koła jezdne nie obracają się swobodnie, a brak uszczelnień pionowych powoduje znaczne oblodzenie przewodnic w warunkach zimowych. Obsługa przęsła zasuwowego wymaga dużej siły fizycznej kilku pracowników i nie może być zautomatyzowana.

Obie wyciągarki obsługujące przęsło zasuwowe były remontowane na początku lat 90. Sprawdzone wtedy łożyskowania i wszystkie połączenia ruchome oraz wymieniono silniki na nowe. Stan techniczny wyciągarek nie budzi większych zastrzeżeń.

Zamknięcia segmentowe jazu wymieniono (odtworzono) w latach 1992-1997. Jednak podobnie, jak w przypadku zasuw, stan techniczny konstrukcji obu segmentów budzi zastrzeżenia (ze względu na wykorzystaną stal St3S). Wyciągarki śrubowe są sprawne, wymagają jedynie regularnych przeglądów. Ich elementy wykonano w technologii opartej na dużej ilości odlewów oraz skoków całowych gwintów i ząbów, co zwiększa ryzyko wyłączenia z eksploatacji w przypadku ewentualnego uszkodzenia. Ponadto, jak wynika z obliczeń, przy

¹ Na podstawie protokołów z kontroli okresowej rocznej stanu technicznego obiektu oraz okresowych pięcioletnich kontroli stanu technicznego i przydatności do użytkowania stopnia wodnego, RZGW Wrocław

² Verbesserung der Oderschiffahrtsstraße bei Breslau Wehr Ransern, 1925, Naczelne Prezydium Prowincji Śląskiej we Wrocławiu. Zarząd Regulacji Rzeki Odry, repozytorium Archiwum Państwowe Wrocław

³ Vorentwurf und Kostenüberschlag für eine Wasserkraftanlage an der Staustufe Ransern, 1925, Wasserbauamtes, repozytorium Archiwum Państwowe Wrocław

wykorzystaniu pełnej mocy silnika siła możliwa do wygenerowania na jednej śrubie pociągowej wynosi do 94T (przy wadze segmentu ok. 30T), co w przypadku zablokowania segmentu wskutek np. oblodzenia może spowodować znaczne uszkodzenia. Sytuacja taka wystąpiła w 1996 r. (zimą) – doszło do rozłączenia lewego ciągnącego segmentu oraz pocięcia blach segmentu; konieczna była natychmiastowa i kosztowna naprawa, którą wykonano w trudnych warunkach powodzi 1997 roku.

Obecne napędy elektromechaniczne, pomimo wprowadzenia bardziej zaawansowanych układów sterowania, w dalszym ciągu wymagają manualnej korekcji przekosu.

Podsumowując, najistotniejsze problemy eksploatacyjne jazu Rędzin, wpływające na bezpieczeństwo eksploatacji obiektu, wiążą się zasadniczo z dwoma zagadnieniami:

- zaawansowaną korozją i zużyciem materiałów zamknięć (w tym także uszczelnień) i konstrukcji mostowych;
- znacznym udziałem prac ręcznych w obsłudze, a zwłaszcza zamknięć zasuwowych.

Z upływem lat pojawiły się również liczne uszkodzenia mechaniczne m.in.: miedzianych pokryć dachowych, stalowych ościeżnic i oszklenia otworów okiennych oraz żelbetowych ścian sterówek i drewnianych pokryć pomostów. W trakcie okresowych przeglądów notuje się także awarie instalacji elektrycznych oraz uszkodzenia ubezpieczeń poszuru jazu, zwłaszcza poniżej przęsła zasuwowego.

3. Projekt remontu

Przywrócenie jazu Rędzin do pełnej sprawności eksploatacyjnej i spełnienie współczesnych wymogów bezpiecznej obsługi wymaga przeprowadzenia kompleksowego remontu tej zabytkowej budowli hydrotechnicznej. Rozwiązania projektowe, zarówno w zakresie elementów ogólnobudowlanych, jak i konstrukcji mostowych, zamknięć oraz mechanizmów napędowych i instalacji, powinny uwzględniać nie tylko wymagania techniczne, ale także wytyczne konserwatora zabytków. W udzielonym pozwoleniu znalazły się następujące zastrzeżenia: zniszczone elementy mogą być wymieniane jedynie na nowe i takie same (np. nitowane na nitowane); elementy historyczne należy pozostawić bez zmian, przy czym dopuszcza się montaż np. nowych mechanizmów sterowania, przy zachowaniu urządzeń istniejących (nawet jeśli mają pozostać nieużytkowane); poprawę warunków termicznych można uzyskać poprzez wstawienie dodatkowych okien (bez podziałów) od środka, które będą niewidoczne z zewnątrz; dopuszcza się wymianę drewnianych drzwi wewnętrznych na grubsze (jeśli jest taka potrzeba ze względów termicznych), jednak z zachowaniem rysunku historycznego; kolorystykę wymalowań wewnętrznych i powłok antykorozyjnych konstrukcji należy odtworzyć zgodnie ze stanem oryginalnym.

Niezależnie od remontu konstrukcji budowlanych i zamknięć, przewidziano także modernizację wyposażenia elektrycznego i mechanicznego obiektu, mającą na celu ograni-

czenie udziału prac ręcznych, a także wprowadzenie zdalnego sterowania i założenie systemu monitoringu.

Dokumentację projektową niezbędną dla uzyskania pozwolenia budowlanego oraz dokumentację wykonawczą sporządzili w latach 2017/2018 projektanci wrocławskiego AECOM-u [2018]. Istotnym utrudnieniem w opracowaniu tych materiałów były ograniczone możliwości inwentaryzacji i oceny stanu technicznego elementów konstrukcji znajdujących się w obszarze bezpośrednio nad lustrem wody i pod wodą. Rozwiązano ten problem poprzez wnikliwą analizę zachowanych rysunków niemieckich, których aktualność zweryfikowano w trakcie inwentaryzacji dostępnych części nadwodnych oraz badań pod wodą.

Do analizy warunków posadowienia i pracy budowli poddanej obciążeniom hydrodynamicznym wykorzystano metodę badania drgań i operacyjnej analizy modalnej. Identyfikację dynamicznych cech konstrukcji przeprowadzono za pomocą pomiarów bezpośrednich na konstrukcji, podejmując próbę oceny złożoności i różnorodności przypadków występowania sił i związanych z nią zjawisk. Detale architektoniczne do projektu ustalono z wykorzystaniem badań stratygraficznych, które pozwoliły np. na udokumentowanie oryginalnej kolorystyki obiektu.

Projekt remontu obejmuje następujące zadania [AECOM 2018]:

- przebudowę istniejących zamknięć zasuwowych i segmentowych jazu oraz ich napędów, tj. modernizację mechanizmów napędów zamknięć w zakresie koniecznym do zdalnego sterowania nimi, wymianę łańcuchów, zasuw i odrzwi;
- wykonanie nowych zamknięć remontowych jazu;
- wykonanie napraw ogólnobudowlanych obiektu jazu, w tym m.in.: wymianę pokryć dachowych, orynnowania, stolarki okiennej i drzwiowej oraz renowację powierzchni betonowych, tynków i okładzin kamiennych na filarach, przyczółkach i progu;
- przebudowę wewnętrznej instalacji elektrycznej, w tym m.in.: montaż nowych rozdzielnic elektrycznych, ułożenie nowych kabli zasilających i sterowniczych, wykonanie nowej instalacji zasilającej napędy, wykonanie nowego oświetlenia;
- wykonanie nowych systemów sterowania jazem i monitoringu (m.in. w celu połączenia jazu z Centrum Operacyjnym PGW PW RZGW Wrocław) oraz nowej instalacji telefonicznej;
- naprawę kładek komunikacyjnych oraz konstrukcji mostu na jazie, w tym m.in.: wymianę blach węzłowych pasa dolnego, części krzyżulców oraz pojedynczych elementów pasa górnego, wykonanie zabezpieczenia nowymi powłokami malarskimi oraz oczyszczenie i regulację łożysk;
- przebudowę ubezpieczeń ponuru jazu na długości ok. 20-30 m oraz przebudowę ubezpieczeń posuru jazu na długości ok. 40-50 m (prace wynikające z konieczności zapewnienia stabilności jazu, w związku z dużą siłą erozyjną wód bezpośrednio poniżej i powyżej obiektu);
- przebudowę ubezpieczeń prawo- i lewostronnej skarpy brzegowej dolnego i górnego awanportu śluz Rędzin I i II, wraz z dalbami, pacholami i schodami skarpowymi rozmieszczonymi na tym odcinku.

4. Rozpoznanie przedprojektowe

4.1. Podłoże jazu

Dokumentacja geologiczna z budowy jazu nie zachowała się, dlatego w analizach projektowych wykorzystywano informacje z najbliższego otoczenia obiektu. W podłożu prawego międzywała Odry występują dwie podstawowe jednostki litostratygraficzne, charakterystyczne dla doliny tej rzeki we Wrocławiu – holocenijskie osady rzeczne oraz rzeczne i lodowcowe osady plejstocenijskie [PG PROXIMA 2006].

Holocenijskie osady rzeczne składają się głównie z serii utworów żwirowo-piaszczystych, przewarstwionych, szczególnie w części stropowej, płatami i soczewami glin pylastych, piaszczystych, lokalnie pyłów i piasków gliniastych (osady madowe). Grunty tej serii wykazują stan plastyczny i miękkoplastyczny, lokalnie przy powierzchni twardoplastyczny. Są nieskonsolidowane, a ich moduły ścisłości M_0 , w zależności od l_L , wynoszą od 13 MPa do 36 MPa. Spójność i kąt tarcia charakteryzują się niskimi wartościami, odpowiednio 0,006-0,021 MPa i 8°-16°. W serii gruntów niespoistych dominują pospółki i żwiry przeławicowane piaskami średnimi i grubymi. W niewielkich ilościach występują też piaski drobne i pylaste. Cały kompleks holocenijski zawiera znaczne domieszki części organicznych, często stwierdzone są namuły piaszczyste i gliniaste o miąższości do 1,5 m. W serii tej przeważają grunty średnio zagęszczone, z wartościami I_D nie przekraczającymi 0,60. Wskaźnik różnoziarnistości piasków (U) rzadko przekracza 3, co świadczy o ich słabych parametrach zagęszczalności. Grunty luźne stanowią niewielki procent całej serii i są to zwykle piaski drobne, usytuowane w strefie powierzchniowej jako najmłodsze, współczesne osady rzeczne.

Plejstocenijskie osady rzeczne tworzą zwarty kompleks gruboziarnistych gruntów piaszczystych, głównie pospółek i żwirów, przewarstwionych piaskami grubymi i średnimi (rzadko drobnymi). Łączna miąższość rzecznych osadów piaszczystych wynosi od 1,5 m do 7,5 m i zależy bezpośrednio od konfiguracji stropu niżej leżących utworów morenowych lub trzeciorzędowych. Generalnie w tej serii dominują grunty o stopniu zagęszczenia I_D w granicach 0,58-0,71, o wyższych parametrach wytrzymałościowych. Wskaźnik różnoziarnistości U zawiera się w przedziale 2,5-5, są to więc grunty lepiej zagęszczalne niż warstwy serii poprzedniej, stanowiące dobre i nośne podłoże gruntowe. Piaszczysta seria rzeczna podścielona jest warstwą utworów morenowych, wykształconych w formie piaszczystych glin zwięzłych, z domieszkami żwirów i kongrecji wapiennych. Grunty te w rejonie jazu stwierdzono na głębokości ok. 11-12 m p.p.t. Często, w spągowej części tego kompleksu, na kontakcie z glinami zwałowymi, występuje warstwa bruku morenowego grubości ok. 0,2 m. Generalnie gliny wykazują stan twardoplastyczny o l_L na poziomie 0,18. Są to grunty skonsolidowane, o module ścisłości $M_0 = 47$ MPa, spójności w granicach 0,040 MPa i kącie tarcia wewnętrznego do 22°. Jest to nośne i szczelne podłoże gruntowe.

Podłoże podczwartorzędowe zbudowane jest z ilów trzeciorzędowych serii poznańskiej. Ich strop jest zafalowany i pocięty rynnami erozyjnymi. Strop trzeciorzędu nawiercano na głą-

bokość ok. 6-18 m p.p.t., ale w niektórych częściach badanego terenu ility występują płycej (np. 3 m p.p.t.).

Występujące w tym rejonie wody podziemne, wykazują agresywność kwasową i węglanową w stosunku do betonu.

4.2. Grodze budowlane

Grodze budowlane jazu Rędzin stanowią jednocześnie przegrody przeciwfiltracyjne w podłożu obiektu. Jaz został wybudowany w obrysie obwodowych gródz stalowych i drewnianych: odrębnie dwa przęsła boczne (segmentowe), oba w formie doku, oraz odrębnie przęsło środkowe, podzielone na połowy, w postaci belek na podłożu gruntowym. Zasadniczy system gródz wykonano z profili stalowych z zamkami, będących wówczas jeszcze nowością. Na budowie jazu użyto grodzice o profilu Larssena typ I i II oraz grodzice Ransome'a typ Standard. Do robót fundamentowych używano także drewnianych ścianek szczelnych grubości 15-20 cm. Na podstawie analizy oryginalnych rysunków stwierdzono, że ścianki drewniane przy formowaniu grodzy lewej części przęsła środkowego progu uległy silnej deformacji podczas pochodu lodów².

4.3. Betony i zaprawy

Informacje o parametrach betonów stref fundamentowych i progów jazu są bardzo skąpe. Rysunki z dokumentacji niemieckiej wskazują jedynie na strefowanie betonów:

- warstwy podbudowy progów, filarów i przyczółków oraz płyty wypadu wykonano z betonu (Schütt-Beton) 1:4:6, co może szacunkowo odpowiadać współczesnej klasie betonu C16/20;
- warstwy powierzchniowe progów, wnętrza filarów i przyczółków, wypełniające okładzinę kamienną, wykonano z betonu (Beton) 1:2:3 – szacunkowo odpowiednikiem mogłaby być współczesna klasa betonu C25/30. Nie stosowano warstw cieńszych niż 1,5 m, a beton ten podczas układania był ubijany (Stampfbeton).

W obrębie ubezpieczeń wypadu, przy robotach wykonywanych w wodzie, stosowano także beton w workach (Beton in Säcken 1:6). Do wytwarzania mieszanki do budowy jazu Rędzin stosowano cement portlandzki z cementowni opolskich i kruszywo z dolnośląskich żwirowni².

Nacieki węglanu wapnia na ścianach licowanych okładziną granitową wskazują na migracje wód w warstwach zaprawy. Spoinowanie bloków kamiennych, pomimo śladów korozji alkalicznej, wykazuje zwartość, a badania sklerometryczne zapraw w spoinach wykazały wytrzymałości 16-29 MPa.

W strefie bez okładzin kamiennych, tj. na ścianach sterówek wykonanych jako konstrukcje żelbetowe o grubości 15 cm, znajdują się liczne powierzchniowe odspojenia betonu nad korodującym zbrojeniem. Odspojenia te koncentrują się w narożach sterówek oraz wokół otworów okiennych. Wytrzymałość betonu w tej strefie, szacowana na podstawie badania sklerometrycznego, wynosi 23-24 MPa. Podobne uszkodzenia betonów sterówek stwierdzono w strefach gzymsów, które przyjmują wody opadowe z powodu uszkodzonych (nieszczelnych) rynien. Jako podstawową przyczynę niszczenia konstrukcji żelbetowej ścian sterówek należy wskazać korozję stali zbrojeniowej, która powoduje redukcję przekroju prętów. Produkty korozji o większej objętości niż stal wywołują zarysowanie otuliny. Gdy ilość produktów korozji przekroczy całkowitą objętość strefy porowatej, naprężenia rozciągające prowadzą do przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie (f_{ct}), a w efekcie do spękań otuliny. W wyniku korozji zbrojenia powstałe zarysowanie postępuje zarówno w płaszczyźnie prostopadłej do zbrojenia, jak i po długości pręta. Odszpajanie się otuliny betonowej od zbrojenia, co jest obserwowane w wielu miejscach sterówek, to efekt rys podłużnych. Poprzeczne rysy wewnętrzne są równie niebezpieczne, ponieważ ułatwiają kontakt agresywnych związków ze zbrojeniem i przyspieszają korozję.

Karbonatyzacja pozbawiająca beton właściwości ochronnych wobec stali i związana z tym korozja zbrojenia jest procesem o charakterze elektrochemicznym, zachodzącym stopniowo od zewnętrznej strony konstrukcji wystawionej na działanie dwutlenku węgla. CO_2 z powietrza, reagując z produktami hydratacji faz klinkierowych, przekształca się w węglan wapnia. Sama obecność $CaCO_3$ nie powoduje degradacji betonu, ale prowadzi do obniżenia pH materiału, z poziomu ok. 13 do wartości poniżej 9. Wskutek obniżania pH stopniowo zanika cienka warstwa ochronna na powierzchni stali zbrojeniowej, tzw. warstwa pasywacyjna z tlenków żelaza i tlenowodoru żelaza – getytu, grubości 2-5 nm. Karbonatyzacja przebiega najszybciej w warunkach przemienne wilgotno-suchych. Gdy front karbonatyzacji (obszar betonu o $pH < 9$) osiągnie poziom prętów zbrojeniowych, przy jednocześnie wysokiej wilgotności betonu, następuje szybka korozja stali zbrojeniowej.

4.4. Konstrukcje stalowe

Projekty remontu jazu były wykonywane dla czynnego obiektu, na którym nie obserwowano niedostatecznej nośności elementów konstrukcyjnych. Z tego względu odstąpiono od badań materiałowych stali. Ocenę wytrzymałości obliczeniowej poszczególnych elementów konstrukcji stalowych na jazie Rędzin oparto na analizie gatunku stali możliwej do użycia w okresie budowy, a także podczas późniejszych remontów. Do obliczeń sprawdzających przyjmowano stal o najgorszych parametrach z danego okresu budowy lub remontu² [Gierczak 2016].

W pierwszych latach XX wieku rozpoczęto stosowanie stali konstrukcyjnych wysokowęglowych, o zawartości C = 0,30-0,35% i wytrzymałości na rozciąganie rzędu 400-550 MPa. Na początku lat 20. XX wieku w Niemczech stało się powszechne stosowanie stali wysokowartościowych, jak np. St48 (o naprężeniach dopuszczalnych 180 MPa, czyli około 30% więcej niż dotychczas stosowana stal St37). W okresie powojennym, w Polsce, zaczęto stosować stale St3S, St4S czy też 18G2, które charakteryzują się lepszą udurowalnością oraz plastycznością. Nie zawierają też azotu i jego związków. Współcześnie stale te zostały zastąpione gatunkami S235, S275 oraz S355.

Badania dokumentują, iż parametry stali wyprodukowanych i wbudowanych w konstrukcje do połowy XX w. zależą od pierwotnych właściwości tych materiałów i od procesów starzenia. Generalnie można spodziewać się znacznego obniżenia własności plastycznych i zróżnicowania tych własności. Procesy starzenia obniżają także odporności stali na kruche pękanie w niskich temperaturach. Biorąc pod uwagę powyższe, a także ze względu na występowanie azotu i ich związków, zarówno dotychczasowe remonty, jak i prace projektowane wykluczały zespolenia starych i nowych konstrukcji stalowych poprzez spawanie, a także stosowanie technologii wymagających zastosowania narzędzi udarowych (nitowanie).

W projektach przewidziano zastosowanie śrub sprężających jako najbezpieczniejszych połączeń starych i nowych elementów konstrukcji stalowych.

Na długość zachowania przez profile stalowe trwałości użytkowej wpływa bardzo dużo czynników. W przypadku zidentyfikowanych na jazie Rędzin profili gródzie (np. konstrukcje gródz: Ransome, Larssen I, Larssen II, późniejsze konstrukcje uzupełniające również nowy Larssen III) okres trwałości, określony w odniesieniu do grubości najcieńszej ścianki, wynosi od siedemdziesięciu do stu lat. Nie natrafiono na jakiegokolwiek informacji mogące wskazywać

Tabela 1. Parametry stali produkowanych w Niemczech do ok. 1940 r. i parametry do projektowania [Schoklitsch 1952; Gierczak 2016]

Gatunek stali	Rm (MPa)	Re (MPa)	A5 (mm)	σ dop. (MPa)			
				Sposób użytkowania			
				Długotrwałe		Tymczasowe	
				Obliczenia przybliżone, niepewne warunki gruntowe, niepewnie określone siły		Obliczenia dokładne, pewne warunki gruntowe i określone siły, w razie wątpliwości – najbardziej niekorzystne założenia	
St 37/45	370-450	240	22	120	150	140	160
St 45/52	450-520	270	20	135	169	159	180
St 50/60	500-600	300	18	150	187	176	200
Resista, Klöckner	500-600	360-380	20-22	180-190	225-238	210-223	240-235
Współczynnik bezpieczeństwa pewności				2,0	1,6	1,7	1,5

na użycie na jazie Rzędzin stali z dodatkami (np. z dodatkami miedzi lub krzemu) lub stali specjalnych, typu Resista lub Klöckner. Podobnie oceniać można okres zachowania trwałości dla profili walcowanych (kątowników, ceowników, dwuteowników i blach) użytych w konstrukcjach zamknięć segmentowych i zasuw wraz z odrzwiami (prowadnicami), tj. elementów narażonych na bezpośredni kontakt z wodą oraz elementów nośnych mostu, gdzie zasadniczo stosowano elementy o grubości ścianek co najmniej 10-12 mm. Lżejsze (o cieńszych ściankach, 7-9 mm) profile użyto jedynie do drugorzędnych elementów konstrukcji mostu.

Badania stratygraficzne ujawniły, że konstrukcje stalowe kratownic mostu i prowadnic zasuw pokryte były pierwotnie powłokami malarskimi antykorozyjnymi na bazie minii ołowianej. Kilkakrotne przemaalowania, wykonywane bezpośrednio na obiekcie, w bardzo trudnych warunkach aplikacji, nie zapewniły jednak dostatecznej ochrony przed postępującą korozją, zarówno ze względu na małą trwałość powłok, jak i zbyt rzadkie stosowanie. Ostatnie udokumentowane prace antykorozyjne prowadzone były ponad dwadzieścia pięć lat temu przy użyciu farb chlorokauczkowych. Zasadnicze powierzchnie konstrukcji są pozbawiona warstwy nawierzchniowej (szarej), pozostał podkład i rdza.

5. Analiza obciążeń hydrodynamicznych budowli

Jednym ze zjawisk, które może mieć istotny wpływ na pracę zamknięć zasuwowych jazu Rzędzin oraz jego niestabilne obciążenie jest siła ssąca/ściąająca (ang. *downpull*), będąca efektem różnicy całkowitej ciśnień pionowych. Siła hydrodynamiczna powodować może zjawisko drgań zasuw, które powstaje na skutek m.in. warstwy wody odrywającej się od dolnej krawędzi zasuw, oscylacji ciśnienia na jego dolnej powierzchni, uderzania strumienia wypływającego spod zasuw o jej wystające elementy oraz braku napowietrzania przestrzeni za zasuwą i powstania przepływu dwufazowego (zjawisko to ma charakter sprzężenia zwrotnego pomiędzy wymuszeniem a ruchem drgającym).

Zamknięcia o przepływie górą, jak np. segmenty opuszczane w obrys progu, również podlegają zmiennym obciążeniom hydrodynamicznym powodującym drgania tych zamknięć. Mechanizm wymuszania tych drgań jest jednak inny niż w przypadku zasuw. Mogą wystąpić dwa przypadki pojawiania się zmiennego obciążenia:

- Niedostatecznie napowietrzona przestrzeń pod zamknięciem. Mechanizm tego zjawiska polega na sprzężeniu zwrotnym pomiędzy trzema elementami – spadającym z segmentu strumieniem, powietrzem zamkniętym w przestrzeni podstrumieniowej oraz ruchem konstrukcji. Falujący strumień pracuje tak, jak pompa zmieniając ciśnienie pod zamknięciem. Jeśli system napowietrzania nie zapewnia dostatecznie szybkiej wymiany powietrza, to ciśnienie przekładając się na konstrukcję segmentu pobudza go do drgań zgodnych z częstością wymuszania, z kolei ruch konstrukcji wzmacnia falowanie strumienia spadającego z segmentu. Mechanizm współdziałania: spadający

strumień – powietrze w przestrzeni podstrumieniowej – konstrukcja, może prowadzić do rezonansu i awarii konstrukcji, jeśli jej częstość własna w wodzie będzie zgodna z częstością wzbudzenia.

- Zamknięcie zatopione wysokim strumieniem przelewowym. Wówczas od jego powierzchni odrywa się warstwa przyścienna, tworząc strefę kawitacji. Zjawisko odrywania nie jest stabilne, zmienia ulega wartość wypadkowej siły hydrodynamicznej, a ta może prowadzić do drgań konstrukcji [Kostecki i in. 2015].

Obciążenia hydrodynamiczne mają zwykle negatywny skutek na opływającą konstrukcję. Wiąże się to z kilkoma niepożądanymi zjawiskami, które należy przewidywać na etapie projektowania i zapobiegać im podczas eksploatacji. Pierwszym z nich jest zwiększone obciążenie na zamknięcie, które zależy od geometrii zamknięcia i budowli, poziomu górnej i dolnej wody, prędkości przepływu – i dlatego jest trudne do wyznaczenia. Wartości tego obciążenia mogą mieć istotne znaczenie przy projektowaniu urządzeń wyciągowych. Następnym problemem jest zjawisko kawitacji, które występuje w strefie podciśnień zagrażającym konstrukjom upustowym, posiadającym wnęki w filarach, przy dużym piętrzeniu wody. Jednakże najbardziej niepożądanym efektem, który towarzyszyć może zmiennemu obciążeniu hydrodynamicznemu, są drgania zamknięć hydrotechnicznych. W literaturze znajdują się liczne opisy przypadków wzbudzenia drgań i związanych z nimi awarii budowli. Przykładem takiej awarii jest np. zerwanie zamknięcia zasuwowego z klapą lodową na jazie w Brzegu Dolnym na rzece Odrze, które nastąpiło wskutek drgań kłapy oraz pęknięcie wału napędowego, spowodowane drganiami kłapy soczewkowej w wyniku niedostatecznego napowietrzania komory podstrumieniowej, na przelewie zbiornika Słup na rzece Nysie Szalonej. Jeśli drgania nie mają charakteru rezonansu, to i tak ich długotrwałe działanie przyczynia się do szybszego zużywania się łożysk i uszczelnień, a w przypadku dużych obciążeń, powodujących występowanie zmiennych co do znaku naprężeń w elementach nośnych konstrukcji, do wystąpienia zjawiska zmęczenia materiału. Drgania zamknięć przenoszą się również na pozostałe elementy konstrukcyjne stopnia i mogą negatywnie oddziaływać na ich trwałość oraz sprawiać poczucie zagrożenia wśród osób obsługujących stopień.

6. Badania drgań i operacyjna analiza modalna

Stopień wodny Rędzin nie jest wyposażony w regularną sieć kontrolno-pomiarową i dotychczas nie był objęty pomiarami przemieszczeń. Na filarach i przyczółkach jazu umiejscowiono (prawdopodobnie jeszcze w okresie budowy) pojedyncze repery ścienne, jednak w ostatnich dziesięcioleciach prawdopodobnie nie prowadzono ich stałej obserwacji. Wobec braku pełnej dokumentacji warunków posadowienia i zmiennych, dynamicznych oddziaływań na zamknięcia jazu, zdecydowano się wykonać badania obiektu (jako całości) metodami pośrednimi – drogą analizy modalnej. Ma ona na celu określenie częstotliwości

drgań własnych, postaci drgań i współczynników tłumienia konstrukcji (cech modalnych). W celu określenia cech modalnych konstrukcji należy, w ramach eksperymentu, wymusić drgania obiektu za pomocą sił, których wartości określa się podczas testu oraz zmierzyć odpowiedź dynamiczną konstrukcji na to wymuszenie. Wyniki pomiaru sił i reakcji (odpowiedzi), odbieranej w formie drgań elementów konstrukcji, są transformowane za pomocą analizy Fouriera i dla wszystkich punktów pomiarowych wyznaczane funkcje odpowiedzi częstotliwościowej. Ze względu na trudności związane ze wzbudzaniem drgań konstrukcji masywnych, takich jak mosty, budynki, zapory wodne itp., siłami dającymi się mierzyć i pozwalającymi na wzbudzenie wystarczająco dużych amplitud drgań (np. wiatr, fale morskie, przelewy nad i pod zamknięciami hydrotechnicznymi itp.), stosuje się wymuszenia niemierzalne. Są to ogólne założenia Operacyjnej Analizy Modalnej (ang. *Operational Modal Analysis*, OMA) [Kostecki i in. 2010].

W przypadku jazu Rędzin wykorzystano system do pomiarów dynamicznych konstrukcji inżynierskich, należący do Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. Jest to trzydziestoczterokanałowy system PULSE firmy Brüel & Kjær, przeznaczony do wszechstronnych pomiarów i analiz dynamicznych wielkich konstrukcji inżynierskich. W ramach badań wykonano pomiary przyspieszeń drgań działających na przęsła i filary jazu:

- w trzech przekrojach przęsła środkowego za pomocą trzech czujników w każdym przekroju;
- w trzech przekrojach przęsła skrajnego za pomocą trzech czujników w każdym przekroju;
- filary na dwóch poziomach (wody górnej i poziomu nawierzchni przęsła).

Większość pomiarów dynamicznych zrealizowano przy wykorzystaniu bardzo czułych akcelerometrów sejsmicznych DeltaTron 8340 (czułość 1000 mV/ms^{-2}). Czujniki te są w stanie poprawnie rejestrować przyspieszenia drgań nawet przy bardzo niskich częstotliwościach, wg. producenta od poziomu 0,1 Hz, górny zakres częstotliwości to 1500 Hz. DeltaTron 8340 nie wykorzystują techniki TEDS, przez co pomiary są nieco bardziej pracochłonne i kłopotliwe, ale ich zastosowanie umożliwiło wykonanie precyzyjnych pomiarów drgań w zakresie niskich częstotliwości, które są szczególnie ważne dla dużych konstrukcji inżynierskich. Analizę drgań i analizę modalną przeprowadzono przy użyciu oprogramowania systemu pomiarowego PULSE firmy Brüel & Kjær.

W trakcie obserwacji na jazu Rędzin stwierdzono wystąpienie drgań wymuszonych, których prawdopodobną przyczyną był niestabilny opływ pracujących zamknięć segmentowych. Ich intensywność (amplituda) była niewielka, ale wyraźnie zależna od wielkości przepływu. Drgania były odczuwalne na konstrukcji mostowej oraz w mniejszym stopniu na elementach betonowych filarów i przyczółków. Obsługa obiektu relacjonowała także silne wzbudzenie drgań, występujące podczas podnoszenia zasuw i odrzwi. Z powodu zbyt niskich stanów na Odrze w okresie wykonywania pomiarów, nie było możliwości zbadania parametrów tych drgań. Wobec powyższego skupiono się na wykonaniu analizy modalnej układu, która pozwala na zbadanie formy drgań poszczególnych elementów budowli oraz określenie częstotliwości ich drgań własnych dla oceny zagrożenia wystąpieniem drgań rezonansowych.

Podczas badań w 2018 roku nie wykryto oznak świadczących o zagrożeniach wynikających z działania obciążeń dynamicznych, ale należy zaznaczyć, iż badania te były przeprowadzane jedynie przy niskich poziomach wody (przepływy średnie). W związku z tym szacowanie na ich podstawie parametrów wymuszenia nie było celowe z uwagi na małą wartość amplitudy drgań. Udzielenie pełnej odpowiedzi na temat wpływu efektów dynamicznych na konstrukcję obiektu, w tym zjawisk rezonansowych oraz czy w wyniku długiej eksploatacji obiektu nie pojawiają się objawy, świadczące o zmianie cech modalnych konstrukcji jazu i mające wpływ na jego bezpieczeństwo, możliwe będzie po badaniach przeprowadzonych przy wysokich natężeniach przepływu.

7. Podsumowanie

Projekty remontu czy modernizacji obiektów zabytkowych, niezależnie od wymagań i standardów opracowań projektowych, regulowanych zakresem zlecenia i obowiązującymi przepisami oraz zapisami Konserwatora Zabytków, wymagają dogłębnej analizy źródeł archiwalnych, zwiększonego zakresu prac inwentaryzacyjnych oraz stosowania nieinwazyjnych metod badawczych. Uwzględnienie tych uwarunkowań generuje dodatkowe koszty i wydłuża czas, który jest niezbędny na realizację dokumentacji projektowej dla takiego obiektu. W planowaniu nadzorów autorskich przewidywać należy także zwiększoną liczbę obecności projektanta na budowie – dla rozwiązania wielu zagadnień, które prawdopodobnie zostaną ujawnione np. po założeniu gródz budowlanych i odpompowaniu wody oraz podczas demontażu elementów wyposażenia.

Nadzór autorski podczas realizacji rozpoczętych pod koniec 2018 r. robót pełni DHV HYDROPROJEKT Warszawa

Literatura

- AECOM, 2018, PB i PW Modernizacja stopnia wodnego Rędzin na rzece Odrze, AECOM Polska Sp. z o.o., Wrocław
- Franzius O., 1927, Der Grundbau, Handbibliothek für Bauingenieure: Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis, Julius Springer, Berlin, 360 s.
- Gierczak J., 2016, Przebudowy konstrukcji stalowych. Część 2 – Analiza stali, Builder, 20 (7), 88-91
- Kostecki S., Grosel J., Wójcicki Z., 2015, Badania drgań i operacyjna analiza modalna (OMA) Jazu Rędzińskiego na rzece Odrze we Wrocławiu, Raporty Politechniki Wrocławskiej
- PG PROXIMA, 2006, Dokumentacja geologiczno-inżynierska, Przedsiębiorstwo Geologiczne we Wrocławiu PROXIMA S.A.

- Roš M., 1933, Spundwandeisen, System Larssen, der Dortmund-Hörder Hüttenverein Aktiengesellschaft, EMPA-Bericht, 70, 13 s.
- Schoklitsch A., 1952, Der Grundbau. Handbuch für Studium und Praxis, Springer-Verlag Wien, 460 s.
- Schulte E.H., 1924, Die Verbesserung der Schiffahrtsstraße und des Hochwasserabflusses bei Breslau, Zeitschrift für Bauwesen, 74, 21-29

Naprawa spustów dolnych w zaporze Palcmanšká Maša przy zabezpieczeniu za pomocą zatapialnego tymczasowego urządzenia zamykającego

The repair of bottom outlets at the Palcmanšká Maša Dam under protection of submersible temporary closing facility

Roman IVANČO, Marián MIŠČÍK

*Slovenský Vodohospodársky Podnik, Štátny Podnik, OZ Košice
Ďumbierska 14, 041 59 Košice, Slovakia*

Lubomír UHORŠČÁK

*Vodohospodárska Výstavba, Štátny Podnik
Ďumbierska 26, 040 01 Košice, Slovakia*

Summary

The temporary gates are nowadays one of the inseparable parts of dam constructions. They are used for the temporary closure of bottom outlets intakes, turbines, intake pipelines etc. during the technological equipment repairs. Under the protection of temporary gate, it is possible to make repair without necessity of significant water level decrease in reservoir, or even draining it off. The design and construction of dams are always adequate to available knowledge and experiences. Perhaps, it is the reason, why the temporary gate concept was not drafted in the case of Palcmanšká Maša Dam, built in the years 1950-1954. It is a concrete gravity dam consisting of 17 blocks. One of them is a function block with a spillway and a bottom outlet. In the year 2018, there was necessity to make repair of upstream bottom outlets gates and the newly made, specific submersible facilities were used for intakes temporary closure. They were placed in the depth of 20 m with the help of divers.

1. Introduction

The dam and reservoir Palcmanšká Maša are located in the southeast of the National Park – Slovenský raj (Slovak Paradise), on the Hnilec River (Fig. 1). It is the first part of the hydropower system Palcmanška Maša – Vlčia Dolina – Dobšiná. The hydroelectric use of water accumulated in Palcmanšká Maša Reservoir is provided by an inlet structure that releases



Fig. 1. Palcmanská Maša Dam situated in National Park – Slovak Paradise [photo by L. Uhorščák]

the water in the power plant in Vlčia Dolina. The penstock is 2,713 metres long, what creates a head difference of 285.5 meters. In this case a space distribution of the discharges can be considered, because the water from the Hnilec River basin is released to the catchment area of the Slaná River, where power plant Vlčia Dolina is situated. The third part of the hydropower system is Dobšinská Reservoir. It was built as a balance reservoir below Vlčia Dolina Power plant to eliminate the fluctuation of discharges in the Dobšinský Brook caused by the production of peak electric energy. The dam is sealed with PVC foil. Because of the fact that synthetic foil was used as a sealing element in the construction of the Dobšinská Dam for the first time in the world, this small dam has been listed in the ICOLD register of dams. The construction of the hydropower system was carried out according to the design of a Swiss company Motor-Columbus.

Palcmanská Maša Dam was built in 1954. It is a concrete gravity dam consisting of 17 blocks. One of them is a function block with a spillway and a bottom outlet. In the year 2018, there was necessity to repair the upstream bottom outlets gates. But the temporary gate concept was not drafted in the case of Palcmanská Maša Dam. Therefore, the newly made, specific submersible facilities were used for intakes temporary closure. They were placed in the depth of 20 m with the help of divers. Under the protection of these temporary gates, it was possible to repair bottom outlets gates without necessity of significant water level decrease in reservoir, or even draining it off.

2. Submersible temporary closing facility

The submersible temporary closing facility PPH-1200 is unique, special purpose facility appointed for closing the intake openings of dams with demands on high level of tightness and safety. Simple overview of the closing facility construction is visible in Figure 2. It consists of tripartite independent system of closing elements. In case of damage or a malfunction

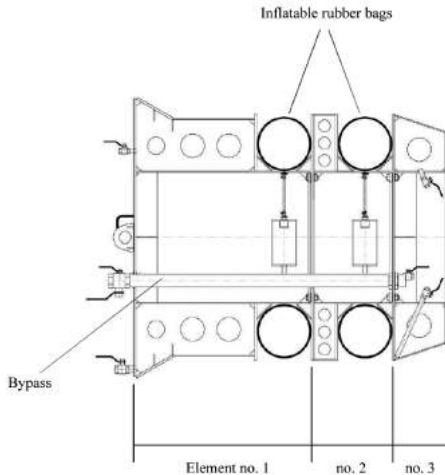


Fig. 2. Section of submersible closing facility PPH-1200
 [PPH-1200 technical documentation;
 K+K servis Ltd]

of one of the elements the rest can fully secure the function of the facility. Basic closure of the opening is assured by the massive conic element no. 1. It represents main safety basis of the facility. It allows steady and solid closure of intake. Behind the main cone follows pair of self-contained inflatable rubber bags which are inflated by a separate pressure air supply (elements no. 2 and no. 3). A valve controlled bypass is used to balance the pressures between the reservoir and the outlet pipe when inserting or releasing the closing facility into or from intake opening. The bypass passes longitudinally through all the body of the PPH-1200.

3. Technical specification of PPH-1200

The technical specification of PPH-1200 (Fig. 3) is as follows:

- | | |
|--|------------------|
| – circle profile | 1,200 mm ±25 mm; |
| – safety operating depth | 30 m; |
| – max. filling overpressure for bag 1. (to submersion depth) | 0.1 MPa; |
| – max. filling overpressure for bag 2. (to atmospheric pressure) | 0.2 MPa; |
| – max. difference of pressures between chambers of bags | 0.2 MPa; |
| – max. loading on base of intake opening | 400 kN; |
| – max. total peripheral normal loading of conic surface on Ø120 | 678.6 kN; |
| – max. diameter | 1,300 mm; |
| – typical length | 1,450 mm; |
| – max. length | 1,540 mm; |
| – displacement | 1,000 kg; |
| – dry weight | 890 kg. |

4. Manipulation with PPH-1200

The facility is logically designed to allow as simple and effective manipulation as possible to ensure its secure positioning to appointed position. The positioning must be done very careful and precise way so that the facility could fulfil its purpose dependably. It is therefore very important that the manipulator is thoroughly familiarized with the function of the individual components of the device and the sequence of the prescribed steps before the actual manipulation. Compliance with the manipulation procedure is essential also for occupational safety and to prevent possible damage to the facility as well. The basic manipulation steps are as follows:

BALANCING

The facility must be carefully laid on the water with a crane firstly (Fig. 4). Then it is necessary to release residual air from both of the rubber bags. The facility must stay fixed to the crane by a rope to avoid a possible drop on the bottom. It is necessary to fill the chambers with the water partly for easy manipulation under water so that the facility could lightly float under water level.

SUBMERSION

Manipulator – scuba diver is supposed to drag slightly the closing facility stepwise into required depth. If there is increased difference between gravity and buoyancy it is possible to balance the body of facility by manipulating the amount of air in chambers so that the facility was floating in desired level.

INSERTION THE CLOSING FACILITY INTO INTAKE OPENING

Prior to PPH-1200 insertion the manipulator must check the opening, its geometric shape and cleanliness. If there is a dirt, it must be removed. No discharge is allowed in the outlet pipe during the work and manipulation with the facility.

FIXING AND CENTRING THE POSITION

It is hard for manipulator to exert a greater force on the facility body in operating depth to get it into the pipe. For this reason, there is the bypass in the facility. When the valve of bypass is open it is easier to insert and fit the body in the opening. As it is fitted, no other shifts can be done. Main closing force must be transmitted by the first conic element.

CLOSING

After fitting the body in the opening, the bypass is closed. Then the rear rubber bag no. 2 is inflated through connected hosepipe to pressure not exceeding 0.2 MPa over the atmospheric pressure. In the same way the front rubber bag no. 1 is inflated to pressure higher than



Fig. 3. Submersible closing facility during manufacture
[PPH-1200 technical documentation;
K+K servis Ltd.]



Fig. 4. Submersible closing facility during installation
[PPH-1200 technical documentation;
K+K servis Ltd.]

0.1 MPa over hydraulic head in operating depth. At the same time the difference of the pressures in the chamber between the rubber bags cannot exceed 0.2 MPa. After finishing this stage, the hosepipes are detached and removed from the water.

TESTING AND MONITORING

Testing is performed by opening the outlets on the level not more than 3-5%, so that uncontrolled discharge of water could not arise in case of incorrect function of closing facility. Functionality of temporary closing facility must be then monitored at least 12 hours by observing the discharge from outlets.

CONTROL AND PUMPING UP THE RUBBER BAGS

The periodic control of seepage and functionality is needed all the operation time (every 6 hours). The control of pressures in the bags must be done at 24-hour intervals. In the case of need the bags must be pumped up on operating pressure, which can be executed via valves situated on rear-dry side of the facility. Access to the closing facility is possible through the service entrance into the bottom outlet pipe.

RELEASING THE CLOSING FACILITY

When the work is finished the bottom outlet must be totally closed. Before the closing facility is released, the scuba diver shall open the valves from rubber bags and valve of bypass first. After a short time, the pressures are balanced out and the diver can release the facility from the intake. Pumping up the air into the chambers and/or also to rubber bags ensures

that the body of facility can float again. Afterwards the facility can be fixed to rope of crane and pulled out from the water.

5. Conclusion

In the initial phase of the intention to repair the bottom outlets gates of Palcinská Maša Dam, the situation seemed complicated due to the absence of provisional temporary gates. In order to maintain the functionality and operability of the significant hydraulic structure, the repair was inevitable despite this fact. So the dam administrator faced the difficult task of finding the most appropriate way of repair. There were two possibilities, to make the repair with empty reservoir, or to provide a suitable design and manufacture of a temporary gate, which would not have a significant impact on the reservoir water level and its operation during repair process. Of course, to avoid the negative economic impacts, draining the reservoir was an extreme option. Therefore, the dam administrator is highly satisfied that he managed to secure the design of submersible temporary closing facility PPH-1200, thanks to which the repair was made very effectively and quickly. The closing facility was designed and constructed by Slovak engineering company K+K servis, Ltd. which realised also the restoration of old upstream bottom outlets gates itself. Entire repair process took relatively short time period. Of course, the particular planning and preparatory works along with manufacturing the temporary closing facility had to last much longer.

The successful repair of the 65 years old Palcinská Maša Dam, which is the part of the first water power pumping station in the territory of the Slovak Republic, allows the dam to work safely for following many years. However, a significant positive for the future of this hydraulic structure is also the fact that this important repair eliminated the problem of provisional closing of bottom outlets, which is a very important factor in terms of trouble-free maintenance of the structure.

Światłowodowe pomiary przemieszczeń wieży ujęciowej W11 zlokalizowanej na terenie OUOW „Żelazny Most”

Fibre optic displacement measurements of W11 intake tower located within OUOW “Żelazny Most” reservoir area

Paweł STEFANEK

KGHM Polska Miedź S.A., M. Skłodowskiej-Curie 48, 59-301 Lubin, Polska

Rafał SIENKO

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Warszawska 24, 31-155 Kraków, Polska

Łukasz BEDNARSKI

*Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Inżynierii Mechanicznej i Robotyki
Aleja Adama Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, Polska*

Tomasz HOWIACKI

SHM System, Jana Pawła II 82A, 30-444 Kraków, Polska

Streszczenie

Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” to największy w Europie zbiornik deponowania odpadów poflotacyjnych, eksploatowany i zarządzany przez KGHM Polska Miedź S.A. Proces produkcyjny możliwy jest m.in. dzięki czterem żelbetowym wieżom ujęciowym zlokalizowanym w zbiorniku, których zadaniem jest ujmowanie wód o wymaganej czystości do ponownego wykorzystania w procesie technologicznym. Konstrukcje te eksploatowane są już od ponad czterdziestu lat w bardzo trudnych warunkach środowiskowych (m.in. zmiennym zakresie temperatur, bezpośrednim oddziaływaniu promieniowania ultrafioletowego, bardzo wysokiej wilgotności powietrza). Ze względu na strategiczne znaczenie konstrukcji wież oraz bardzo duże konsekwencje ich zniszczenia, konieczne jest bieżące kontrolowanie stanu technicznego. W niniejszym artykule opisano konkretne, pionierskie wdrożenie systemu monitorowania, polegającego na światłowodowym pomiarze przemieszczeń wieży ujęciowej W11, wspomaganego automatycznymi, strunowymi pomiarami przemieszczeń kątowych. Przedstawiono także przykładowe wyniki pomiarów. KGHM Polska Miedź jest prekursorem zastosowań innowacyjnych rozwiązań pomiarowych, nie tylko w skali Polski, ale nawet całego świata. Poszukiwanie możliwości wykorzystania technik światłowodowych DFOS (ang. distributed fibre optic sensing) do analizy bezpieczeństwa obiektów budowlanych OUOW „Żelazny Most” jest tego dowodem. Opisany w niniejszym artykule projekt został wyróżniony w konkursie Mistrza Techniki Zagłębia Miedziowego organizowanego przez Radę Federacji Stowarzyszeń Naukowo-Technicznych NOT „Zagłębia Miedziowego” w 2019 roku.

1. Wprowadzenie

Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” to największy w Europie zbiornik deponowania odpadów poflotacyjnych. Zlokalizowane w jego obrębie cztery żelbetowe wieże ujęciowe umożliwiają ponowne wykorzystanie wody o wymaganej czystości w procesie technologicznym. Konstrukcje te zostały wzniesione ponad czterdzieści lat temu i od tego czasu są nieustannie eksploatowane w wymagających warunkach środowiskowych.

Urządzenia te mają strategiczne znaczenie dla funkcjonowania OUOW „Żelazny Most”, a potencjalne konsekwencje wystąpienia awarii bądź ich zniszczenia byłyby bardzo duże. W celu zminimalizowania takiego ryzyka konieczne jest bieżące kontrolowanie stanu technicznego oraz postępującej degradacji obiektów, z wykorzystaniem najnowocześniejszych, bezinwazyjnych narzędzi diagnostycznych. Bardzo obiecująca w tym zakresie jest światłowodowa technika pomiarowa, umożliwiająca rejestrację zmian odkształceń, przemieszczeń oraz temperatur na całej długości czujnika pomiarowego. Dlatego eksperci z zakresu pomiarów światłowodowych – firma SHM System z Krakowa – we współpracy z KGHM Polska Miedź wdrożyli na wieży ujęciowej W11 pilotażowy system monitorowania, oparty na innowacyjnym światłowodowym czujniku przemieszczeń 3DSensor, który zainstalowano wzdłuż wysokości wieży na siedmiu jej kondygnacjach. Pomiary wykonywane w zaplanowanych sesjach dostarczyły informacji na temat pracy żelbetowej konstrukcji wieży w czasie kilku miesięcy eksploatacji (m.in. zmierzono jej profil przemieszczeń pionowych w płaszczyznach stycznej i radialnej).

W niniejszym artykule opisano wdrożenie monitoringu polegającego na światłowodowym pomiarze przemieszczeń wieży ujęciowej W11, wspomaganego automatycznymi, strunowymi pomiarami przemieszczeń kątowych. Przedstawiono także przykładowe wyniki pomiarów. Tego typu analizy nie były dotąd publikowane w literaturze krajowej i zagranicznej. Przedmiotowy projekt został wyróżniony w konkursie Mistrza Techniki Zagłębia Miedziowego organizowanego przez Radę Federacji Stowarzyszeń Naukowo-Technicznych NOT „Zagłębia Miedziowego” w 2019 roku.

2. Opis zbiornika i konstrukcji wieży

„Żelazny Most” to drugi co do rozmiarów na świecie, a największy w Europie, zbiornik odpadów poprodukcyjnych. Trafiają do niego odpady flotacyjne z trzech kopalń należących do KGHM Polska Miedź. Budowę obiektu rozpoczęto w 1974 r., a eksploatację (i równoczesną rozbudowę) od 12 lutego 1977 roku. Zlokalizowany jest w pobliżu miejscowości Rudna, na wschód od Polkowic, w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym (województwo dolnośląskie, powiat polkowicki, gmina Polkowice). Nazwę swą zbiornik wzięł od leżącej



Rys. 1. Widok zbiornika OUOW „Żelazny Most” [www.polkowice.eu];
widok satelitalny obiektu z zaznaczeniem lokalizacji wieży W11 [Google Maps]

nieopodal wsi Żelazny Most. Na powierzchni blisko 1,6 tysiąca hektarów zdeponowanych jest obecnie 630 mln m³ odpadów flotacyjnych. Zbiornik otoczony jest ze wszystkich stron zaporami ziemnymi o łącznej długości przekraczającej 14 km i maksymalnej wysokości przekraczającej 70 m [Zieliński i in. 2019].

Wybrane informacje dotyczące zbiornika przedstawiono poniżej:

- powierzchnia całkowita: 1 580 ha;
- objętość całkowita: 630 mln m³;
- długość zapór składowiska: ~15 km;
- wysokość zapór: 26,5~73 m;
- objętość wody zgromadzonej w akwenu: ~8 mln m³;
- powierzchnia plaż: 620 ha;
- powierzchnia akwenu: 560 ha;
- maksymalna głębokość wody w akwenu: 4 m.

Monitorowana wieża jest jedną z czterech tego typu na terenie zbiornika. Konstrukcję obiektu zaprojektowano i wykonano z żelbetu, w przekroju kołowym o średnicy zewnętrznej równej 7,2 m i grubości ścian w przybliżeniu równej 60 cm. Wysokość wieży, licząc od projektowego poziomu zero, wynosiła ponad 40 m, przy czym obecnie trwają prace związane z nadbudową kolejnych kondygnacji. Wewnątrz wieży, na wybranych głębokościach, wykonano stropy o konstrukcji stalowej.



Rys. 2. Wieża W11 – widok (po lewej) i wizualizacja przestrzenna (po prawej)

3. System monitorowania konstrukcji

Systemem monitorowania konstrukcji nazywamy, ciągle w czasie, pozyskiwanie wiedzy na temat pracy obiektu budowlanego eksploatowanego w rzeczywistych warunkach [Bendarski i in. 2015], w celu umożliwienia podjęcia natychmiastowych działań zaradczych w przypadku wystąpienia ewentualnych nieprawidłowości. W praktyce najczęściej zadanie to jest realizowane poprzez pomiary wybranych wielkości fizycznych, których znajomość, najczęściej w połączeniu z modelem numerycznym, umożliwia ocenę stanu technicznego konstrukcji, a tym samym bezpieczeństwa jej eksploatacji (ryzyka awarii) [Howiacki i in. 2018]. Do wielkości tych zaliczyć można odkształcenia, ciśnienie, przemieszczenia liniowe i kątowe, drgania i inne.

Systemami monitorowania najczęściej obejmowane są obiekty, których konsekwencje awarii lub zniszczenia (zarówno ekonomiczne, jak i społeczne) byłyby bardzo duże, np. obiekty użyteczności publicznej, stadiony, hale, mosty, a także konstrukcje geotechniczne i hydrotechniczne [Sieńko i in. 2017]. Dotychczas systemy takie opierały się na czujnikach punktowych (np. czujnikach strunowych) instalowanych w wybranych, reprezentatywnych miejscach konstrukcji. Zupełnie nową jakość w dziedzinie monitorowania stanu technicznego (ang. *structural health monitoring*, SHM) dostarcza technika światłowodowa DFOS (ang. *distributed fibre optic sensing*) [Barrias i in. 2016], dzięki której możliwe jest analizowanie rozkładów mierzonych wielkości fizycznych wzdłuż całej długości włókna światłowodowego, liczonej nawet w setkach kilometrów. Obecnie uzyskuje się rozdzielczość przestrzenną równą 5 mm, co odpowiada dwustu punktom pomiarowym na jeden metr biegnący włókna światłowodowego [Samiec 2012]. Pomiary geometryczne ciągle pozwalają na uzyskanie informacji o mierzonej wielkości fizycznej na całej długości elementu konstrukcyjnego, z uwzględnieniem lokalnych zaburzeń, defektów czy nieciągłości, np. rys w betonie [Sieńko i in. 2018; Fischer i in. 2019].

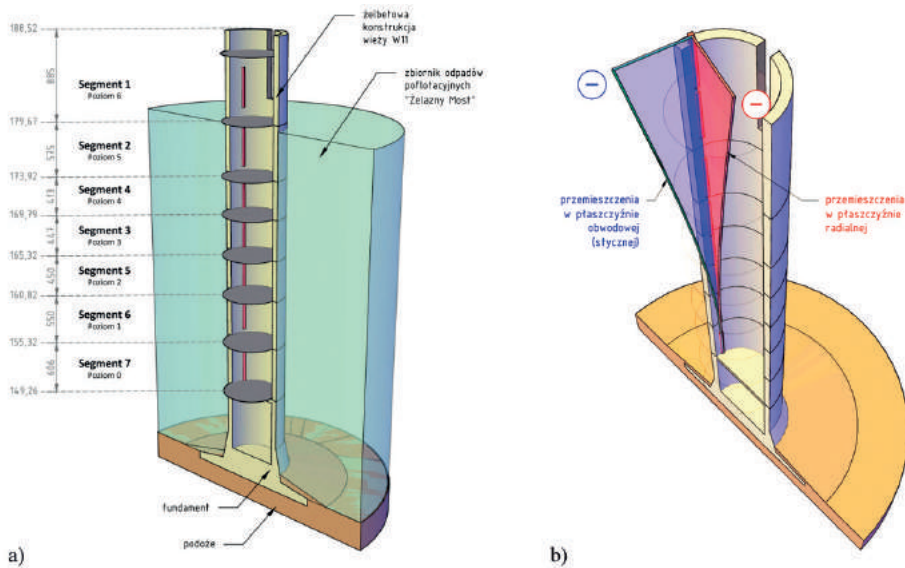
Możliwości pomiarowe światłowodów wykorzystane są powszechnie w przemyśle kosmicznym i lotniczym. W inżynierii lądowej pomiar czujnikami DFOS jest wciąż nowym zagadnieniem. Stąd prace nad rozwojem technik światłowodowych i budową, dedykowanych do zastosowań geotechnicznych i budowlanych, czujników są prowadzone nieustannie w wielu jednostkach badawczych na całym świecie, również w Polsce. Unikatowe rozwiązania opracowała firma SHM System z Krakowa, która z powodzeniem ukończyła projekt badawczy w ramach konkursu Narodowego Centrum Badań i Rozwoju z Programu Operacyjnego Inteligentny Rozwój 2014-2020, pt. *Opracowanie nowego czujnika światłowodowego umożliwiającego wyznaczanie profili pionowych i poziomych przemieszczeń badanych obiektów na odcinkach o długości do 120 km* (POIR.01.01.01-00-0550/15). W rezultacie powstały dwie rodziny czujników światłowodowych – EpsilonRebar dedykowany do pomiarów odkształceń osiowych w betonie lub gruncie oraz 3DSensor do pomiarów przemieszczeń 3D dowolnych obiektów inżynierskich.

Jedno z pierwszych na świecie wdrożeń czujnika 3DSensor na rzeczywistym, eksploatowanym obiekcie, zostało zrealizowane przy współpracy KGHM Polska Miedź S.A. oraz SHM System. Monitoringiem światłowodowym objęto łącznie siedem kondygnacji żelbetowej konstrukcji wieży przelewowej W11 z na terenie zbiornika Żelazny Most (rys. 3a). Poprawność działania wszystkich segmentów czujnika została przed instalacją zweryfikowana w warunkach laboratoryjnych. Uzyskano łączną długość pomiarową równą 34,5 m. Zważywszy, że do budowy czujnika wykorzystano aż osiemnastu włókien światłowodowych (szesnaście pomiarowych i dwa służące do kompensacji termicznej), w jednej sesji pomiarowej pozyskiwane są dane z 62100 punktów pomiarowych. W przypadku klasycznych czujników punktowych, instalacja takiej ich liczby nie byłaby ani ekonomicznie opłacalna, ani technicznie możliwa.

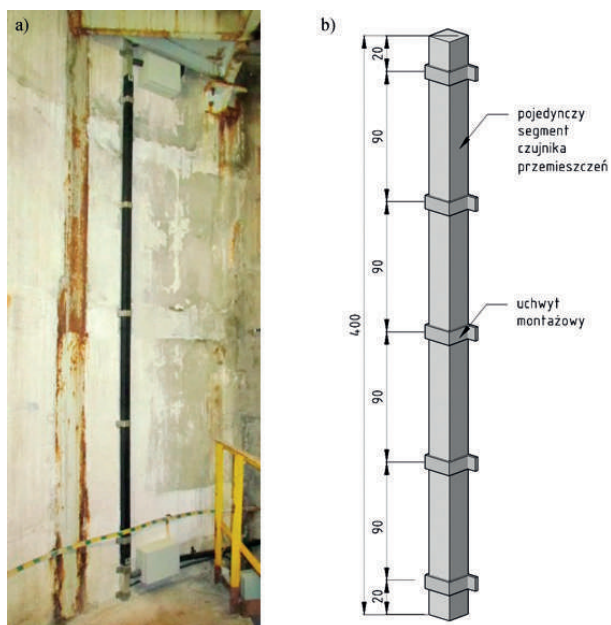
Obecnie dane pomiarowe gromadzone są w sposób cykliczny według zaplanowanego harmonogramu, dostarczając informacji na temat zmian odkształceń osiowych wieży oraz pola temperatur na całej jej wysokości. Analiza prowadzona jest względem pomiaru referencyjnego (zerowego) wykonanego tuż po instalacji czujników. Znajomość zmian odkształceń włókien światłowodowych, zabudowanych w specjalną konstrukcję czujnika 3DSensor, pozwala na bezpośrednie wyznaczenie jego przemieszczeń w dwóch płaszczyznach prostopadłych do jego osi (rys. 3b). Przemieszczenia te, ze względu na sposób montażu czujników do powierzchni żelbetowej ściany (rys. 4a-b), odpowiadają wprost zmianom kształtu konstrukcji wieży.

4. Przykładowe wyniki pomiarów

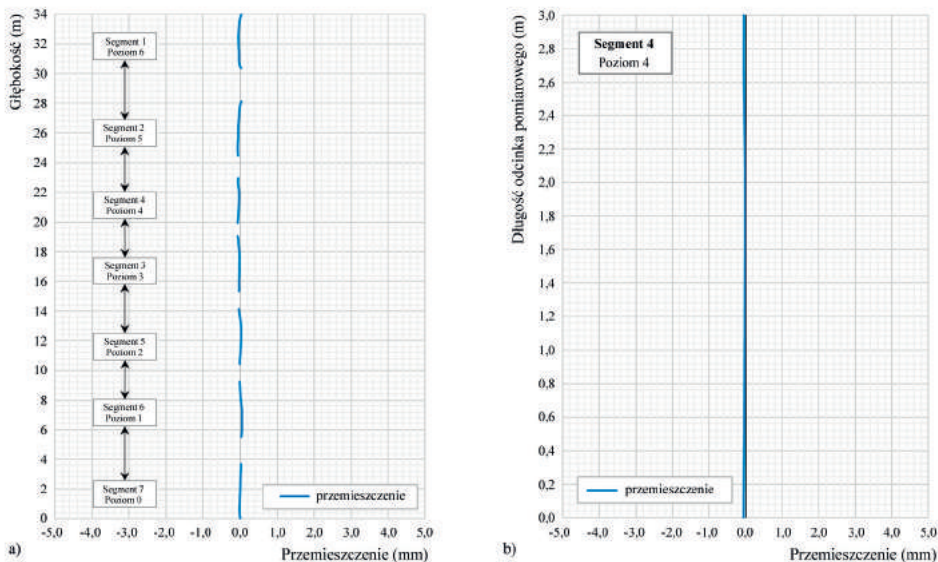
Ze względu na równomierny charakter obciążenia konstrukcji parciem wody oraz zgromadzonym materiałem poflotacyjnym, zmiany termiczne są podstawowym elementem



Rys. 3. Rozmieszczenie czujników światłowodowych 3DSensor na kondygnacjach wieży W11 (a); konwencja znakowania mierzonych przemieszczeń w płaszczyźnie stycznej i radialnej (b)



Rys. 4. Widok segmentu czujnika 3DSensor na przykładowej kondygnacji wieży (a); wizualizacja przestrzenna przykładowego segmentu czujnika 3DSensor (b)



Rys. 5. Przykładowe wyniki pomiarów przemieszczeń na całej głębokości wieży (a);
zbliżenie na przemieszczenia w obrębie wybranej kondygnacji (b)

oddziałującym na otwartą od góry konstrukcję wieży W11. W długiej perspektywie czasowej uwidocznąć się mogą innego rodzaju wpływy, np. wzrost parcia wody i materiału poflotacyjnego, związany z ciągłą eksploatacją zbiornika i składowaniem odpadów technologicznych, postępująca degradacja powierzchni betonu, rozwój istniejących zarysowań, korozja stali zbrojeniowej, ciężar kondygnacji nadbudowywanych, nierównomierne osiadanie podłoża gruntowego i inne.

W analizowanym okresie pomiarowym zaobserwowano minimalny wpływ zmian temperatury na osiową pracę górnych kondygnacji wieży. Wynik ten jest w pełni zgodny z założeniami jej schematu statycznego i warunków brzegowych. Wyznaczone wartości przemieszczeń poziomych (zarówno w płaszczyźnie radialnej, jak i stycznej do obwodu przekroju w miejscu instalacji czujnika) oscylowały wokół wartości błędu pomiarowego, a zatem z inżynierskiego punktu widzenia są one pomijalne.

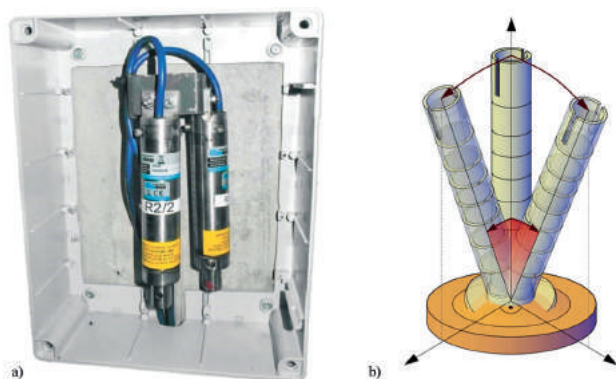
Poniżej zaprezentowano przykładowe wyniki przemieszczeń w płaszczyźnie stycznej na całej długości pomiarowej, odpowiadającej siedmiu kondygnacjom wieży i siedmiu segmentom czujnika 3DSensor (rys. 5a), oraz zbliżenie na wybraną kondygnację nr 4 (rys. 5b).

5. Pomiary uzupełniające

Przedmiotowy system monitorowania, oparty na światłowodowej rozłożonej technice pomiarowej DFOS, pozwala na bardzo szczegółową analizę stanu odkształceń i przemiesz-

czeń żelbetowej konstrukcji wieży, pracującej w uproszczeniu w schemacie belki wspornikowej (utwierdzonej w podłożu gruntowym, otoczonej zgromadzonym materiałem o różnym poziomie skonsolidowania, stanowiącym zmienne podparcie na długości i swobodnej w jej górnych częściach). Nie dostarczy jednak informacji o przemieszczeniach bezwzględnych konstrukcji wieży traktowanej jako bryła sztywna. Dlatego pomiary światłowodowe uzupełniono o automatyczny system monitorowania, realizujący pomiary przemieszczeń kątowych w dwóch, prostopadłych do siebie, płaszczyznach pionowych. Do tego celu wykorzystano strunowe czujniki do pomiarów przemieszczeń kątowych (zobacz punkt pomiarowy na rys. 6a), charakteryzujące się laboratoryjną dokładnością, odpornością na trudne warunki środowiskowe, w tym na wnikanie wilgoci oraz bardzo dobrą, kilkudziesięcioletnią stabilnością pomiarową. Wszystkie czujniki strunowe wyposażane są obecnie w zintegrowane termistory, umożliwiające realizowanie równoległych pomiarów temperatur, w celu ewentualnego wprowadzenia korekty termicznej czujnika oraz ułatwienia oceny wpływu temperatury na pracę monitorowanego obiektu.

Interpretując wyniki pomiarów czujnikami strunowymi, wykorzystano podejście bryłowe do monitorowania konstrukcji [Salamak 2013], które wiąże się z przyjęciem założenia, że cała konstrukcja (jak w przypadku wieży żelbetowej) lub wybrane jej elementy pracują jak bryły sztywne. Założenie takie pozwala na minimalizację kosztów wdrożenia i utrzymania systemu pomiarowego poprzez ograniczenie liczby wykorzystanych czujników – przynosi zatem wymierne korzyści ekonomiczne przy zachowaniu wysokiej użyteczności uzyskiwanych informacji. W takim podejściu zakłada się na przykład, że znając wartości przemieszczeń kątowych konstrukcji w dwóch płaszczyznach, w układzie kartezjańskim w dowolnym punkcie, wyznaczyć można przemieszczenia kątowe we wszystkich pozostałych punktach (rys. 6b). System czujników strunowych pozwala wykryć wystąpienie takich zjawisk, jak nierównomierne osiadanie podłoża, mogące spowodować obrót całej konstrukcji wieży jako bryły sztywnej, bez ujawnienia się istotnych odkształceń ścian wieży.



Rys. 6. Widok punktu pomiarowego przemieszczeń kątowych w dwóch, prostopadłych płaszczyznach (a); schemat pracy konstrukcji wieży jako bryły sztywnej (b)

Połączenie zalet automatycznych pomiarów czujnikami strunowymi z pomiarami światłowodowymi, realizowanymi w sposób geometrycznie ciągły na wysokości wieży, pozwoliło na stworzenie systemu hybrydowego, umożliwiającego pełną ocenę deformacji konstrukcji pod wpływem m.in. zmieniających się warunków środowiskowych, nierównomiernego osiadania podłoża czy postępującej degradacji materiałów.

6. Podsumowanie

W niniejszym artykule przedstawiono pionierskie podejście w monitorowaniu stanu technicznego konstrukcji, oparte na połączeniu zalet automatycznych pomiarów punktowymi czujnikami strunowymi oraz pomiarów geometrycznie ciągłych z wykorzystaniem światłowodowych czujników 3DSensor. Tak skonstruowany, hybrydowy system monitorowania umożliwia przeprowadzenie pełnej i wiarygodnej oceny stanu deformacji analizowanej konstrukcji wieży żelbetowej, a tym samym wyciągnięcie praktycznych wniosków.

Przeprowadzone badania w warunkach laboratoryjnych, a przede wszystkim w ramach pilotażowej instalacji *in situ*, potwierdziły skuteczność zaproponowanego rozwiązania pomiarowego oraz jego odporność na trudne warunki pracy (instalacja czujników w obiekcie przemysłowym, ciągle eksploatowanym w środowisku o bardzo wysokiej wilgotności powietrza i znakomiennym polu temperatur). W szczególności stwierdzono przydatność światłowodowego systemu monitorowania do analizy wszelkiego typu obiektów inżynierskich, w tym przemysłowych i hydrotechnicznych.

Zrealizowane pomiary pozwoliły m.in. na analizę przemieszczeń poziomych wieży w płaszczyźnie radialnej oraz stycznej do obwodu przekroju poprzecznego konstrukcji. W analizowanym okresie nie stwierdzono żadnych istotnych zmian w stanie deformacji obiektu. Wartości wyznaczonych przemieszczeń były znacznie mniejsze od błędu pomiarowego czujnika. Z punktu widzenia inżynierskiej oceny należy przyjąć, że nie doszło w tym czasie do żadnych przemieszczeń związanych ze wspornikową pracą konstrukcji. Zarejestrowane czujnikami strunowymi zmiany wartości przemieszczeń kątowych również oscylowały wokół zera, dlatego wykluczono możliwość nierównomiernego osiadania podłoża skutkującego w przemieszczeniach konstrukcji traktowanej jako bryłę sztywną.

Ze względu na nieosiągalne dla klasycznych, punktowych technik pomiarowych możliwości czujników światłowodowych, obserwuje się wyraźny wzrost ich zastosowania w zagadnieniach inżynierii lądowej, a w szczególności w konstrukcjach geo- i hydrotechnicznych. W najbliższych latach z pewnością obserwować będziemy wzrost tego trendu. KGHM Polska Miedź jest prekursorem zastosowań innowacyjnych rozwiązań pomiarowych, nie tylko w skali Polski, ale również świata. Poszukiwanie możliwości wykorzystania technik światłowodowych DFOS do analizy bezpieczeństwa obiektów budowlanych składowiska „Żelazny Most” jest tego dowodem.

Wdrożenie zaprojektowanego przez inżynierów SHM System czujnika 3DSensor w ramach pilotażowej instalacji na rzeczywistym obiekcie przemysłowym, należącym do KGHM Polska Miedź S.A, należy uznać za unikatowe w skali świata. Wyniki tego typu pomiarów nie były dotąd publikowane w literaturze krajowej i zagranicznej.

Literatura

- Barrias A., Casas J.R., Herrero S.V., 2016, Review of civil engineering applications with Distributed Optical Fiber Sensors, [w:] Proceedings of the 8th European Workshop on Structural Health Monitoring, 5-8.07, Bilbao, 10 s.
- Bednarski Ł., Sieńko R., Howiacki T., 2015, Wybrane zagadnienia monitorowania konstrukcji, [w:] XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, 25-28.03, Szczyrk, materiały konferencyjne
- Fischer O., Thoma S., Crepaz S., 2019, Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen, Beton- und Stahlbetonbau, 114 (3), 150-159, DOI: 10.1002/best.201800089
- Howiacki T., Sieńko R., Sýkora M., 2018, Reliability analysis of serviceability of long span roof using measurements and FEM model, [w:] Proceedings of the 16th International Conference of Numerical Analysis and Applied Mathematics, 13-18.09, Rodos AIP Publishing, 4 s.
- Salamak M., 2013, Obiekty mostowe na terenach z deformującym się podłożem w świetle kinematyki brył, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 230 s.
- Samiec D., 2012, Distributed fibre-optic temperature and strain measurement with extremely high spatial resolution, Photonic International, 6, 4 s.
- Sieńko R., Bednarski Ł., Howiacki T., 2017, Zastosowanie czujników światłowodowych do monitorowania stanu technicznego obiektów hydrotechnicznych, [w:] Budowle piętrzące – eksploatacja i monitoring, J. Winter, A. Wita, P. Popielski, E. Sieński (red.), IMGW-PIB, Warszawa, 139-154
- Sieńko R., Zych M., Bednarski Ł., Howiacki T., 2018, Strain and crack analysis within concrete members using distributed fibre optic sensors, Structural Health Monitoring, 2018, DOI: 10.1177/1475921718804466
- Zieliński S., Stefanek P., Pratkowiecki R., Kostecki S., 2019, Mine water management in KGHM Polska Miedź S.A. copper ore mines, [w:] XIX Konferencja Doktorantów i Młodych Uczonych, 29-31.05, Sosnówka k. Karpacza, materiały konferencyjne

Ochrona czynna i bierna plaż i skarp Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” przed emisją pyłów

Active and passive protection of beaches and scarps of the “Żelazny Most” Tailings Storage Facility prior to emission of dust

Zbigniew SKRZYPCZAK, Szymon ZIELIŃSKI,
Jarosław KARAŚ, Paweł STEFANEK, Robert PRATKOWIECKI

*KGHM Polska Miedź S.A. Oddział Zakład Hydrotechniczny
Polkowska 52, 59-305 Rudna, Polska*

Streszczenie

W procesie przeróbki rud miedzi powstaje odpad poflotacyjny w postaci masy skalnej, który po skruszeniu i zmieleniu charakteryzuje się uziarnieniem odpowiadającym frakcji piasków drobnych i pyłów. Trafia on w postaci mieszaniny wodnej na Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) „Żelazny Most”, gdzie jest magazynowany. Po wyschnięciu drobnoziarnisty materiał może być porywany przez wiatr, stając się źródłem emisji pyłu do atmosfery. Jednym z ważniejszych zadań służb eksploatacyjnych jest redukcja emisji zapylenia poza teren OUOW. Podczas ponad czterdziestu lat eksploatacji obiektu wypracowano szereg rozwiązań technicznych i organizacyjnych służących ograniczeniu negatywnego wpływu na środowisko.

W artykule zaprezentowano stosowane metody ochrony biernej, polegające na zapobieganiu wystąpienia zjawiska eolicznego porywania materiału, głównie poprzez utrzymywanie odpowiedniej wilgotności obszarów potencjalnie stanowiących źródło problemu oraz darniowanie takich terenów. Omówiono również metody ochrony czynnej, polegające na ograniczeniu emisji przez stosowanie kurtyn wodnych i środków wiążących ziarna materiału.

Przedstawiono szerzej doświadczenia związane ze stosowaniem różnorodnych środków powłokotwórczych oferowanych do zabezpieczania obszarów przed pyleniem. Poszukiwania najbardziej efektywnych metod stabilizacji były realizowane na podstawie wieloletniego programu badawczego. Monitoring zawartości pyłów w powietrzu w bezpośrednim otoczeniu OUOW potwierdza skuteczność działań prowadzonych przez służby eksploatacyjne.

1. Charakterystyka Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most”

Polskie złoża miedzi, wydobywane i przetwarzane przez KGHM Polska Miedź S.A. na terenie dolnośląskiego zagłębia miedziowego, zawierają średnio do 2% miedzi. Oznacza to, że w wyniku wzbogacania rudy powstaje odpad poflotacyjny w ilości przekraczającej znacznie 90% wydobytej masy skalnej. Odpad ten to drobna skała pozbawiona w znacznej części cennych pierwiastków. Aby uzyskać pożądaną ilość minerałów utrzymywać na wysokim poziomie, konieczne jest zmielenie materiału do frakcji ziarnowych odpowiadających średnicom zastępczym piasków drobnych i pyłów.

Cały wolumen odpadów poflotacyjnych powstających w KGHM Polska Miedź S.A. trafia na Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” (rys. 1). Składowisko uruchomiono w 1977 roku, od tego czasu jest nieprzerwanie eksploatowane i obecnie to największy tego typu obiekt w Europie. [Stefanek, Malczewski 2011] – zajmuje powierzchnię niemal 1600 hektarów a wysokość zapór przekracza 70 m. Powstał przez wydzielenie zaporami podstawowymi dwudziestometrowej doliny cieku, po jej wypełnieniu dalej wznoszony jest z wyselekcjonowanego odpadu poflotacyjnego poprzez nadbudowę koron na całym obwodzie składowiska. Roczny przyrost rzędnej wynosi obecnie ponad 1,6 m. Kolejne poziomy koron formowane są po wewnętrznym obwodzie, zatem z każdym rokiem zmniejsza się powierzchnia składowania, a zwiększeniu ulega powierzchnia skarp odpowietrznych. Selekcja materiału do budowy zapór polega na grawitacyjnym rozsegregowywaniu się odpadu w czasie jego spływu od koron do środka obiektu, gdzie utrzymywany jest akwen wodny stanowiący klarownik i źródło wód technologicznych. Powierzchnia akwenu waha się w przedziale 420 do 520 h powierzchni lustra wody, zatem pozostała część obiektu jest narażona na przesuszenie i może stać się źródłem emisji pyłów. Strefę tą można podzielić na suchą



Rys. 1. Lokalizacja punktów pomiarowych monitoringu powietrza atmosferycznego w rejonie OUOW „Żelazny Most” [Ochman, Jezierski 2019]

powierzchnię po wewnętrznych stronach koron, nazywaną plażami, oraz po zewnętrznych – stanowiących skarpy odpowietrzne obiektu.

2. Obszary stanowiące potencjalne źródło emisji pyłów

Skarpy OUOW, a w zasadzie wyłącznie skarpy odpowietrzne, ponieważ odwodne stanowią plaże przechodzące w akwen (różnica rzędnych koron i lustra wody wynosi od 2,5 do 4,5 m), zbudowane są z wyselekcjonowanego odpadu poflotacyjnego. Selekcja ta polega na wydzieleniu frakcji najgrubszych, jednak w przypadku odpadów mowa tu o piaskach drobnych z domieszką pyłów, których udział procentowy w całym stosie nie może przekraczać 30%. Zatem pomimo prowadzenia tej selekcji materiał jest na tyle drobny, że może być unoszony przez wiatr na znaczne odległości i stanowić tym samym źródło emisji. Mając na uwadze, że chodzi tu o obwód przekraczający 14 km i wysokość ponad 70 m, emisja ta może być potencjalnie znacząca.

Drugim obszarem będącym źródłem emisji są wspomniane plaże, czyli obszar pomiędzy koroną wałów a wewnętrznym akwenem. Plaże budowane są metodą namywu odpadu i grawitacyjnej segregacji, czyli metodą „mokrą”, w tym przypadku nie stanowią zagrożenia. Jednak cały obwód korony składa się z dwudziestu sześciu sekcji, o długości około 500 m, podzielonych zaporami rozdzielającymi – tylko cztery z nich są namywane odpadem. Dwadzieścia dwie sekcje pozostają więc albo w fazie „odpoczynku” po namywie, związanym z potrzebą odwodnienia korpusu zapór, albo w fazie nadbudowy, budowy kolejnych etapów ścian filtracyjnych wbudowanych w korpus zapór lub po prostu oczekują na kolejny cykl namywu. Narażone są wobec tego na przesuszenie i mogą stanowić teren, z którego porywane będą cząstki pyłu.

Ostatnim obszarem są drogi na skarpach i koronach obiektu. Generalnie stanowią one część skarp, jednak wydzielono je z uwagi na odmienny sposób ich zabezpieczenia. Z powodu ruchu pojazdów wymagają podjęcia innych działań od tych na skarpach. Długość dróg jest znaczna (ok. 150 km), bowiem opasają OUOW na każdej półce odpowietrzanej (co 5 m wysokości), na koronie, oraz obejmują dodatkowe ponad dwadzieścia łączników między półkami.

3. Monitoring

W celu ograniczenia pylenia, które ma niekorzystny wpływ na środowisko naturalne, Zakład Hydrotechniczny prowadzi szereg zabiegów technicznych i działań organizacyjnych [Stefanek i in. 2010]. Niezależnie od wysiłków zakładu, zmierzających do wyeliminowania niekorzystnego oddziaływania, prowadzone są na bieżąco obserwacje i pomiary monitoringowe zanieczyszczenia powietrza, wód powierzchniowych i podziemnych, gleb i roślin

oraz stanu zdrowia zwierząt gospodarskich. Monitoring każdego elementu środowiska, prowadzony w stałych sieciach pomiarowych, ma na celu dokumentowanie i ocenę wpływu składowiska na środowisko, określenie dynamiki zmian w środowisku. Pomiary i obserwacje wykonywane w ramach monitoringu są wykorzystywane do planowania dalszych działań zakładu w zakresie eksploatacji i nowych inwestycji oraz przede wszystkim są podstawą do określenia działań zmierzających do poprawy stanu środowiska. W ramach monitoringu powietrza prowadzone są następujące rodzaje pomiarów:

- opad pyłu ogółem, opad ołowiu i opad miedzi, w dwudziestu dwóch punktach pomiarowych (22 ppm) – oznaczenia miesięczne;
- opad: arsenu, cynku, kadmu, manganu, niklu i żelaza, w 22 ppm – oznaczenia kwartalne;
- oznaczenie składu granulometrycznego pyłu – oznaczenia kwartalne dla każdego punktu pomiarowego.

Niezależnie wykonywane są pomiary przez automatyczny system monitoringu atmosfery, który obejmuje:

- System monitoringu zapylenia wokół zbiornika Żelazny Most – DustMonitor: zakres monitoringu to pomiary stężeń 1-godzinnych i 24-godzinnych pyłu zawieszonego PM10, wykonywane w trzech stacjach automatycznych: „Rudna”, „Kalinówka” i „Tarnówek”, uzupełnione danymi meteorologicznymi z Rudnej.
- System Vaisala YourView – dane meteorologiczne ze stacji Kalinówka, Korona, Tarnówek.

Całość pracy systemu nadzoruje komputer spełniający rolę centrali. Na żądanie centrali logger znajdujący się w stacji automatycznej, spełniający rolę sterownika pomiarowego, transmituje wyniki pomiarów do centralnego stanowiska akwizycji. System daje możliwość przedstawienia uśrednionych danych w formie graficznej i umożliwia bieżącą kontrolę stanu czystości powietrza atmosferycznego w otoczeniu składowiska.

Na podstawie uzyskanych z systemu danych stwierdzono, że w 2018 r. wpływ OUOW „Żelazny Most” na jakość powietrza w jego otoczeniu został wykluczony przez 321 dni (88%). Unoszenie pyłu z obiektu mogło potencjalnie wystąpić w ciągu 44 dni (12%). Średni miesięczny opad pyłu ogółem, obliczony dla 22 ppm w miesiącach, gdy unos pyłu mógł potencjalnie wystąpić, był o 2% większy niż w miesiącach, gdy unos z obiektu był wykluczony [Ochman, Jezierski 2019].

Z analizy okresowych pomiarów stężeń 24-godzinnych pyłu zawieszonego PM10 w 11 ppm pomiarowych wynika, że w 2018 r., w okresie, gdy unos pyłu z OUOW „Żelazny Most”, był potencjalnie możliwy, w porównaniu z okresem, gdy unos był wykluczony, notowano:

- mniejsze wartości maksymalnych stężeń 24-godzinnych pyłu zawieszonego PM10 we wszystkich punktach pomiarowych;
- więcej (%) pomiarów wyższych od wartości dopuszczalnej D24 = 50 mg/m³;
- większe wartości stężenia średniego w 9 z 11 ppm.

Z analizy ciągłych pomiarów 24-godzinnych pyłu zawieszonego PM10 na stacjach pomiarowych: „Rudna”, „Kalinówka” i „Tarnówek” wynika, że w 2018 r., gdy unos pyłu z OUOW „Żelazny Most” był potencjalnie możliwy, w porównaniu z okresem, gdy unos pyłu był wykluczony, notowano:

- znacząco niższe wartości maksymalnych stężeń 24-godzinnych pyłu zawieszonego PM10;
- brak wyników pomiarów wyższych od wartości dopuszczalnej $D24 = 50 \text{ mg/m}^3$ na stacjach pomiarowych „Rudna” i „Kalinówka”, a tylko jeden pomiar na stacji pomiarowej „Tarnówek”;
- niższe wartości stężeń średnich [Ochman, Jeziński 2019].

4. Ochrona skarp

Zapory OUOW wznoszone są metodą „do środka”, czyli kolejne pierścienie okalające obiekt powstają na namytych plażach, a czynna wewnętrzna powierzchnia obiektu zmniejsza się z każdym wzniesieniem koron. Taki system nadbudowy powoduje, że każda z powstałych skarp odpowietrznych pozostaje nią na cały okres „życia” obiektu. Stwarza to potrzebę ich trwałego zabezpieczenia przed erozją. Najtrwalszą metodą zabezpieczającą, samoodtwarzaną i prostą w utrzymaniu, jest darniowanie lub obsiew [Begemann, Schiechl 1999]. Skarpy wznoszone są z odpadu poflotacyjnego stanowiącego drobne ziarna skalne, który jest pozbawiony składników organicznych oraz zasolony wodami kopalnianymi. Takie środowisko uniemożliwia praktycznie stosowanie metody obsiewu. Wypracowano zatem metodę polegającą na pokryciu skarp trzydziestocentymetrową warstwą piasku, która stanowi warstwę neutralną oddzielającą od słonego podłoża. Dodatkowo stosuje się piasek gliniasty, co zapobiega szybkiej filtracji wody i wpływa pozytywnie na utrzymanie darni. Następnie na podbudowie piaskowej układana jest darn dowożona z zewnętrznych upraw. Jest to metoda pracochłonna i kosztowna, ale dająca pewny, sprawdzony rezultat. Tak przygotowana powłoka zapobiega emisji pyłu oraz, z uwagi na rozbudowany od chwili ułożenia system korzeniowy, stanowi dobre zabezpieczenie przez erozją wodną. Prowadzone były liczne próby stosowania obsiewów, opartych zarówno na hydroobsiewie na środkach powłokotwórczych, z wykorzystaniem super absorbentów polepszających warunki wodne, jak i z zastosowaniem gotowych specjalistycznych podłoży i mieszanek nasiennych. Część z prób wypadła pomyślnie.

5. Ochrona dróg

Całą sieć dróg należy podzielić pod kątem zagrożenia pyleniem na trzy obszary. Pierwszy, stanowiący najmniejsze zagrożenie, to powierzchnie dróg użytkowanych sporadycznie,

zlokalizowanych na półkach około 10-15 m poniżej korony obiektu. Odbyna się po nich w zasadzie tylko ruch samochodów terenowych wykonujących kontrole obiektu (raz do kilku razy na dobę), co pozwala utrzymać skuteczne zabezpieczenie w postaci umocnienia tłuczniem lub darnią. Ponadto drogi te położone są poniżej koron, a zatem w mniejszym stopniu narażone są na działanie wiatru.

Drugi obszar to drogi biegnące po niższych półkach, ale wzdłuż sieci rurociągów i drogi na podjazdach łączących poszczególne półki. Są to szlaki użytkowane często (kilkudziesięciokrotnie w ciągu doby), w tym również przez ciężkie maszyny (spycharki, koparki, dźwigi, samochody ciężarowe). Jako minimalny stopień ochrony stosowana jest zabudowa tłuczniem zaklinowanym w wierzchniej warstwie klinem. Pozwala to ograniczyć pylenie i utrzymać drogą w odpowiedniej jakości – zarówno pod kątem zapobiegania koleinowaniu, jak i utrzymania odpowiednich warunków trakcyjnych w okresie suchym i mokrym. W przypadku najczęściej użytkowanych szlaków sama zabudowa materiałem kamiennych jest niewystarczająca, zatem dodatkowo stosuje się skrapianie dróg wodą, głównie w okresie prowadzenia robót budowlanych związanych z intensywną pracą sprzętu ciężkiego. Moczenie dróg odbywa się przy użyciu beczek asenizacyjnych wyposażonych w układy pompowe. Przy odpowiedniej organizacji robót stanowi to wystarczające zabezpieczenie.

Trzecim (najtrudniejszym do zabezpieczenia) obszarem są drogi na najwyższych półkach i koronie, gdzie nie wykonano jeszcze stabilizacji szlaków narzutem kamiennym z powodu trwających robót ziemnych. Szlaki te narażone są na nanoszenie pyłu z plaż, a także, z racji położenia na szczycie, na najsilniejsze działanie wiatru. Dla zabezpieczenia tych dróg stosuje się takie same rozwiązania, jak w przypadku plaż. Pierwszym krokiem jest stosowanie oprysków środkami powłokotwórczymi, przy czym przy opryskach dróg i skarp obsługa dąży do uzyskania jak najtrwalszej powłoki poprzez zwiększenie jej grubości i stężenia emulsji. Niestety na skutek ruchu pojazdów stosunkowo szybkiej degradacji ulega powłoka na samej drodze, zatem jedynym skutecznym narzędziem pozostają kurtyny wodne i zmaczanie szlaków przy użyciu beczkowozów. Kurtyny wodne montowane są na koronie zapór od strony akwenu, bowiem emisja wiąże się z wiatrem wiejącym od akwenu. Rozpylana woda jest porwana przez wiatr i niesiona nawet do kilkunastu metrów, pokrywając koronę i około dwóch najbliższych jej skarp-półek zapory. Skuteczne ograniczenie emisji z dróg na koronach ogranicza się zatem do utrzymania w pełnej sprawności kurtyn wodnych oraz uzupełniania zmaczania obszarów nieobjętym zasięgiem tych kurtyn (np. z uwagi na prowadzone roboty budowlane).

Dodatkowy zabiegiem organizacyjnym, stosowanym w celu ochrony dróg przed pyleniem, jest dyscyplina poruszania się po obiekcie. Stosuje się ograniczenie prędkości do 40 km/h dla samochodów terenowych oraz do 30 km/h dla samochodów ciężarowych i ciężkiego sprzętu. W miarę możliwości korzysta się z głównych tras, omijając drogi zabezpieczone darniowaniem, oraz porusza „po śladzie” w obszarach stabilizowanych środkami powłokotwórczymi.

6. Ochrona plaż

Plaże OUOW „Żelazny Most” to obszar pomiędzy akwem wodnym a koroną i rurociągiem namywającym. Na ich terenie składowane są odpady wydobywcze pochodzące z wzbogacania rudy miedzi. Minimalna szerokość plaży, czyli odległość od rurociągu namywającego do akwenu OUOW, wynosi 200 m i wraz z obwodem obiektu stanowi powierzchnię około 733 ha (batymetria z 2018 r.). Jest to obszar bardzo trudny do zabezpieczenia ze względu na szereg czynników, z których można wyodrębnić następujące grupy:

- wynikające z technologii deponowania odpadów wydobywczych;
- wynikające z właściwości materiału;
- wynikające z czynników atmosferycznych.

Technologia deponowania odpadów wydobywczych na OUOW „Żelazny Most” przewiduje prowadzenie namywu na jednej sekcji przez maksymalnie trzy tygodnie, po upływie których sekcja jest wyłączana z eksploatacji i następuje okres (trwający minimum od trzech do sześciu tygodni) konsolidacji i odwadniania zgromadzonego materiału. Cały proces jest powtarzany od czterech do sześciu razy do wypełnienia sekcji i jej nadbudowy. W okresie między namywami konieczne jest zabezpieczenie plaży, jednak nie w sposób permanentny. Bezpieczeństwo OUOW wymaga stosowania rozwiązań, które po upływie sześciu do ośmiu tygodni nie zmieniają warunków drenażu plaży (nie powodują powstania dróg filtracji innych niż naturalne).

Ukształtowanie korony OUOW powyżej plaży powoduje silne zawirowanie powietrza wokół rury namywającej. Wiatr wiejący od akwenu OUOW znacząco przyspiesza w okolicach rurociągu, co wzmacnia porywanie najdrobniejszych cząstek, które przelatują wiąską strugą nad rurą namywającą. Zawirowania w obrębie korony OUOW wymagają od obsługi obiektu reagowania na wybieranie materiału spod rurociągu. Wszelkie ubytki muszą być natychmiast usuwane, w przeciwnym razie dochodzi do przyspieszonej degradacji całej korony. Erozyjne działanie w obrębie korony występuje również na innych tego typu składowiskach na świecie (w pracy Bligha [2007] omówiono doświadczenia z tego zakresu ze składowisk odpadów z przeróbki rud złota).

Odpad wydobywczy, jak już wspomniano, jest skałą poddaną procesowi rozdrobnienia i tylko odpady z ZWR Rejonu Lubin i Rudna, które charakteryzują się mniejszym domieleniem, są deponowane na plażach. Pomimo prowadzenia selektywnego składowania, odpady namywane mają do 30% frakcji pyłowej i ilowej. Frakcje te, ze względu na pochodzenie, głównie z węglanowych ciągów wzbogacania, wykazują wyższy potencjał do unoszenia przez wiatr.

W czaszy OUOW panują odmienne warunki atmosferyczne niż wokół składowiska. Znaczne wyniesienie obiektu ponad otaczający teren skutkuje znacznie większym nasłonecznieniem plaż (a w konsekwencji do tworzenia się prądów wstępujących) i większą siłą wiatru.

Pomimo wymienionych niekorzystnych czynników, obsługa OUOW wypracowała narzędzia służące redukcji emisji zapylenia poza teren obiektu.

7. Zwilżanie plaż

Najskuteczniejszą metodą zabezpieczenia plaży, ze względu na dokładność zwilżenia powierzchni, jest wprowadzenie namywu odpadów na sekcję zagrożoną pyleniem. Szlam płynący od korony do akwenu zwilża cały pas terenu, natomiast w przypadku środków powłokotwórczych zasięg powłoki to zazwyczaj 200 m od korony (z uwagi na możliwość przejazdu sprzętu). Teren plaż nie jest jednak idealnie płaski. Strumienie płynących odpadów meandrują i są rozdzielane na jak najmniejsze, aby zmniejszyć turbulentność ich przepływu i uniknąć erozji plaż. Zwilżenie całej powierzchni wymaga około dwóch dni. Ponadto na wydzielonej sekcji z przykładowych trzydziestu wylotów pracuje zazwyczaj około dwudziestu, zatem zmoczenie całego obszaru wymaga od obsługi sterowania zaworami. Niestety zwilżanie jest jednocześnie sposobem najmniej trwałym. Przy wysokim nasłonecznieniu, już po kilku dniach po zaprzestaniu namywu, odpad może zostać przesuszony w stopniu umożliwiającym rozpoczęcie unoszenia drobnych cząstek. Najwłaściwszym rozwiązaniem byłoby stosowanie kilkudniowego cyklu namywu kolejnych plaż, tak aby utrzymać jak najkrótsze okresy, w których są przesuszone. Z uwagi na liczbę sekcji, ilość prowadzonych prac związanych z nadbudową obiektu oraz sieci rurociągów, a także rozmiarem sieci hydrotransportu utrudniającym częste przełączenia układów, metoda ta jest praktycznie niemożliwa do stosowania. Należy więc uzupełniać ją innymi rozwiązaniami.

Skuteczność zwilżania plaż prowadzi do prostego wniosku, aby wykorzystać w tym celu nie tylko szlam, ale także wodę. Niestety nie jest to możliwe z kilku powodów. Po pierwsze w konstrukcji zapory, której korpus zbudowany jest z piasków drobnych, a więc materiału przepuszczalnego, nie zamontowano typowych przesłon antyfiltracyjnych w postaci rdzeni czy ekranów. Utrzymanie krzywej filtracji na odpowiednim poziomie odbywa się przez zachowanie odpowiedniego dystansu od korony do lustra wody (nie mniej niż 200 m) oraz przy pomocy bariery ścian filtracyjnych wbudowanych w plażach. Nadmierna ilość wody wprowadzona na plaże może więc negatywnie oddziaływać na układy drenażowe i w konsekwencji doprowadzić do zaburzenia w układzie krzywej filtracji.

Należy również zaznaczyć, że obszar jednej plaży to około 15 ha przepuszczalnych piasków, niepokrytych roślinnością, zatem zwilżenie go wymaga bardzo dużych ilości wody. Z tego powodu stosowane w przeszłości zraszacze rolnicze okazały się mało skuteczne. Ustawiane na plażach instalacje rur na bębnach o zasięgu kilkudziesięciu metrów zwilżały stosunkowo wąski pas obszaru, który bardzo szybko wysychał. Urządzenia te były ponadto uciążliwe w użytkowaniu ze względu na duże gabaryty i pracochłonne przemieszczanie. Obecnie stanowią one jedynie uzupełnienie podstawowych metod ochrony przed pyleniem.

8. Kurtyny wodne

Wspomniane w części dotyczącej ochrony koron i skarp w ich sąsiedztwie kurtyny wodne, wykorzystywane są nie tylko do ochrony tychże obiektów przez ich zwilżenie, ale również (a może przede wszystkim) do ograniczenia emisji z plaż. Kurtyny to, liniowo rozmieszczone wzdłuż korony, dysze z układem zasilania. O ich skuteczności decyduje stopień rozpylenia wody, rozstaw dysz, ich wydatek objętościowy i lokalizacja. Stosowany w okresie przed 2014 r. system opierał się na stalowych rurach o średnicach DN 200 do DN 500, z przyspawanymi lancami długości około 2 m i średnicy $\frac{3}{4}$ cala, z umieszczoną na ich szczycie dyszą. Taka konstrukcja miała kilka zasadniczych wad. Zasilanie sieci kurtyn stanowiła woda technologiczna – słona – stanowiąca środowisko wysoce korozyjne. Dodatkowo układ pracował okresowo co sprzyjało korozji. Jej efektem była zgorzelina, która porywana przez strumień wody blokowała dysze wylotowe małych średnic. Te należało zdemontować do czyszczenia, co wymuszało okresowe wyłączenie sieci. Należy też pamiętać, że składowisko co roku jest nadbudowywane o ponad 1,5 m, co wymaga demontowania sieci, a następnie odtworzenia na wyższej rzędnej po zakończeniu robót ziemnych. Sieć kurtyn z rur stalowych wymagała cięcia i ponownego spawania, a jej przemieszczanie mogło się odbywać wyłącznie z użyciem dźwigów. Poza tym stosunkowo wiotkie lance z dyszami łatwo ulegały uszkodzeniom w trakcie tych prac. Na podstawie pomysłu ówczesnego kierownika oddziału eksploatacji opracowano nowy układ kurtyn wodnych. Wykorzystuje się w nim rurociągi PEHD DN 110 dostępne w zwojach, łączone złączami systemowymi typu Perrot lub Victaulic – układ dysz stanowi sieć otworów odpowiedniej średnicy. System ten pozwala na ręczne przenoszenie, szybki demontaż i montaż, a czyszczenie dysz, które zdarza się bardzo rzadko z racji wyeliminowania stalowych rurociągów, może odbywać się bez wyłączania kurtyny przy użyciu miedzianego drutu.

Kurtyna wodna, początkowo stosowana tylko na zaporze wschodniej, po wdrożeniu nowego systemu obejmuje obecnie również zaporę zachodnią i częściowo północną. W planach jest dalsza rozbudowa. Działanie kurtyny należy rozpatrywać w dwóch aspektach – po pierwsze zwilża powierzchnię koron i sąsiadujących z nią skarp odpowietrznych, po drugie stanowi barierę dla pyłu niesionego z terenu plaż. Jej zadaniem nie jest więc zwilżanie samych plaż, bo zarówno zasięg, jak i wydajność są do tego niewystarczające – stanowi ona ścianę cząstek wody, w którą trafiają cząstki pyłu wynoszone z plaż i tworzą cięższe aglomeraty, osiadające na zwilżonych koronach i skarpach, gdzie pozostają. Metoda ta jest na tyle skuteczna, że stanowi jedną z trzech podstawowych, w tym główną dla koron obiektu.



Rys. 2. Sekcja plaży w namywie
[archiwum KGHM]



Rys. 3. Pracująca kurtyna wodna
w okresie silnego wiatru
[archiwum KGHM]



Rys. 4. Fragment plaży
zastabilizowany emulsją asfaltową
[archiwum KGHM]

9. Środki powłokotwórcze

Trzecią z omawianych metod ograniczania emisji pyłów jest stosowanie środków powłokotwórczych. Są to dyspersje/emulsje rozpylane na powierzchni terenu, które tworzą powłokę pokrywającą lub wiążącą drobne ziarna gruntu. Podstawowymi środkami stosowanymi na OUOW są emulsja asfaltowa i dyspersje polimerowe. Nanoszone są przy użyciu sprzętu stosowanego w opryskach rolniczych, dostosowanego do istniejących warunków. Trwałość zabezpieczenia zależy do grubości powłoki, jej budowy, ale też od stanu podłoża, na które jest nakładana. Z obserwacji autorów wynika, że znacznie lepsze wyniki uzyskuje się na podłożach wilgotnych niż suchych. Wykonanie powłoki przy dużych powierzchniach jest pracochłonne, a wymagany czas zabezpieczenia zależy od miejsca położenia – powinien być jak najdłuższy w przypadku stabilizacji koron i skarp oraz do dwóch, trzech miesięcy w przypadku plaż. Czas utrzymywania się stabilizacji plaż nie powinien być zbyt długi, ponieważ strefy to okresowo są namywane szlamem – jeśli powłoka jest wówczas wciąż trwała, należy ją usunąć mechanicznie (poprzez bronowanie), co wiąże się z dodatkowymi nakładami. Niezwykle ważnym zadaniem obsługi obiektu jest więc dobór czasu trwałości powłoki do przewidywanego harmonogramu namywów.

10. Program poszukiwania optymalnych środków powłokotwórczych

Od kilku lat w Oddziale Zakład Hydrotechniczny prowadzony jest program testowania środków zapobiegających pyleniu. Polega on na praktycznym sprawdzeniu, w zadanym odcinku czasu, żywotności i stanu powłoki wykonanej z testowanego preparatu na obiekcie OUOW „Żelazny Most”. Ocena preparatu obejmuje m.in. porównanie techniczne i kosztowe wybranego rozwiązania. Na przestrzeni kilku ostatnich lat w O/ZH przetestowano kilka preparatów do zabezpieczenia przeciwpyłowego plaż, wybrane opisano poniżej.

1. Powłoka polimerowo-celulozowa testowana na przełomie lat 2012-2013 oraz w 2014 roku. Można oszacować, że trwałość zastosowanej powłoki była dwukrotnie mniejsza od powłoki wykonywanej emulsją asfaltową przy pomocy sprzętu jeżdżącego i wynosiła od około jednego miesiąca (pełna ochrona) do dwóch miesięcy (ochrona częściowa; utrzymywały się obszary z powłoką, ale występowały już liczne ubytki umożliwiające rozpoczęcie procesu erozji). W ostatecznych testach koszty stosowania powłoki p-c były porównywalne do kosztów emulsji asfaltowej, ale niższa wytrzymałość przesądziła o zaniechaniu dalszego stosowania tego preparatu. Trwałość tego typu środków można rzecz jasna modyfikować poprzez zmianę stężenia lub grubości powłoki, jednak wówczas rozwiązanie to staje mniej korzystne finansowo. Niewątpliwą zaletą tego typu środków jest łatwość utrzymania czystości sprzętu (środki wodorozcieńczalne), niski wpływ na otaczającą obszar infrastrukturę (powłoka łatwa do usunięcia) oraz biode-

gradowalność części składników. Powłoki tego typu często stosowane są do hydroob-siewów, jednak w przypadku OUOW „Żelazny Most” technologia darniowania, dająca natychmiastowe zabezpieczenie, jest lepszym rozwiązaniem.

2. Kolejnym ciekawym rozwiązaniem były powłoki oparte na bazie wapna gaszonego. Jest to naturalna substancja, łatwa w aplikacji, niewymagająca środków pigmentujących do oceny powierzchni zabezpieczonych. Jednak w raporcie z 2013 r., dotyczącym obserwacji powłoki wykonanej środkiem na bazie wapna hydratyzowanego, stwierdzono mniejszą jej trwałość w stosunku do stosowanej powłoki asfaltowej. Z uwagi na właściwości związane z małą wytrzymałością mechaniczną, preparat nie nadawał się do stabilizacji dróg na obiekcie. Koszty mieszaniny na bazie wapna hydratyzowanego były wyższe od kosztów emulsji asfaltowej, przy zastosowaniu stężeń dających pożądaną skuteczność stabilizacji plaż. Z tych powodów nie wprowadzono powłoki tego typu do szerszego stosowania.
3. W 2014 roku przeprowadzono badania na środku polimerowym. Na podstawie przeprowadzonych obserwacji stwierdzono, że zastosowana powłoka spełniła zakładane wymagania. Powłoka stabilizacyjna wykonana preparatem polimerowym poz-



Rys. 5. Plaża z powłoką polimerową [archiwum KGHM]



Rys. 6. Aplikacja powłoki polimerowej na plażach OUOW „Żelazny Most” [archiwum KGHM]

stawała w dobrym stanie przez wymagany okres obserwacji. W końcowym etapie uwidoczniły się co prawda uszkodzenia, jednak ostatecznie nie miały one większego wpływu na stopień pylenia z plaż. Warto zauważyć, że po upływie trzech miesięcy stopień uszkodzeń powłoki nasilił się i jej zadania ochronne zaczęły intensywnie maleć. Ze względu na niższą trwałość od stosowanej powłoki asfaltowej, wykorzystanie tego środka ograniczono do plaż OUOW. Podczas kolejnych zastosowań preparatu niekoniecznie dotrzymywano właściwego stopnia zabezpieczania powierzchni plaż, wynikało to głównie z precyzji wykonania powłoki i jakości powierzchni, na którą była aplikowana. Jednak przeprowadzone testy substancji polimerowej dały pewną alternatywę dla stosowanej emulsji asfaltowej i wyznaczyły obszar do szczegółowych poszukiwań w zakresie stosowania polimerów do zabezpieczania plaż.

4. Kolejną substancją testowaną na plażach OUOW „Żelazny Most” był również preparat polimerowy. Środek ten skutecznie zabezpieczył obszar na okres około dwóch miesięcy. W trakcie testów wielokrotnie występowały warunki sprzyjające pyleniu oraz ulewne deszcze. W tym czasie nie stwierdzono większych uszkodzeń powłoki. Przez cały okres badań powłoka zachowała trwałość, nie następowało degradowanie powłoki przy silnym wietrze. Ponadto środek ten był znacznie bardziej odporny na pewne niedoskonałości wykonawcze, powłoka była stosunkowo trwała nawet w przypadku aplikacji na suche obszary, a także mniej wrażliwa na nierównomierność w nakładaniu. Koszty preparatu są porównywalne z emulsją asfaltową i jest on obecnie stosowany na OUOW zamiennie z emulsją asfaltową. Należy podkreślić, że znaczący wpływ na ten koszt ma dodatek środków pigmentujących. Obecnie jest on stosowany, aby umożliwić obsłudze ocenę obszarów zastabilizowanych bez konieczności wchodzenia na nie. Istnieje jednak możliwość eliminacji pigmentu co pozwoli zredukować koszty środka powłokotwórczego. Ponadto przewagą substancji polimerowej jest biodegradowalność oraz rozpuszczalność w wodzie, dzięki czemu łatwo usuwa się ją z narzędzi i sprzętu używanych podczas aplikacji. Testowana powłoka jest szczególnie przydatna na plażach obiektu, gdzie nie ma wymogu okresu długiej trwałości, a biodegradowalność substancji pozwala na wyeliminowanie prac mechanicznego usuwania warstwy przed rozpoczęciem namywu. Powłoka z emulsji asfaltowej ma natomiast większą trwałość, co jest przydatne przy zabezpieczaniu skarp OUOW „Żelazny Most”.

11. Podsumowanie

Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” z racji jego wielkości oraz faktu, że zbudowany jest z piasków drobnych ze stosunkowo dużym udziałem drobniejszych frakcji, może stanowić potencjalne źródło emisji pyłów. Oddział Zakład Hydrotechniczny dokłada wszelkich starań, aby do takiej emisji nie dopuścić. Prowadzone

są zarówno zabiegi wyprzedzające, jak i prace bieżące w okresach silnych wiatrów. Podejmowane działania, zarówno techniczne, jak i organizacyjne, pozwalają w znaczącym stopniu kontrolować pylenie, co potwierdza sieć monitoringu gęsto okalająca obiekt. Na podstawie zdobytych doświadczeń można jednoznacznie wykazać, że nie ma pojedynczej metody redukcji emisji, która sprawdzałaby się we wszystkich opisanych obszarach. Tylko umiejętne stosowanie kilku wypracowanych metod daje zadowalające efekty. Szczególnie cenne są rozwiązania opracowane przez pracowników na podstawie obserwacji i doświadczeń. Program testowania rozwiązań dostarczanych przez rynek pozwala zoptymalizować je zarówno pod kątem technicznym, jak i ekonomicznym. Pracownicy Zakładu Hydrotechnicznego wciąż poszukują nowych środków, a sprawdzone rozwiązania są wdrażane i upowszechniane, co pozwala założyć, że emisja zanieczyszczeń z obiektu będzie w dalszym ciągu ograniczana, co ma olbrzymie znaczenie, mając na uwadze lokalizację OUOW „Żelazny Most” w silnie zurbanizowanym obszarze.

Literatura

- Begemann W., Schiechl H.M., 1999, Inżynieria ekologiczna w budownictwie wodnym i ziemnym, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 199 s.
- Blight G.E., 2007, Wind erosion of tailings dams and migration of the dust nuisance, Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 107 (2), 99-108
- DHV, 2016, Instrukcja eksploatacji OUOW do rz. 195,00 m n.p.m., nr arch. 24 831-HS/16, Hydroprojekt Sp. z o.o, Warszawa
- Ochman D., Jezierski P., 2019, Opracowanie wyników pomiarów zanieczyszczeń powietrza atmosferycznego w rejonie OUOW Żelazny Most za 2018 r., Firma Doradczo-Projektowa „SOJL”, materiały niepublikowane
- Stefanek P., Malczewski M., 2011, Żelazny Most miezbędny Polskiej Miedzi, Biznes i Ekologia, 106/107
- Stefanek P., Sorbjan P., Stępień M., 2010, Monitoring i jego wykorzystanie w eksploatacji i projektowaniu rozbudowy składowiska „Żelazny Most”, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 8 (1), 105-116

Bezpieczeństwo zapór podczas powodzi w Republice Czeskiej

Dams safety during floods in the Czech Republic

David RICHTR, Miloš SEDLÁČEK

VODNÍ DÍLA – TBD a.s., Hyberská 1617/40, 110 00 Prague 1, Czech Republic

Summary

The safety of dams during floods has long been introduced in the system of water structure safety in the Czech Republic. The testing of the capacity of safety and discharge devices and the assessment of the risk resulting from overflowing dams during floods have a tradition of more than 45 years. Initially, only loose dams were assessed according to internal technical safety criteria. Currently, the flood safety assessment system in the Czech Republic is anchored in legislation and the assessment methodology is given by the technical standard. The owners and administrators of hydraulic structures that do not meet the hydraulic safety criteria are gradually developing and implementing corrective actions. The paper also presents practical examples of prepared or implemented measures to increase the safety of dams during floods.

1. Introduction

The statistics indicate overflow of a dam during flood as the most frequent cause of destruction of loose dams. The passage of the floods through water structures is an important load case for other types of dams (masonry and concrete dams, etc.). Investigation of the actual hydraulic possibilities of the safety devices and the retention of the reservoir is an essential part of the water safety system in the Czech Republic.

This system of water structure safety management (technical safety supervision – TSS) developed after the accidents of several dams in the world and in the Czech Republic. It has a 55-year tradition in our country.

Technical safety supervision (TSS) over water structures is monitoring and evaluating the technical condition of the work in terms of its safety, operational reliability, possible causes of failures and their consequences. It also includes the design of effective remedial measures. It helps to prevent failures and possible economic damage not only on its own water structures, but also in the surrounding area below them. The main objective is to prevent



Fig. 1. WS Orlik – water discharges through ventilation openings on the air face during the flood in August 2002; the interior of the dam and the power plant were flooded [photo by D. Richtr]



Fig. 2. WS Orlik – spontaneous outflows of ship lifts during the flood in August 2002 [photo by D. Richtr]



Fig. 3. WS Řimov – overflowed chute during the 2002 flood [photo by M. Sedláček]



Fig. 4. Chotouchov pond during the flood in 2013 [photo by T. Pecival]

threats to human lives and property as a result of the accident of the water structure and the occurrence of a special flood (flood caused by a water structure accident). Therefore, TSS is also an integral part of the system of comprehensive flood protection and flood prevention from the accident of a water structure.

In order to determinate the level of safety surveillance and supervision of water structures in the Czech Republic are divided into four categories according to expected losses in case of their breach.

What is important about flood safety is the recent disastrous floods in Europe, which also hit large areas in Bohemia and Moravia in 1997, 2002 and 2013. Local floods such as the one from 2010 in Northern Bohemia are also unforgettable. During these floods the capacity of the designed safety equipment was exceeded on some water structures.

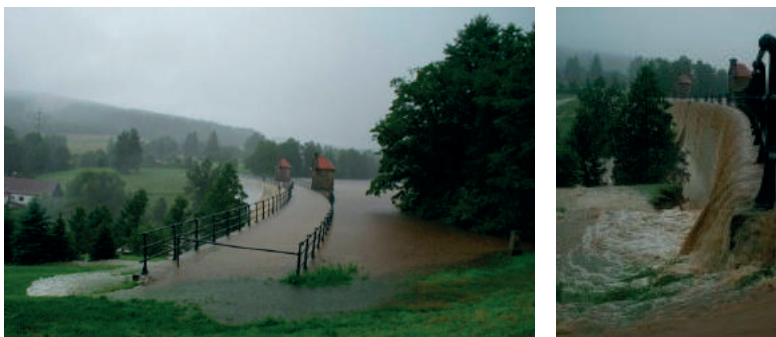


Fig. 5. WS Mlýnice – overflow of the masonry dam during the flood in August 2010 [unknown author]

2. History and present of flood safety assessment

The testing of the capacity of safety and outlet devices and the risk assessment resulting from the dam overflows during floods have a tradition of more than 45 years. Initially, only loose dams were assessed according to the internal criteria of technical and safety supervision. Since 1986 the program has been progressively programmed and approved by the then Central Water Management Authority (CWMA CZ). The assessed level of flood protection, expressed in terms of the repetition of the theoretical control flood, has already been differentiated according to the importance, respectively water structure category, but did not exceed $N = 1000$ years. Significantly higher demands on dam safety recommended since the end of the 80s by the international dam commission ICOLD were difficult to realize, especially due to the absence of qualitatively new hydrological data whose work required the involvement of a professional hydrological workplace. In 1995 the necessary work commenced with the participation of the relevant professional workplaces and experts on the grant project of the Department of Water Protection of the Ministry of Environment (hereinafter referred to as DWP MoE). The public opposition took place in 1997 and in April 1999, the DWP MoE issued a *Methodological guideline for the dam safety assessment during floods*.

Currently, in addition to the general responsibility of the owners of the water structures for damage during the eventual accident, the obligation of water structure owners in the Czech Republic to pay attention to flood safety assessment within the framework of the TSS in the definition of TSS in §61 of The Water Act [254/2001 Coll.], and also in §84 of this document. The requirements are then specified by Decree No. 590/2002 Coll., On technical requirements for water structures and beyond in Annexes 2 and 3 to Decree No. 471/2001 Coll., On TSS over water structures. Documentation and inquiries are carried out according to the Czech Technical Standard *The safety assessment of hydraulic structures during floods* [ČSN 75 2935], which came into force in January 2014. In September 2017, a modified

standard *Designing dams – the main parameters and equipment* [ČSN 75 2340] entered into force. This draft standard respecting current flood protection requirements of the dams and in the detail of the assessment refers to the afore mentioned ČSN 75 2935.

3. Safety assessment of water structures during floods

The assessment covers all TSS water structures, which include an airborne structure that dams the flow valley and creates a reservoir or sludge bed, and in which, in exceptional hydrological situations, uncontrolled filling of the reservoir cannot be ruled out. It can lead to spillover of the dam. The review is made for each type of dam (loose, sluicing, masonry, concrete, and combined) and covers all categories of water structures (I-IV).

In addition to the common terminology, the following definitions are important in assessing:

- Control flood wave (CFW) – flow wave determined by culmination flow with selected probability of overrun, volume and time course.
- Threshold water level (TWL) – is limit safe level, the level of the surface in the reservoir at which the dam is still considered as safe enough. When its level is exceeded the current risk of failure and accident of the water structure occurs.
- Control maximum water level (CMWL) – maximum level in the reservoir with the assumptions and conditions of transfer of the CFW through the water structure.

Here's how:

- According to the importance of WS, which is derived from its categorization, according to the amount of possible damage and loss of lives (see Tab. 1) the level of flood safety (CFW and transit conditions) is determined.
- TWL is determined. It is defined as a level beyond which it is assumed that the dam may crash. Consideration is given to the lowest level derived from possible failure scenarios. The review assesses the safety and stability of the dam, the individual functional objects and the subsoil at the ultimate load induced by the passage of the CFW. The construction of the dam, its technical condition, technical safety supervision results and other circumstances are taken into account.

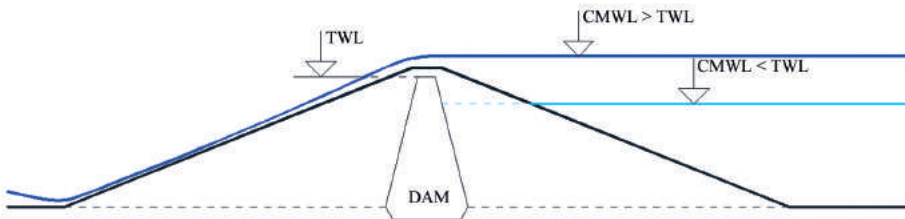


Fig. 6. Scheme depicting the water levels considered in the dam safety assessment

Table 1. The required level of safety for the design and assessment of a water structure
[CZSS 75 2935 The safety assessment of hydraulic structures during floods]

Water structure category	Probable damage caused by a hypothetical water structure accident	Assessment aspects according to the potential extent of damage in a hypothetical water structures accident		Required WS safety level	
		Potential extent of total damage	Considered loss of human lives	$P = 1/N$	N (years)
I	very high	extremely high economic damage, environmental damage and social impacts in the state	the loss of human lives is assumed	0.0001	10,000
II	high	high economic damage, environmental damage and social damage impacts within the region or state	the loss of human lives is assumed	0.0001	10,000
			loss of human lives is unlikely	0.0005	2,000
III	medium	significant economic damage, environmental damage and social issues impacts in the region	the loss of human lives is assumed	0.001	1,000
			loss of human lives is unlikely	0.005	200
VI	low	low economic damage, environmental damage and social issues impacts of the local range	isolated losses of human lives is assumed	0.005	200
			loss of human lives is unlikely	0.01	100
		low economic damage only to the owner of the WS, other damage is insignificant	loss of human lives is unlikely	0.05	20

- The control maximum water level (CMWL) is determined according to the assumptions and conditions of the CFW transfer through the water structure.
- The review results in a relationship between TWL and CMWL levels and recommended corrective or emergency measures.

For the assessment, it is necessary to perform hydraulic calculations to verify the capacity of safety spillways and outlets. Specific (consumption) curves need to be determined up to the dam crest or breakwater, or to LSL. It is necessary to consider and include the impact of limiting objects and elements on waste for spillways, slope, bridge, culverts, chute, stilling basin, waste trough, by-pass trough, waste tunnel, etc.

The assessment should take into account the assumptions and conditions for the transfer of the CFW through the water structure. As a rule more options are being solved where the limited and full capacity is considered according to the type of equipment and the variant of the probable usable capacity at manipulation according to conditions and principles in the valid handling regulations. If one of the purposes of a water structure is protection against floods, and a controllable retention space is allocated in the reservoir, it is possible to consider it in justified cases. For each installation used for the transfer of flood flows, its probable usable capacity shall be determined as a percentage:



Fig. 7. WS Labská during the flood in 1997 – congestion of the shaft spillway, removal of sediments (floating debris) in front of the crest spillway [photo by Kyrián]



Fig. 8. Checking the maximum rise of segments on WS Římov [photo by M. Sedláček]

- for loose spillways, as a rule 100%; (avoid the effect of screens and suspended sediments, waste congestion),
- for gated spillways and outlets in the range of 0-100%, according to specific conditions, if there is no handling rules, for example a small river basin with a rapid onset of flooding and a water structure without an operator, even with an overflow through blocked gates, eg. sluice gates at the pond.

It is also necessary to check the mechanical possibilities of gated spillways, actual possibilities of maximum opening.

The determination of the control maximum level in the reservoir (CMWL) is the solution to the transformation of the CFW by the retention effect of the reservoir. The result of the review is the relationship between TWL and CMWL and its evaluation in terms of:

- a. the significance of the water structure and the risk of undermining the area beneath it;
- b. reliability and accuracy of hydrological bases;
- c. established assumptions for the transfer of a flood wave;
- d. quantification and evaluation of potential reserves when transferring floods through water structures.

In general, a water structure for CFW conversion is considered safe for the CMWL \leq TWL session.

4. Corrective and emergency measures

Corrective and emergency measures should be taken if the water structures do not comply with the flood safety measures. In general, corrective actions may be:

- a. redistribution of reservoir volumes (reduction of operating level);
- b. increasing the capacity of the safety devices (extending the overflow edge, removing or modifying the screens, adjusting the inlet or limiting element at the outlet, reconstruction of the objects, adjusting the control of the gates, etc.);
- c. ensuring reliable handling of overflow and outlet gates, or objects on tributaries;
- d. building a new security device;
- e. modification of the dam (leveling of the crest, increase of the dam, strengthening of the terrain or dam and air slope, construction of an emergency spillway, etc.) enabling the increase of TWL;
- f. combining measures to increase the stability of the dam and hence the higher levels of TWL and the capacity of safety devices and thereby reduce the level of CMWL;
- g. other modifications and interventions (increase of by-pass capacity, modification of outflow conditions in basin, resettlement of the population from the endangered area, etc.);
- h. modification of manipulation, completion or revision of the handling regulations;
- i. increasing the reservoir's retention effect by lowering the initial level before releasing a portion of the reservoir volume based on hydrological prediction, the retention reserve thus determined must be evaluated in terms of timeliness, reliability, and prediction accuracy.

Emergency measures can be:

- a. pre-prepared emergency terraneous spillways;
- b. forcibly removing the gated spillways and releasing the gated openings;
- c. a prompt temporary increase in the dam crest;
- d. temporarily increasing the resistance of the crest and the air slope or heel of the dam against erosion during spillover;
- e. stabilization of endangered parts of the dam, temporary backfilling, streaming, etc;
- f. operative deeping of the terrain or even the dam at a suitable location to minimize damage to outflow.

5. Results of safety reviews of the most important dams in the Czech Republic during floods

At present, the safety of most of the most important dams in the Czech Republic is being tested. Of the total number of 81 dams in categories I and II subject to the assessment:

- 42 dams passed the review;

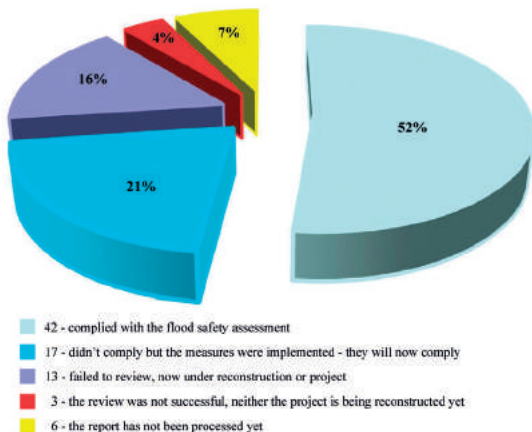


Fig. 9. Current state of safety of the most important dams in the Czech Republic during floods (category I and II – status as of 1 January 2018)

- 16 dams have failed, but corrective actions have already been implemented and will now comply;
- 14 dams failed and are in the stage of project preparation or reconstruction;
- 3 dams that did not comply with the assessment and have not yet taken corrective actions, nor have their project preparation started;
- 6 dams that have not yet been assessed or the report is not completed (eg. due to the absence of representative hydrological data).

6. Examples of implemented or planned measures to increase flood safety

If the water structures failed to comply with the assessment, the recommended corrective measures were gradually prepared. In simpler cases project documentation for reconstruction was prepared. These included, for example, adjustments of chute's gates (wall elevation, current rectifiers), installation of hold-up systems for floating debris, fortification of the space under the dam to prevent back erosion and under-ground undercutting, extension of the sealing core of earth dams. The frequent modification was also the connection of the sealing core with the breakwater.

In more complicated cases when it was necessary to substantially increase the capacity of safety spillways or lower outlets, variant studies of measures were first prepared. For the design of new safety spillways, in addition to hydrotechnical calculations, physical models were used in hydrotechnical laboratories.

Below are selected cases of implemented or upcoming measures.

WS SKALKKA

- Category I – this is one of the first implementation of corrective measures in Czechia.

- Dam – earth, rockfill with guiding concrete sealing case, max. height 14.6 m above ground.
- First of all, options were developed. The issue of reimbursed and gated spillway was discussed. Finally, the reimbursement was chosen.
- The original spillway covered by a steel segment with a capacity of 390 m³/s was supplemented by a new spillway covered by a flap with a capacity of 170 m³/s, and a hydro-power plant with a capacity of 2 × 4.5 m³/s was also added.
- Construction realization 1998-2000.

WS BYSTRĚČKA

- Category II – put into operation in 1912.
- Dam – gravity, masonry made of quarry stone, max. height 27.4 m.
- Overflow capacity has been increased, including waste (outlet).
- Construction realization 2008-2010.

WS TĚRLICKO

- Category I.
- Dam – earth, earthfill with slanting loess sealing core earth, max. height 25.0 m.
- Adjustment of the slope change of chute parameters, modification of the dam crest and connection of the dam seal with the new breakwater was made.
- Construction realization 2011-2013.

WS ŠANCE

- Category I.
- Dam – rockfill, with slanting sealing core, max. height 65.0 m.
- A major reconstruction of the dam was made. The capacity of the existing spillway gate at the maximum level was 118 m³/s. The construction was preceded by preparatory and design work, including a physical model of the reconstructed spillway. The construction included a rebuilt spillway in capacity of 409 m³/s. The construction of the spillway and chute is in site of the original spillway. Also the construction involves the dam crest reconstruction with a new breakwater interconnected with the dam seal and the construction of weighting bench on the air side of the dam. The construction also included stabilization of the landslide on the right bank in the reservoir.
- Construction realization 2015-2018.

WS ORLÍK

- Category I.
- Dam – gravity concrete, max. height 81.5 m.



Fig. 10. WS Skalka – before and during the construction of a new spillway [photo by Vlk]



Fig. 11. WS Bystřička – safety overflow during and after reconstruction [photo by Hodák]



Fig. 12. WS Těrlicko – reconstruction of the safety spillway and fallout, increase of dam crest by reinforced concrete breakwater and interconnection of dam seal [photo by Rainer]



Fig. 13. WS Šance – from left: original and new safety spillway, agitating bench [photo by Kantor]



Fig. 14. WS Šance – original and new chute from safety spillway [photo by Kantor]



Fig. 15. WS Orlik – view of the dam, present state [photo by D. Richtr]



Fig. 16. WS Orlik – new spillway visualization [Auquatis a.s.]



Fig. 17. WS Orlik – view of the inflow into the new spillway, the current state [photo by D. Richtr]



Fig. 18. WS Orlik – visualization of the new spillway, view of the inflow [Auquatis a.s.]

- The current maximum capacity of the lower outlets is $371 \text{ m}^3/\text{s}$, spillway gates $2,183 \text{ m}^3/\text{s}$ and the hydro-power plant $4 \times 150 \text{ m}^3/\text{s}$. It is proposed to build a new supplementary spillway gate on the right side of the dam. The spillway will have three intake objects gated by segments. The following will be covered and open slip. The total capacity of the new spillway will be $1,460 \text{ m}^3/\text{s}$.
- The project for this major reconstruction of the water structure is currently being completed. The project was preceded by extensive preparatory and design work, including a detailed engineering geological survey and a physical model of the new spillway and chute.

7. Conclusions

In the Czech Republic the issue of dam safety during floods is given due attention. The verification of the capacity of safety and sluice devices and the assessment of the risk resulting from overflowing dams during floods is introduced into the water safety management

system. Moreover, the priority of water safety during floods has been supported in recent years by a possible climate change, which may result in extreme floods. Owners and managers of hydraulic structures that do not meet the hydraulic safety criteria are gradually developing and implementing remedial measures that often require substantial and costly water structure reconstructions.

Currently reconstruction is secured or is being prepared by most of the major dams in category I and II. Of course, the water structure safety review during floods is not only relevant to major water structures, but also to less important ones in category III and IV. The situation is worse. Over the past 20 years more than 100 ponds and other small water reservoirs have ruptured due to the lack of safety spillway capacity. It happened because of surface erosion during the dam overflow. According to our optimistic estimates in the Czech Republic, the current regulations do not meet substantially more than half of the total number of WS in this segment, which is about 28,000 WSs. Potential damage to water structures in category IV are of course significantly lower, but often not negligible. It is therefore necessary to address this problem given the total number of water structures in category III and IV in the Czech Republic.

Literature

- 254/2001 Coll., Zákon ze dne 28. června 2001 o vodách a o změně některých zákonů (vodní zákon) – The Water Act
- 471/2001 Coll., Vyhláška č. 471/2001 Sb., o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly – On technical safety supervision of water structures, Czech Public Decree
- 590/2002 Coll., Vyhláška č. 590/2002, o technických požadavcích na vodní díla ve znění vyhlášky 367/2005 Sb. – On technical requirements for water structures, Czech Public Decree
- ČSN 75 2340, Navrhování přehrad – Hlavní parametry a vybavení – Designing dams – the main parameters and equipment, Czech Technical Standard
- ČSN 75 2935, Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních – The safety assessment of hydraulic structures during floods, Czech Technical Standard

Wdrożenie automatycznych pomiarów na wałach przeciwpowodziowych rzek Wág i Mały Dunaj

Implementation of automated measurements at flood protection dikes of rivers Váh and Small Danube

Petr DUŠEK, Barbara KOPČÁKOVÁ, Peter GUŽÍK

Vodohospodárska Výstavba, štátny podnik, Nobelova 7, 831 02 Bratislava, Slovakia

Summary

In the framework of the project Completion of the operational system of collection, transmission and processing of hydro-technical data for the purposes of technical and safety supervision of water structures in the hydro-geographic territory of the Danube basin, 412 automated sensors were installed in December 2017 on the flood protection dikes of rivers Danube, Váh and Small Danube. This paper focuses on the 118 sensors installed on the left-side and right-side flood protection dikes of rivers Váh and Small Danube. The paper presents the advantages and disadvantages of applied automatized monitoring system compared to the traditional approach of manual measurements on site. The measurement of groundwater level in observation wells is realised using a piezometer connected to a datalogger with built-in battery. The datalogger stores the measured data and transmits wirelessly via GSM/GPRS to the monitoring centre. The measured data transmission is carried out once every 24 hours at the recording interval of 1 hour. The measured data is then immediately accessible to the supervising personnel via PC application, where the data can be displayed and downloaded for further examination. The system is also programmed to send warning messages (e-mail and SMS) when the limit values are exceeded. The automated measurement system was launched in January 2018.

1. Introduction

Dam safety in Slovakia is well established through the Act Nr. 364/2004 Coll. of Law (*The Water Act*) and Min. Decree Nr. 119/2016 Coll. of Law (*The Decree on Professional Technical and Safety Supervision of Hydraulic Structures*), which establish the duties and responsibilities of designers, builders, owners and operators of hydraulic structures. The structures affected by these rules include dams, ponds, hydro-power plants, flood protection dikes and more. Hydraulic structures are classified into four categories based on the potential failure



Fig. 1. Left-side flood protection dike of Small Danube

consequences on the area below or around the construction. The 1st category includes the most significant dams with the greatest potential failure consequences; the 4th category includes dams with the least potential consequences. The category is determined by the Ministry of Environment, based on expert's review.

The presented paper focuses on the flood protection dikes of rivers Váh (1st category), and Small Danube (1st and 2nd category). Based on the *Water Act* the structures are required to be equipped with monitoring devices depending on the type and scale of the structure. For flood protection dikes these devices consist mainly of water level observation wells, which are installed along the dike in specified distances. The observation wells are placed on the dike crest to monitor the groundwater level in the dike body and at least one observation well on the dike base, to monitor the groundwater level outside of the flood plain area. Technical and safety supervision (TSS) consists of periodic data capture from monitoring systems on hydraulic structures, their processing and archiving, evaluating and interpreting. Dam safety engineer (certified person) informs the owner about the status of the dam on a monthly basis.

2. The SCADA system

The implemented monitoring solution described in this paper is based on the existing Supervisory Control and Data Acquisition (SCADA) system. SCADA is a control system that uses software and hardware elements that allow organizations to monitor, gather and process real-time data and directly interact with devices such as sensors. The system consists of four base modules (Fig. 2).

The system was implemented in 2014 as an AMS (automated monitoring system) for 40 large dams in Slovakia, which were not previously automated. New sensors on flood protection dikes were connected to an existing monitoring centre, which is divided into a server and client side. The task of the server part is to ensure the collection of monitored data from

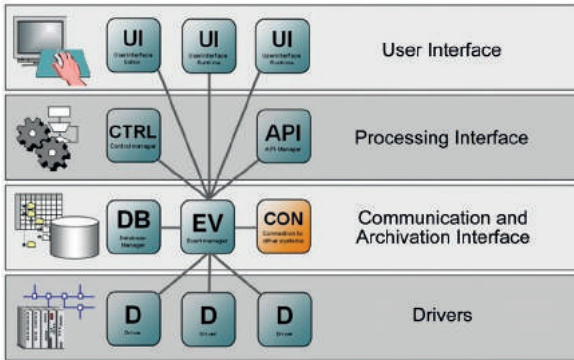


Fig. 2. SCADA system scheme

collection stations (dataloggers) located in individual measuring wells. The processed data is then available for the client side of the application. Surveillance status is displayed in full graphical mode, thus increasing the visibility of the supervision process and thus the operability of interventions.

All the necessary components are built into this system [ICOLD 2000]: historical and current trends, alarms, warning values, information and diagnostic system, databases.

The GUI (graphical user interface) of the SCADA system is used for real-time access to the captured data from the observation wells. The main components are an aerial map of the location, observation well points showing the current status of the well with colour indication (green – sensors are working, yellow – limit value exceeded, red – a problem with either sensor or datalogger, grey – the sensor is uninstalled). Quick export functions are present for further processing of the data (Fig. 3). The profile view of two or more wells is included for visual display of the measured water level (Fig. 4), as well as an individual well screen with the status of the sensor and measured values (Fig. 5). The advantage of the SCADA system is that responsible dam safety engineers have access to the measured data in addition to TSS dispatching through the installed software.

3. Flood protection dikes parameters

The flood protection dikes of river Váh and Small Danube are composed mainly of loam layers, present in the dike profile for up to 5 meters in depth. The next layers vary based on the dike profile, consisting mainly of sandy loam, fine sand, sandy gravel and organic clay. The dike foundation is permeable, the water level in the rivers are affecting the groundwater level in the observation wells. The crest of the dikes is 5 metres wide and the windward and leeward slopes are in 1:3 ratios [Kopčáková 2017].

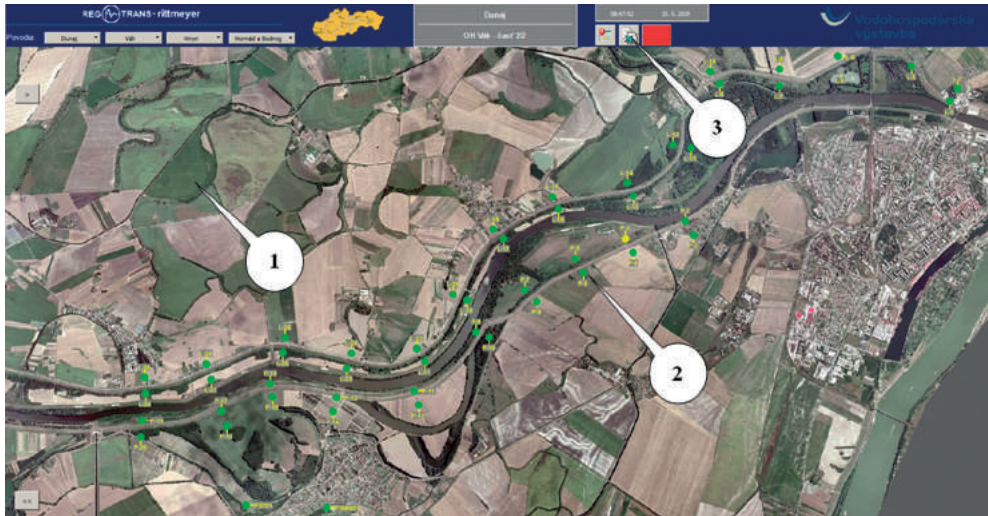


Fig. 3. The SCADA GUI (1 – aerial map, 2 – well points, 3 – export functions)

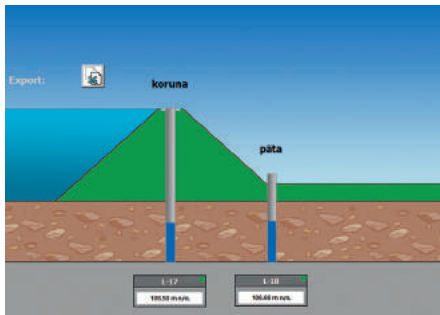


Fig. 4. Well profile screen

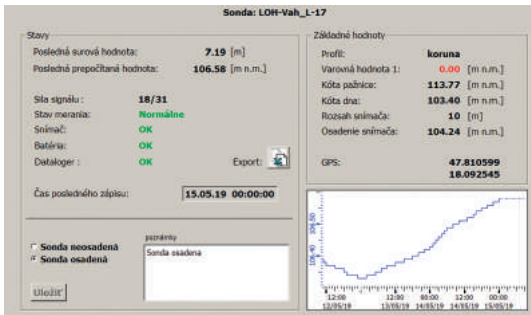


Fig. 5. Well data screen

4. Observation wells parameters

The groundwater level observation wells were installed between August 2010 and April 2011. The observation wells on the right-side flood protection dike of Váh and Small Danube were named P-1 to P-50. The total depths of the wells differ depending on the dike profile from 9.50 metres (P-2) up to 13.50 metres (P-37). The wells on the left-side flood protection dike of Váh are named L-1 to L-54 (well L-4 was not created). The total depths of the wells differ depending on the profile from 8.20 metres (L-38 and L-40) up to 14.50 metres (L-41). The odd numbered wells are located on the dike crest; the even numbered ones are located on the dike base. The wells on the dike crest and on the dike base are supported by local (PSM-001 to PSM-005) and terrain (PST-01 to PST-09) wells. The local wells are located within the limits of city Kolárovo; the terrain wells are located outside of the city.

The local wells range of depth is from 10 metres (PSM-001) to 11.50 metres (PSM-002). The terrain wells range of depth is from 10 metres (PST-02) to 12.50 metres (PST-01). The filter of the wells starts at around 2 meters for the wells at the base of the dike and around 4.50 meters for the wells on the dike crest. The length of the filter depends of the length of the well, from 6 up to 9 meters [Agócs 2011].

5. Automated monitoring system implemented in 2017/2018

To improve the level of TSS over flood protection dikes of the major rivers in Slovakia an improved monitoring system was designed and implemented in 2017, with the operation period starting in January 2018. The described portion of the project was installed on flood protection dikes of rivers Váh and Small Danube between towns Komárno and Kolárovo, in the south-western part of Slovakia (Fig. 6).

The system consists of 118 sensors in total. The system is supported by battery-supplied piezometers and dataloggers allowing GPRS transmission. The datalogger is connected to the GSM network and the monitoring centre via GSM APN gate. The dataloggers are equipped with Bluetooth module for wireless calibration on site. Measurements are performed once per hour and via GSM/GPRS modem transferred to TSS centre dispatching once every 24 hours. Three levels of limit values are defined for the sensed quantities. In case of reaching them, the system will send warning messages to predefined contacts by e-mail or SMS message. In this case the data is measured every 15 minutes until the emergency or limit values go back to normal.

Flood protection dikes are mostly located outside of urban areas and are less likely to be equipped with structures that would allow a direct source of electric energy for cable powered sensors. Dikes are also line constructions frequently of great lengths, with higher distances between observation wells compared to a „compact” water structure like a dam. The main advantages and disadvantages of battery powered sensors are [Minárik et al. 2018]:

1. Advantages:
 - cost reduction – do not require cable installations;
 - every sensor is independent – in case of failure only one measured value is lost;
 - less demanding service – system consisting of a small number of replaceable parts.
2. Disadvantages:
 - high failure rate – dataloggers located inside wells are exposed to high humidity and frost;
 - connection problems in areas weakly covered with GPRS signal resulting in the batteries discharging;
 - necessity of battery replacement – theoretical lifespan of batteries is 5 years under ideal conditions, in case of low signal; the frequent sending of warning messages reduces lifespan.

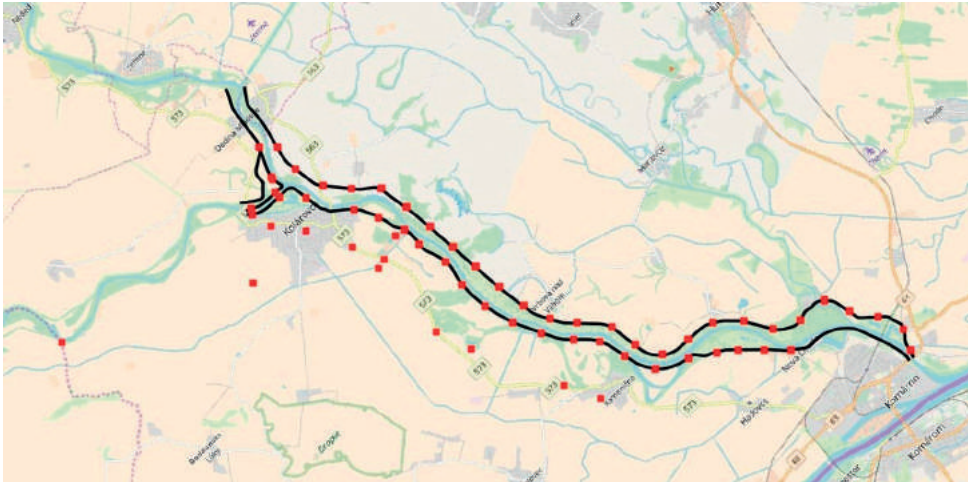


Fig. 6. Location of the automated sensors

The installation of the automated sensor uses the original well casings and covers of observation wells with slight modifications. The observation well cover modification consists of drilling two holes, one for manual measurement using measuring tape and the other for the installation of the datalogger's antenna in rubberized casing (Fig. 7, 8), which is attached to the cover with four screws. The datalogger is connected to the sensor by cable with various lengths depending on the well depth and the range of water levels to capture.

6. Benefits of automation – case studies

The main advantage of automated measuring system is an uninterrupted continuous stream of data. Compared to the traditional approach of manual measurements automated measurements are not affected by weather, inaccessibility of the observation wells or by unavailability of the staff that is performing the measurements (sickness, weekends, holidays etc.). In case of this automated system the measurement is performed every hour 24 hours a day. The manual measurements on the flood protection dikes of river Váh are performed twice a month, once in the first two weeks by the staff of the owner, Slovenský Vodohospodársky Podnik, SOE, and once in the last two weeks by the company responsible for the TSS, Vodohospodárska Výstavba, SOE. Figure 9 shows the comparison between the manual and automated measurements on the flood protection dike of river Váh between November 2018 and June 2019. The chart shows a gap in manual measurements between 12.12.2018 and 11.1.2019. The gap is due to the Christmas and New Year holidays in Slovakia. Without automated measurements there would be a considerable amount of data missing in this time period, in all of the monitored observation wells.

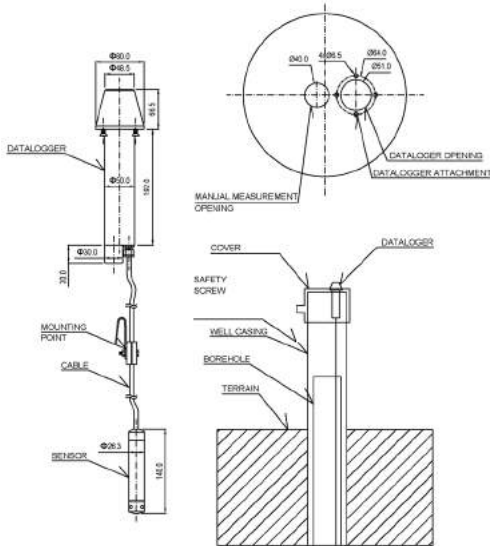


Fig. 7. Installation of the datalogger and sensor



Fig. 8. Observation well with installed datalogger

Figure 10 shows manual water level measurements in observation wells L-43 and L-44 compared to automated measurements performed in month January and February. The manual measurement performed roughly every two weeks failed to capture the sudden spike in river Váh water level measured in water monitoring station Kolárovo, that affected the observation wells since they are located in close proximity to the river body. No limit values were exceeded. The measured values differences and automated measurement maximums are shown in Table 1. The maximum difference between manual and automated measurement was 0.06 m. Differences up to 0.10 m are acceptable because of the possible calibration error

Table 1. Manual and automated measurements differences in observation wells L-43 and L-44

Observation well	L-43				L-44			
	11.1.2019	31.1.2019	11.2.2019	28.2.2019	11.1.2019	31.1.2019	11.2.2019	28.2.2019
Date								
Manual measurements (m a.s.l.)	106.69	106.64	107.13	107.18	106.67	106.62	107.10	107.17
Automated measurements (m a.s.l.)	106.71	106.64	107.15	107.21	106.73	106.68	107.15	107.23
Automated – manual difference (m)	0.02	0.00	0.02	0.03	0.06	0.06	0.05	0.06
Automated max. (m a.s.l.)	107.02	107.31	107.41		107.02	107.29	107.40	
Max. date	17.1.2019	6.2.2019	26.2.2019		17.1.2019	6.2.2019	26.2.2019	
Manual – max. difference (m)	0.33	0.67	0.28		0.35	0.67	0.30	

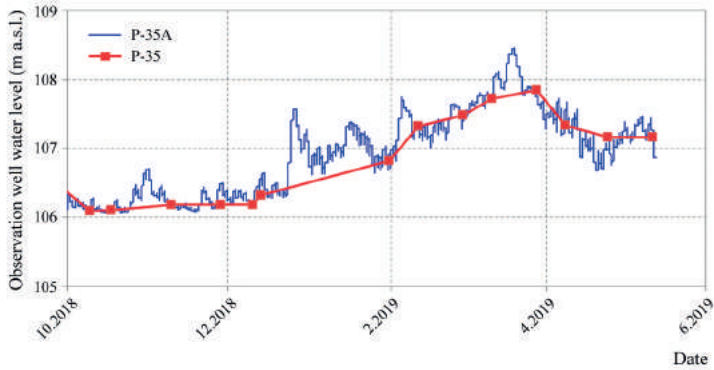


Fig. 9. Automated and manual measurements in observation well P-35 (Váh right-side flood protection dike)

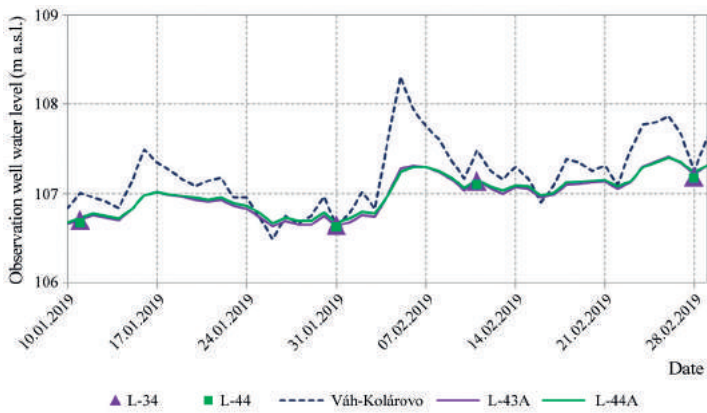


Fig. 10. Automated and manual measurements in observation well L-43 and L-44 (Váh right-side flood protection dike)

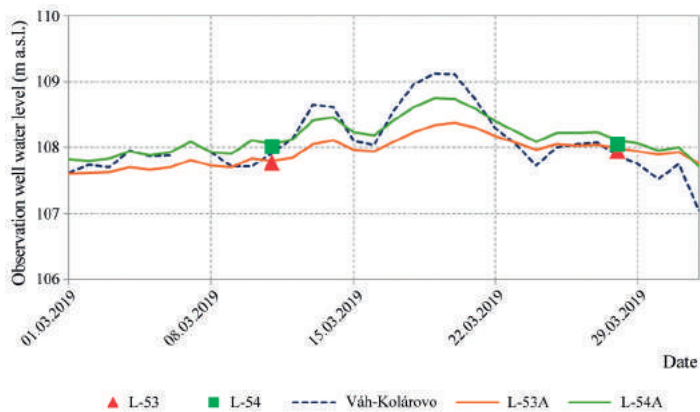


Fig. 11. Automated and manual measurements in observation well L-53 and L-54 (Váh right-side flood protection dike)

Table 2. Manual and automated measurements differences in observation wells L-53 and L-54

Observation well	L-53		L-54	
	11.3.2019	28.3.2019	11.3.2019	28.3.2019
Manual measurements (m a.s.l.)	107.76	107.94	108.02	108.05
Automated measurements (m a.s.l.)	107.80	107.99	108.06	108.11
Automated – manual difference (m)	0.04	0.05	0.04	0.06
Automated max. (m a.s.l.)	108.38		108.75	
Max. date	20.3.2019		19.3.2019	
Manual – max. difference (m)	0.62	0.44	0.73	0.70

and because the exact time of the manual measurement is unknown. The maximum water level values registered by automated sensors between two manual measurements were up to 0.67 m higher than the manual measurement.

Figure 11 shows manual water level measurements in observation wells L-53 and L-54 compared to automated measurements performed in month March (Tab. 2) The maximum difference between manual and automated measurement was 0.06 m. The maximum water level values registered by automated sensors between two manual measurements were up to 0.73 m higher than the manual measurement.

7. Conclusions

The presented paper describes a brief description of automated monitoring system implemented on flood protection dikes of major Slovak rivers including the advantages, disadvantages and the experience gained from the realization of the project in the years 2017 and 2018. Since the beginning of the operation the system is performing without problems and the captured data is safely transferred to the monitoring centre. In 2018 there were two damage events, where two dataloggers were vandalized by unknown person. The automated sensors will be replaced in the next service check-up of the system. The automated system provides an instant access to measured data for the certified persons authorized to perform the TSS of the water structures. New methods are being considered in terms of connection between the sensors and a monitoring centre including the IoT (Internet of Things) extended internet connectivity approach.

Literature

Agócs V., 2011, Technická správa z realizácie vrtných prác. SVD G – N, ochr. op. – Vybudovanie pozorovacích sond., AQUA INVEST SLOVAKIA, s.r.o., 53 pp.

- ICOLD, 2000, Automated dam monitoring systems, ICOLD Bulletin no 118, Paris, 253 pp.
- Kopčáková B., 2017, Vodná stavba ochranné hrádze váhu v okrese Komárno, hrona a ipľa v okrese Nové Zámky, Etapová správa o TBD za obdobie od 1.1.2017 do 31.12.2017. Vodohospodárska Výstavba, Štátny Podnik, 291 pp.
- Minárik M., Meszároš T., Tulák L., 2018, Lessons learned in application of automated monitoring systems on hydraulic structures in Slovakia, [in:] Sustainable and safe dams around the world. Proceedings of the ICOLD 2019 Symposium, CRC Press, 8 pp.

Zastosowanie danych teledetekcyjnych w monitoringu stanu technicznego zapór i wałów przeciwpowodziowych

Remote sensing data application in monitoring levee and dam technical state

Dagmara ZELAYA WZIĄTEK

*Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy
Podleśna 61, 01-673 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Monitoring stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych jest kluczowym elementem analizy potencjalnego zagrożenia powstania awarii. Jedną z ważniejszych czynności wskazujących w sposób bezpośredni na uszkodzenia oraz obszary podlegające erozji jest wizja lokalna, której wyniki są często zależne od doświadczenia badacza oraz dostępu do badanego obszaru. W celu zwiększenia wydajności oraz dokładności wyników wizji lokalnej, Ośrodek Technicznej Kontroli Zapór (OTKZ) od trzech lat stosuje monitoring lotniczy polegający na wykonaniu skaningu laserowego oraz sfotografowaniu obszaru wałów przeciwpowodziowych. Głównym wynikiem przetworzeń pomiarów teledetekcyjnych są Numeryczne Modele Terenu (NMT) oraz ortofotomapa. Dzięki stworzeniu Geoprzestrzennej Bazy Danych, składającej się z NMT, produktów NMT pochodnych (mapa spadków, krzywizny terenu, mapa cieniowana), ortofotomapy oraz danych opisowych, wnikliwa inwentaryzacja obszaru przeprowadzana jest w warunkach kameralnych. Stworzone modele pozwalają na identyfikację istniejącej infrastruktury oraz anomalii terenu, które traktowane są jako potencjalne zagrożenie (zaburzenia topografii wału) lub wskaźnik postępującej erozji.

Technika monitoringu z zastosowaniem skaningu laserowego jest również wykorzystywana w odniesieniu do zapór stale piętrzących wodę. Ze względu na potrzebę zagęszczenia pomiarów lidarowych, stosowany jest skaniny z niskiego pułapu lotu za pomocą Bezzałogowego Statku Powietrznego (BSL). W OTKZ pomiary wykonywane są wielowirnikowcem „Zawisak”. Otrzymane wyniki umożliwiają analizę stanu istniejących uszkodzeń oraz wykonanie bezpośrednio z NMT precyzyjnej krzywej napełnienia oraz krzywej pojemności zbiornika. Dzięki systematycznemu wieloczasowemu monitoringowi zbiornika i wykonaniu modeli różnicowych możliwy jest pomiar przemieszczeń zapór oraz kalkulacja stopnia zamulenia.

Używane w OTKZ metody monitoringu z zastosowaniem techniki skaningu lotniczego pozwalają na precyzyjną identyfikację uszkodzeń oraz śledzenie kierunków i rozmiarów zmian topografii obiektów piętrzących wodę, przy jednoczesnym skróceniu czasu oraz nakładu prac terenowych. Wykorzystanie tak nowoczesnych technik stanowi wyzwanie ze względu na konieczność opracowania dużej ilości

danych przestrzennych. W artykule omówiono schemat tworzenia produktów opracowania chmury punktów (NMT, produkty pochodne) oraz metody i przykładowe wyniki identyfikacji uszkodzeń wałów przeciwpowodziowych.

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach, wraz z rozwojem technik pomiarowych, nasila się trend wykorzystania skaningu laserowego w długoterminowym monitoringu zmian topografii terenu. W Ośrodku Technicznej Kontroli Zapór (OTKZ) od trzech lat bada się przydatność lotniczego skaningu laserowego do monitoringu stanu technicznego budowli hydrotechnicznych. Studia te potwierdziły dużą dokładność danych oraz wysoką wykrywalność wszelkich uszkodzeń deformacji terenu. W związku z powyższym podjęto decyzję o wdrożeniu technologii skaningu laserowego (LiDAR), jako jednej z podstawowych technik pomiarowych topografii oraz zmian morfologii wałów przeciwpowodziowych i zbiorników stale piętrzących wodę. Ze względu na dużą ilość wałów podlegających ocenie, do ich skaningu wykorzystuje się LiDAR lotniczy wysokiego pułapu.

Zastosowanie samolotu jako platformy pomiarowej pozwala na skanowanie większego obszaru w znacznie krótszym czasie w porównaniu do pozostałych nośników [Bakuła 2017]. W przypadku zapór oraz brzegów zbiorników wodnych skanowanie wykonywane jest przy użyciu bezzałogowej platformy lotniczej (BSL) niskiego pułapu – wielowirnikowca „Zawisak”. BSL wyposażony jest w głowicę obserwacyjną, składającą się ze skanera YellowScan Surveyor oraz kamery optycznej. Pomiar wielowirnikowcem pozwala na uzyskanie gęstszej niż w przypadku samolotu chmury punktów, a tym samym bardziej szczegółowy pomiar. Niezależnie od użytej platformy dane wyjściowe przechowywane są w postaci „chmury punktów”, czyli pojedynczych punktów pomiarowych, zawierających takie informacje, jak współrzędna geograficzna w formacie XYZ oraz intensywność powracającego sygnału. Dzięki zapisom intensywności oraz czasu powracającego sygnału, każdemu ze zmierzonych punktów nadawany jest kod klasyfikacyjny, czyli wstępna ocena określająca rodzaj pokrycia terenu, który dany punkt prezentuje. Następnie dane podlegają wnikliwemu przygotowaniu składającemu się z kilku etapów, m.in. filtracji niepożądanych punktów, przygotowania Numerycznego Modelu Terenu (NMT) oraz produktów NMT pochodnych. W zależności od zastosowania danych, przetworzenia są analizowane pod kątem wykrycia uszkodzeń wałów przeciwpowodziowych lub w przypadku, gdy do dyspozycji jest również skanowanie wykonane w poprzednich latach, wykrycia zmian topografii oraz objętości tych zmian [Sieński 2015]. Dodatkową pomocą przy interpretacji i analizie danych jest porównanie przetworzeń z ortofotmapą stworzoną ze zdjęć lotniczych wykonanych w momencie skanowania.

Dzięki tak precyzyjnym materiałom porównawczym i analizie opartej na przetworzeniach geoprzestrzennych, identyfikacja uszkodzeń obwałowań oraz inwentaryzacja terenu

jest wykonywana w warunkach kameralnych. Dane terenowe są precyzyjne, opracowania charakteryzują się wysoką jakością, a prace kameralne mniejszą czasochłonnością niż do tej pory wykorzystywane w OTKZ tradycyjne metody pomiaru.

2. Opracowanie danych

Pierwszym, a zarazem najważniejszym etapem, jest umiejętne przygotowanie danych wyjściowych. Od tego procesu zależy jakość Numerycznego Modelu Terenu, a tym samym dokładność odwzorowania rzeczywistej topografii terenu w środowisku komputerowym. Zarządzanie chmurą punktów jest problematyczne ze względu na duży rozmiar danych i wymaga odpowiedniego procesora oraz doboru najefektywniejszych formatów poszczególnych danych przejściowych.

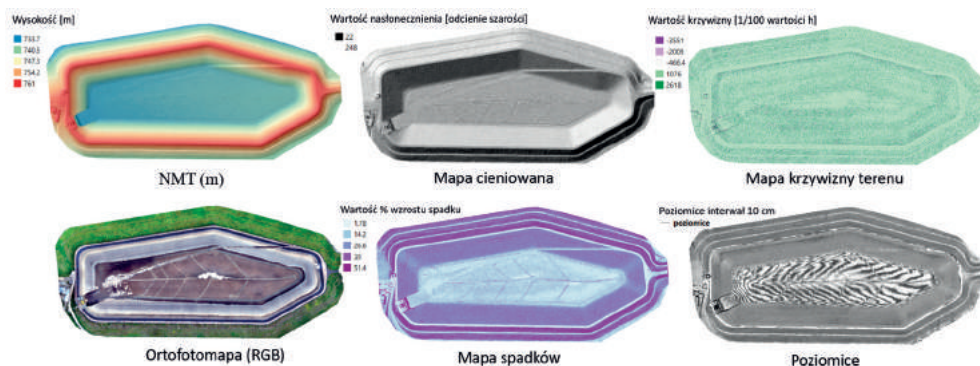
Wstępne przetworzenie chmury punktów polega na odpowiednim przygotowaniu danych do stworzenia NMT. Pierwszą z czynności przygotowawczych jest georeferencja surowych danych ze skaningu oraz wybór obszaru. Uszczegółowienie zakresu danych jest szczególnie ważne w przypadku skaningu z BSL. Ze względu na duży kąt padania wiązki lasera przy skrajnym wychyle lustra, czyli na skraju pasów skanujących, pomiar obszarów peryferyjnych jest obciążony błędem. Z tego względu chmury punktów są przycinane do zakresu gwarantującego wysoką dokładność.

Wyselekcjonowane dane podlegają klasyfikacji, czyli przypisaniu każdemu z punktów informacji na temat rodzaju powierzchni, który dany punkt reprezentuje. Klasyfikacja ta jest niezbędna do prawidłowego wyboru obiektów podlegających dalszej analizie [Kurczyński 2013]. W przypadku wałów przeciwpowodziowych i zbiorników wodnych istotne są punkty prezentujące tylko powierzchnię terenu, czyli tak zwany „grunt”. Pozostałe punkty prezentujące pokrycie terenu są filtrowane i usuwane. Aby ułatwić interpretację danych i zapewnić dokładną filtrację, chmura punktów jest „kolorowana” na podstawie ortofotomapy tego samego obszaru (rys. 1). Proces ten polega na przypisaniu poszczególnym punktom informacji RGB pochodzącej z georeferowanej ortofotomapy. Dzięki nadaniu chmurze punktów kolorów, osoba nadzorująca filtrację danych ma możliwość weryfikacji poprawności klasyfikacji, która zwykle jest procesem automatycznym.

Na tym etapie dane są przygotowane do stworzenia Numerycznego Modelu Terenu, czyli ciągłej reprezentacji powierzchni gruntu, który jest podstawowym produktem stanowiącym bazę do identyfikacji zaburzeń topografii obwałowań. Analizę nieciągłości terenu można przeprowadzić również bezpośrednio z chmury punktów. Wówczas dokładność analiz, poza czynnikami wpływającymi na dokładność pomiaru, jest dodatkowo zależna od gęstości punktów pomiarowych. I tak na przykład, skaningu wykonany za pomocą BSL (zapory wodne i brzegi zbiorników), który charakteryzuje się gęstością osiagającą wartość około 150 p/m², jest wystarczająco dokładny do analizy bezpośrednio z danych 3D, ale już w przypadku



Rys. 1. Pokolorowana chmura punktów, zbiornik Porąbka Żar w trakcie opróżnienia zbiornika [opracowanie archiwalne OTKZ]



Rys. 2. Produkty NMT pochodne, przykład zapory Porąbka Żar

skaningu wykonanego z wysokiego pułapu, który charakteryzuje się gęstością około 25 p/m^2 , konieczna jest interpolacja, podczas której powstaje ciągła powierzchnia pokrycia terenu. Interpolacja umożliwia odczyt współrzędnych z dowolnego miejsca obszaru, a tym samym wykonanie ciągłego przekroju i profilu. Przygotowanie NMT jest procesem automatycznym i przeprowadzonym w środowisku GIS.

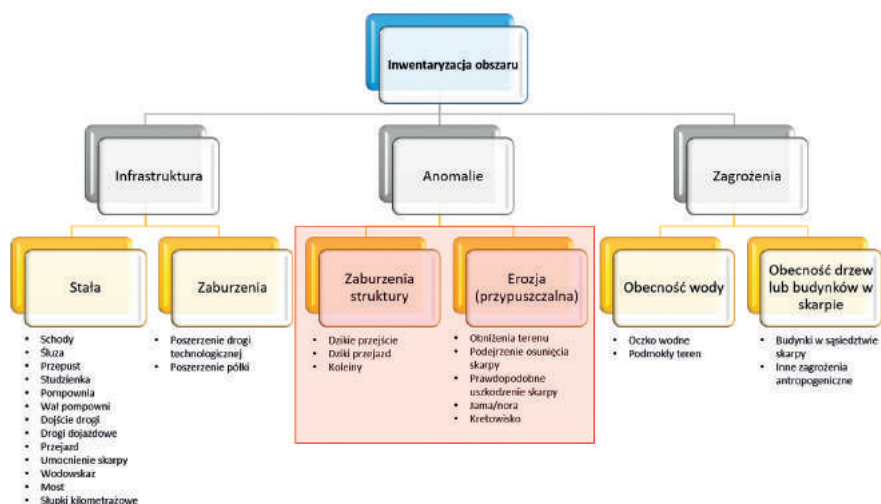
Dodatkowymi produktami pomocnymi w identyfikacji uszkodzeń są produkty NMT pochodne (rys. 2). W OTKZ przygotowywane są następujące mapy: 1) spadki terenu – wartości spadku wyrażone w procentach wzrostu spadku; 2) mapa cieniowana – mapa prezentująca zacienienie rzeźby terenu uwzględniające oświetlenie modelu terenu o azymucie 315 stopni i wysokości 45 stopni w skali szarości; 3) mapa krzywizny terenu – wyrażająca kształt krzywizny spadków terenu; 4) poziomice o interwale 10 cm. Ortofotomapa jest wykonywana w oprogramowaniu FotoScan. Referencja poszczególnych zdjęć lotniczych powsaje

na podstawie pomiarów sygnalizowanych w terenie (fotopunktów), pomierzonych metodą RTK z poprawkami ASG-EUPOS.

Przygotowane dane przestrzenne stanowią bazę danych stworzoną w oprogramowaniu ArcGIS. Przechowywanie wszystkich produktów w jednym projekcie pozwala na sprawny przegląd i weryfikację poprawności identyfikacji potencjalnych uszkodzeń na kilku zestawach danych. Bazy danych zostają dodatkowo uzupełnione o informacje z bezpośrednich pomiarów geodezyjnych korony wału, wykonanych jako punkty służące weryfikacji dokładności ortofotomapy i NMT. Dodatkowo baza może zostać uzupełniona o dane opisowe pochodzące z obserwacji terenowych, w przypadku, gdy obserwacjom towarzyszyły pomiary RTK.

3. Identyfikacja uszkodzeń wałów przeciwpowodziowych

Inwentaryzacja wałów przeciwpowodziowych polega na manualnym przeglądzie i wektoryzacji obiektów stanowiących infrastrukturę, obszarów będących anomaliami terenu oraz pozostałych potencjalnych zagrożeń. Schemat zawierający elementy podlegające inwentaryzacji przedstawiono na rysunku 3. Infrastruktura została podzielona na stałą – czyli elementy znajdujące się w książce obiektu – oraz na zaburzenia infrastruktury – takie jak poszerzenie drogi technologicznej lub półki. Najważniejszą częścią inwentaryzacji terenu jest wykrycie anomalii. Zidentyfikowane obszary problematyczne dzielą się na dwa rodzaje. Pierwszy z nich to zaburzenia struktury wału przeciwpowodziowego, np. dzikie przejścia i przejazdy oraz koleiny. Wpływają one na zmianę topografii obwałowania, nie naruszając znacznie jego struktury wewnętrznej. Drugi rodzaj anomalii, określanej jako przypuszczalna erozja, stanowią uszkodzenia wału, których wynikiem jest zmiana struktury wewnętrznej,

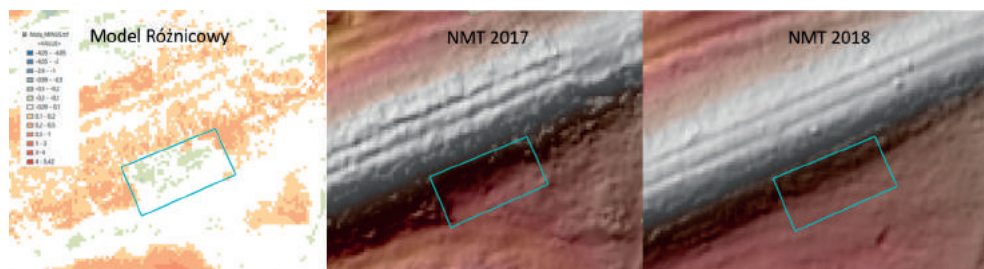


Rys. 3. Schemat inwentaryzacji obszaru wałów przeciwpowodziowych

a tym samym parametrów geotechnicznych wału. Ten element anomalii jest najgroźniejszy i powinien być monitorowany w kolejnych okresach pomiarowych. Ostatnim z inwentaryzowanych elementów są zagrożenia, których obecność może wskazywać na aktywność takich procesów jak sufozja lub elementów niepożądanych w bliskim sąsiedztwie wałów przeciwpowodziowych.

Inwentaryzacja uszkodzeń wałów przeciwpowodziowych jest wykonywana w zależności od ilości kampanii pomiarowych w sposób statyczny lub dynamiczny [Wziętek 2015]. Pierwszym z etapów jest identyfikacja zaburzeń ciągłości struktury wału, które są przypuszczalnym uszkodzeniem. Analiza ta jest przeprowadzana na zestawie danych przygotowanych z pojedynczego okresu pomiarowego i z tego względu etap ten został roboczo nazwany inwentaryzacją statyczną. Pierwszy zestaw danych jest traktowany jako referencyjny. Kolejnym krokiem jest weryfikacja poprawności identyfikacji uszkodzeń na drugim zestawie danych, z pomiarów wykonanych w pewnym odstępie czasu. Dla nowych danych przygotowywane są produkty przestrzenne o rozdzielczości podobnej do zestawu poprzedniego. Następnie wykonywany jest model różnicowy ukazujący zmiany powierzchni terenu między modelem referencyjnym a kolejnym pomiarem. Model różnicowy jest analizowany pod kątem weryfikacji aktywności obszarów erozyjnych. Jeśli uszkodzenie zidentyfikowane na modelu referencyjnym zmienia kształt lub/i topografię (ulega dalszemu obniżeniu), wówczas obszar zostaje uznany za uszkodzenie aktywne. Przykład wysokościowego modelu różnicowego i NMT z aktywnym uszkodzeniem dla wału zlokalizowanego przy rzece Odra przedstawiono na rysunku 4. Średni błąd wysokościowy RMS (m) chmury punktów zmierzonych za pomocą platformy lotniczej wysokiego pułapu w 2017 r. wynosi 0,8 cm. Pomiar w roku 2018 wykonano za pomocą BSL „Zawisak”. Średni błąd wysokościowy RMS (m) chmury punktów 2018 r. wynosi 15 cm, Dokładność została zweryfikowana na podstawie pomiarów techniką GPS RTK.

Wszelkie wykryte obszary aktywnej erozji powinny być monitorowane i poddane badaniom geotechnicznym w celu ustalenia przyczyny uszkodzenia. Jeśli model różnicowy nie wykazuje zmiany obniżenia terenu między dwoma pomiarami, to uszkodzenie klasyfikowane jest jako nieaktywne i wskazywane jako obszar do modernizacji. Poza weryfikacją aktywności



Rys. 4. Przykład wykrycia aktywnej erozji na podstawie analiz zmian wysokościowego modelu różnicowego; zielony obszar na modelu wskazuje obniżenie terenu między badanymi okresami

erozji, drugi zestaw danych poddawany jest kolejnej inwentaryzacji mającej na celu identyfikację obszarów potencjalnej erozji nie wykrytych na modelu referencyjnym. Aby ułatwić zarządom wałów interpretację danych oraz lokalizację zinwentaryzowanych elementów, wszystkie obiekty oraz uszkodzenia zapisywane są w formie wektorowej z zachowaniem struktury przedstawionej na rysunku 3 i włączane do bazy danych przestrzennych.

4. Skaniny laserowy w monitoringu zapór i zbiorników wodnych

Monitoring zapór i zbiorników wodnych przebiega podobnie jak w przypadku wałów przeciwpowodziowych. Różnicę stanowi platforma pomiarowa – tutaj jest nią BSL. Z tego względu przygotowanie zarówno chmury punktów, jak i NMT wymaga większej uwagi. Niezwykle ważne jest sprecyzowanie przez oceniającego, które elementy powierzchni terenu są istotnie i powinny być analizowane. Dla wałów przeciwpowodziowych NMT jest tworzone na podstawie chmury punktów prezentującej grunt. W przypadku zapór oraz utwardzonych zbiorników wodnych powierzchnię terenu niekiedy stanowi beton, który ze względu na silny sygnał powracającego impulsu pomiarowego podczas automatycznej klasyfikacji chmury, często jest błędnie klasyfikowany jako budowla. Błędna klasyfikacja inicjalnej chmury punktów może spowodować usunięcie istotnych elementów (w tym przypadku betonowych).

Uszkodzenia zbiorników wodnych są identyfikowane, podobnie jak w przypadku wałów przeciwpowodziowych, na podstawie analizy różnic terenu między modelem referencyjnym a modelami z kolejnych kampanii pomiarowych. Ze względu na brak zadarnienia na powierzchniach betonowych, wszelkie pęknięcia betonów są łatwe do identyfikacji przy użyciu ortofotomapy, jednak wielkości zmian są analizowane na podstawie modelu różnicowego.

Poza identyfikacją uszkodzeń skarp oraz betonów zbiorników wodnych, model różnicowy jest wykorzystywany do obliczania wielkości przemieszczeń obwałowań przed i po napełnieniu zbiornika. W przypadku wykonania modelu referencyjnego przed napełnieniem zbiornika, na podstawie NMT obliczane są precyzyjne krzywe pojemności i powierzchni. Jest to element niezwykle ważny z uwagi na fakt, iż krzywe projektowe często różnią się od rzeczywistych z powodu zmiany batymetrii zbiornika wskutek zamulania. Kolejnym sposobem wykorzystania NMT zbiorników wodnych jest obliczanie wielkości zamulenia jako różnicy objętości terenu dna między modelem referencyjnym a najnowszym pomiarem. Pomiary są wykonywane w okresach opróżnienia zbiorników. W przyszłości w OTKZ planowane są badania nad możliwością identyfikacji rodzaju osadów przy użyciu map struktury i krzywizny dna. Niezwykle ważną funkcjonalnością wyjściowej bazy danych jest możliwość samodzielnego wykonywania przez użytkownika pomiarów na produktach przestrzennych, takich jak profile czy różnice wysokości pomiędzy wybranymi obszarami zainteresowań.

5. Wnioski

Analizy stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych oparte na skaningu laserowym są znacznym uszczegółowieniem dotychczas wykonywanych pomiarów geotechnicznych. Dzięki nalotom fotogrametrycznym i jednoczesnemu wykonaniu zdjęć oraz skaningu laserowego, pozyskane dane są spójne i precyzyjne. Na podstawie pomiarów wykonywana jest ortofotomapa, NMT oraz produkty NMT pochodne, które stanowią podstawę do stworzenia geoprzestrzennej bazy danych. Duża dokładność przetworzeń NMT umożliwiła wykonanie wizji lokalnej (identyfikację obiektów charakterystycznych), a co ważniejsze, analizę anomalii powierzchni terenu. Posługując się produktami pochodnymi modelu, takimi jak mapa spadków i mapa cieniowana, identyfikowane są miejsca potencjalnej erozji. W przypadku monitoringu wieloczasowego wykonywany jest model różnicowy, który wizualizuje zmiany objętości i topografii terenu. Analiza modelu różnicowego umożliwia klasyfikację wykrytych w podejściu statycznym potencjalnych uszkodzeń jako miejsca erozji aktywnej lub uszkodzenia nieaktywne. Opracowanie jest podstawą do wskazania obszarów, które powinny być naprawione (uszkodzenia nieaktywne) oraz dalej monitorowane i badane w celu wykrycia i usunięcia przyczyn uszkodzenia. Monitoring zapór oraz zbiorników wodnych, ze względu na wykorzystanie platformy niskiego pułapu, jest bardziej czasochłonny, co przekłada się na wzrost dokładności i gęstość danych pomiarowych. Poza standardowo wykonywaną identyfikacją uszkodzeń, obliczeniem przemieszczeń zbiorników wodnych oraz obliczeniem krzywej pojemności i powierzchni zbiornika, produkty skaningu laserowego mają duży potencjał, który jest obecnie analizowany w OTKZ. Możliwości wykorzystania NMT zwiększają się wraz z rozwojem techniki przetworzeń danych. Obecny stan wiedzy i wykonane dotychczas w OTKZ badania dowodzą, iż monitoring z zastosowaniem techniki skaningu lotniczego przewyższa dokładnością dotychczas stosowane techniki pomiaru, jednocześnie skracając czas oraz nakład pracy. Z tego względu lotniczy skaningu laserowy został zaliczony w OTKZ do podstawowych technik monitorowania wałów przeciwpowodziowych, stanowiąc nieocenione wsparcie dla oceny stanu technicznego.

Literatura

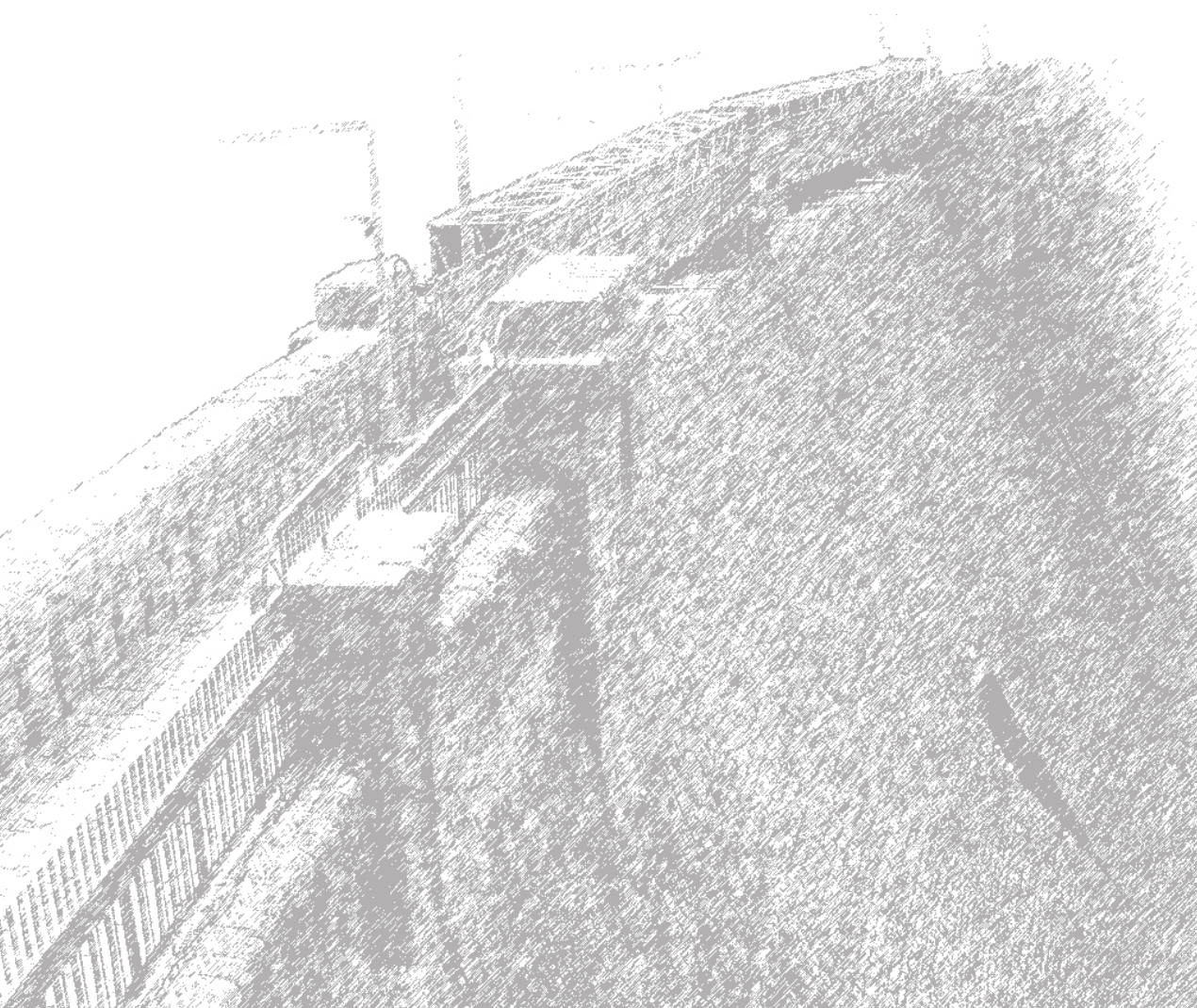
- Bakuła K., Salach A., Zelaya Wziątek D., Ostrowski W., Górski K., Kurczyński Z., 2017, Evaluation of the accuracy of lidar data acquired using a UAS for levee monitoring: preliminary results, *International Journal of Remote Sensing*, 38 (8-10), 2029-2036, DOI: 10.1080/01431161.2016
- CIRIA, 2013, *The international levee handbook*, CIRIA C731, Construction Industry Research and Information Association, Londyn, 1332 s.
- Kurczyński Z., Bakuła K., 2013, The selection of aerial laser scanning parameters for countrywide digital elevation model creation, [w:] *Informatics, Geoinformatics and Remote Sensing Confe-*

rence Proceedings. Volume II: Geodesy and mine surveying, photogrammetry and remote sensing, 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference, 17-21.06, Albena, 695-702

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

Wziątek D., 2015, Monitoring and supervision of levees structures parameters with the use of UAV laser scanning measuring system, [w:] Eksploatacja budowli piętrzących – diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom, J. Winter, A. Wita (red.), IMGW-PIB, Warszawa, 477-486

**ZAGADNIENIA
GEOTECHNICZNE
W HYDROTECHNICE**



Analiza numeryczna zniszczenia zapory Cholticky

Numerical analysis for the dam break of the Cholticky dam

David DUCHAN, Lubomir PETRULA, Jaromir ŘÍHA

*Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering
Veveří 331/95, 602 00 Brno, Czech Republic*

Summary

The paper deals with a simplified technique used for the determination of the dam break flood parameters at Cholticky embankment dam in the Czech Republic. The procedure consists of flood routing through the reservoir, numerical modelling of dam break processes and routing of the induced flood along the area downstream of the dam. Brief introduction to the algorithm and programming techniques are also attached. The processing of the modelling results is demonstrated for the exposed area. Dam breaches resulting from overtopping and from internal erosion by a concentrated leak through a pipe are reported. The results may be used for evacuation plans and estimates of potential life and property losses.

1. Introduction

In the Czech Republic, there are about 250 large dams and about 20,000 small reservoirs. Most of these are historical ponds older than 100 years. Hydraulic structures older than 300 years are not exceptional. From experiences from the past floods in 1997, 2002, 2006, 2010 and 2013, numerous large dams have been highly loaded and several small dams collapsed [Jandora, Říha 2008]. This fact stresses the importance of the Emergency Action Plans (EAP) of areas downstream the dams and some new requirements for EAP were added. One of these requirements is to specify a potential negative effect of dam failure for newly designed water retaining structures. In some cases, this requirement is set for older reservoirs that are known to be problematic in terms of e.g. increased seepage or inadequate spillway capacity. The main data describing dam failure include the flood hydrograph, and the maximum discharge and time characteristics of the failure. The failure effect downstream of the dam can be described by flood extent as well as water depth and velocity [Smith 1978; Vreugdenhil 1998; Jain 2001; Brunner 2016]. A potential flood due to failure then provides the basis of the EAP. The procedure for obtaining the required data is easy in case of large dams

[Fread 1988; Wahl 1998; Holomek, Říha 2000] due to sufficient funds. However, funds for dam break analyses for small reservoirs are limited so some simplifications have to be made.

In this paper, a simplified numerical dam break analysis of the Choltický reservoir is presented along with the propagation of the dambreak flood in the floodway downstream of the dam.

2. Choltický reservoir description

The Choltický reservoir was designed as a detention reservoir. Its main purpose is to retain and transform eventual floods in the area. It is located in the Czech Republic to the west of Opava city in the Moravian-Silesian Region. The reservoir was completed in 2016.

The dam body was designed with trapezoidal cross-section of height 6.7 m. The dam crest is 4 m wide at elevation 332.30 m a.s.l. Dam slopes are 1:3.5 (upstream) and 1:2.2 (downstream). Total crest length is about 203 m. The dam fill material is homogenous local clayey soil. The typical cross-section is shown in Figure 1. Although Choltický reservoir is categorised as a dry reservoir, it retains some water to a minimum water elevation (324.32 m a.s.l.) for ecological reasons. The total amount of retained water is about 130,000 m³.

The bottom outlet and the spillway are combined in one structure. The outlet diameter is 600 mm. The length of the spillway crest is 10 m at elevation 330.80 m a.s.l. and its design discharge is 7.44 m³/s. To pass the extreme flood, an emergency spillway was provided at the dam crest. Its width is 10 m with a trapezoidal channel with 1:10 slopes. The spillway elevation is 331.30 m a.s.l. Total width of the emergency spillway is about 30 m. The surface of the spillway is covered by rocks of 0.4 m in size. Dams with these characteristics are required to pass a flood with 1,000 years return period.

3. Methods

Generally, the whole analysis consisted of a dam break analysis and dam break flood routing downstream of the dam. These two steps are described in following sections.

3.1. Dam break analysis

The objective of the dam break analysis is to obtain the flood hydrograph resulting from the dam failure, which can be used later for flood routing. For EAP purposes, the worst flood scenario resulting from the dam failure was required. This was achieved by obtaining the out-

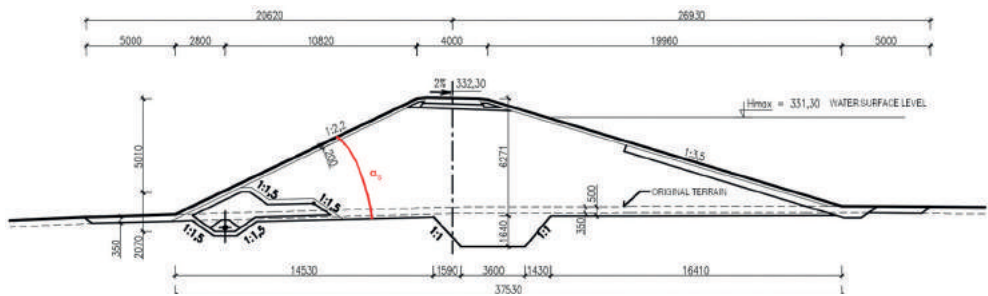


Fig. 1. Cholticky dam cross-section (simplified)

flow hydrograph for the worst possible dam break scenario. The conditions of the scenario were assessed in terms of maximum discharge and time characteristics.

According to statistics, the most common causes of dam failure are overtopping and piping [Wahl 1998; Alhasan et al. 2015]. This fact was used as the first assumption for the dam break analysis of Cholticky dam and only these two failure causes were modelled later (Sections 3.1.2 and 3.1.3).

3.1.1. Input data

Input data concerning the dam and reservoir were needed for the following parts of analysis. For the Cholticky dam, input data contained dam geometry, spillways' and outlet's capacity, material characteristics, vegetation, foundation geology, hydrology and the relation between the water surface elevation and the water volume in the reservoir. The data were taken from the design documentation. The breach data as an input for the analysis were subjected to parameter optimisation (Section 3.1.5). These data consisted of failure location, material resistances, erosion rate coefficients, etc.

The hydrograph of entering flood was part of the input data given for the Cholticky catchment area and was obtained from the Czech Hydrometeorological Institute (Fig. 2).

3.1.2. Initial analysis

First, potential failure modes were identified and assessed for the Cholticky dam. For an overtopping failure mode, a possible location of dam crest subsidence was searched for. This was not detected by geodetic survey, however it was assumed to develop in future at the highest dam profile close to the outlets where uneven settlement may occur. Due to the design of outlet and spillway, overtopping of the dam should not occur for design

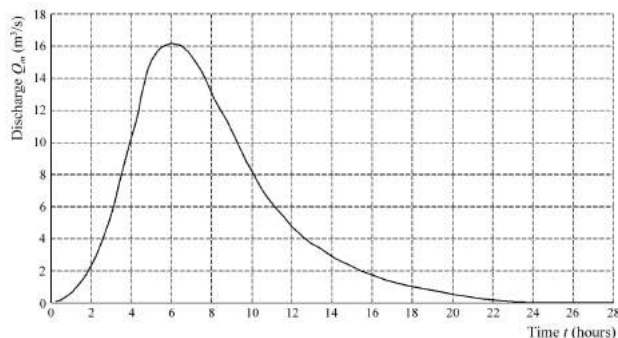


Fig. 2. Flood wave with 10,000 years return period entering the reservoir

flood with 1,000 years return period, however in the case of a flood with 10,000 years return period ($Q_{max} = 16.2 \text{ m}^3/\text{s}$, flood wave volume: $450,000 \text{ m}^3$) overtopping may occur. The dam may be overtopped also due to non- or partial-functionality of the bottom outlets or blocking of the spillway by floating debris, logs, etc. This combination was taken into account in further considerations about the worst possible hazard scenario. The possibility of internal erosion and piping occurrence results from the erodibility of the dam fill and foundation materials and critical hydraulic gradient governing the erosion processes. The location of possible concentrated leak was identified close to the bottom outlet where original Cholticky creek was located. In design, the creek was re-routed towards the outlet and its original channel was filled up by soil. Another potential location of failure was due to surface (external) erosion of the emergency spillway. Damage may start at a flood discharge $18.8 \text{ m}^3/\text{s}$ due to scouring of spillway rip-rap [Linford, Saunders 1967] which is beyond the expected 10,000 years catastrophic discharges. Therefore, only dam overtopping and piping failure modes are taken into account in further analysis. For the analysis theoretical flood hydrograph at the entrance to the reservoir was assumed (Fig. 2). The aforementioned possible failure locations are depicted in Figure 3.

3.1.3. Overtopping modelling

The overtopping location was assumed to occur close to the bottom outlets due to possible poorer compaction and higher settlement. The progress of the erosion is highly dependent on the dam geometry, the material that is to be eroded and the crest surface resistance. The limit of the erosion was chosen to be at the interface of the base of the dam and its foundation due to the fact that the soil in the foundation had higher erosion resistance.

For the small Cholticky dam, a simplified model presented by Jandora and Říha [2002] was applied. A breach occurring at the highest profile (before construction of the road on the crest) was assumed to be rectangular with both vertical and horizontal progression of erosion. The breach was thus getting deeper and wider over time, in order to improve un-

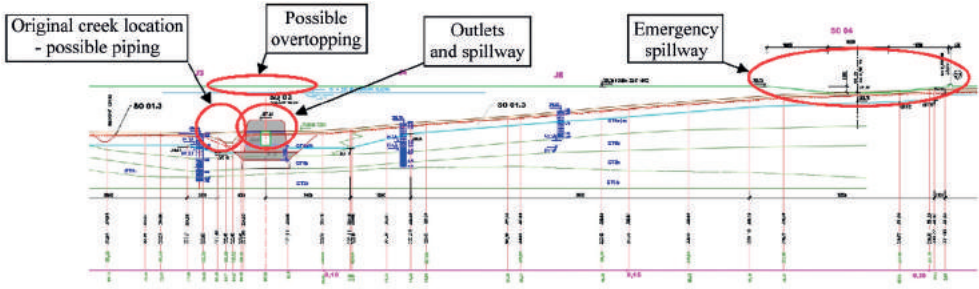


Fig. 3. Possible failure locations at Cholticky dam

understanding of the final breach dimensions. The initial breach bottom of Cholticky dam was assumed identical with the crest elevation. This variable along breach width was subjected to optimisation (Section 3.1.5).

The erosion is generally a process of removing material with time, therefore all corresponding variables are time dependent. For the modelling of changes in breach geometry, a sufficiently small time step Δt was used. The model of overtopping consisted of three following steps:

- solving the flow through spillways and outlets Q_m (rating curves);
- solving the flow through the breach Q_{BR} ;
- solving the erosion of the dam material during the breaching;
- flood routing through the reservoir (change in water volume and water depth);
- specification of initial conditions.

FLOW THROUGH THE SPILLWAY AND OUTLETS

For the analysis, rating curves for spillways and outlets were necessary. The curves were taken from traditional hydraulic calculations of these structures and were provided by the guidelines for the operation. The sum of discharges through these structures is denoted $Q_f(t)$ (Section 3.1.2).

FLOW THROUGH THE BREACH

A criterion to determine whether overtopping occurs had to be assessed. This was done by comparing the actual reservoir water level and the actual breach bottom elevation. The hydraulics of a broad-crested weir was applied for the overflowing the dam crest during breaching:

$$Q_{BR} = m_b b_0 \sqrt{2gh}^{3/2} \quad (\text{in m}^3/\text{s}) \quad (1)$$

where: $Q_{BR}(t)$ is the discharge through the breach; m_b is the discharge coefficient (constant in time); $b_0(t)$ is the breach; g is the acceleration due to gravity; $h(t)$ is the difference between the water level elevation and the breach bottom at the dam crest; t is the time. The inflow velocity v_0 was neglected.

The overflowing water then continues along the downstream slope of the dam with the depth $h_s(t)$. The flow velocity in the breach $v_{BR}(t)$ was calculated and compared with the non-scouring velocity v_{ns} (Section 3.1.5). The flow velocity follows:

$$v_{BR} = \frac{\sqrt{\sin \alpha_s}}{n_s} h_s^{4/6} \quad (\text{in m/s}) \quad (2)$$

where: α_s is the angle of the downstream dam slope ($\alpha_s = 24.44^\circ$); n_s is the roughness coefficient of the downstream slope ($n_s = 0.035$); and $h_s(t)$ is water depth in the breach channel. These values were assumed constant along the breach length.

During the dam crest overtopping, two states may occur:

- the flow does not cause dam erosion – flow velocity $v_{BR} \leq v_{ns}$, where v_{ns} is non-scouring velocity;
- the flow causes erosion ($v_{BR} > v_{ns}$) and the breach shape changes in both vertical and horizontal direction.

EROSION OF THE BREACH

When the erosion occurs, changes of breach depth and width for given time step Δt may be approximated as follows [Jandora, Říha 2002]:

$$\frac{dZ_{BR}}{dt} = -\alpha_1 v_{BR} \approx -\frac{\Delta Z_{BR}}{\Delta t} \quad (\text{in m/s}) \quad (3)$$

$$\frac{db_{BR}}{dt} = +\alpha_2 v_{BR} \approx \frac{\Delta b_{BR}}{\Delta t} \quad (\text{in m/s}) \quad (4)$$

where: $Z_{BR}(t)$ is the breach bottom elevation; α_1 and α_2 are erodibility coefficients (-) for given material assumed constant during the time and along the whole breach width and length; $b_{BR}(t)$ is the breach width. The coefficients α_1 and α_2 for Cholticky dam were determined by model optimisation (Section 3.1.5) in order to achieve the worst possible scenario with maximum peak of the breach discharge. From Eqs. (3) and (4) Z_{BR} and b_{BR} in the next time step were obtained.

CHANGE OF RETAINED VOLUME OF WATER AND WATER SURFACE ELEVATION

When calculating breach bottom elevation and the breach width, outflow breach discharge was determined from Eq. (1). The change of reservoir volume was calculated:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_f - Q_{BR} \approx \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (\text{in m}^3/\text{s}) \quad (5)$$

where: ΔV is the change of water volume in the reservoir and $Q_{in}(t)$ is the flow entering the reservoir. Based on the change of reservoir volume the reservoir water level and overflow depth $h(t)$ were specified.

INITIAL CONDITIONS

Initial conditions concerned initial breach elevation (332.30 m a.s.l.), initial inflow discharge to the reservoir (given by the flood hydrograph in Fig. 2), outflow from the reservoir (given by the flow characteristics of bottom outlet and spillway), initial reservoir water level (324.32 m a.s.l.) and so the initial water volume in the reservoir.

RESULTS FROM THE OVERTOPPING MODEL

The main result from the model is the outflow hydrograph resulting from the overtopping (Fig. 4). For better understanding of the process, reservoir water level is included in Figure 4. The obtained result assumed the worst possible overtopping scenario based on the optimisation procedure (Section 3.1.5). The maximum outflow from the reservoir is $146 \text{ m}^3/\text{s}$. The maximum outflow passed about 2 hours after erosion started and after another 15 minutes the maximum breach occurred.

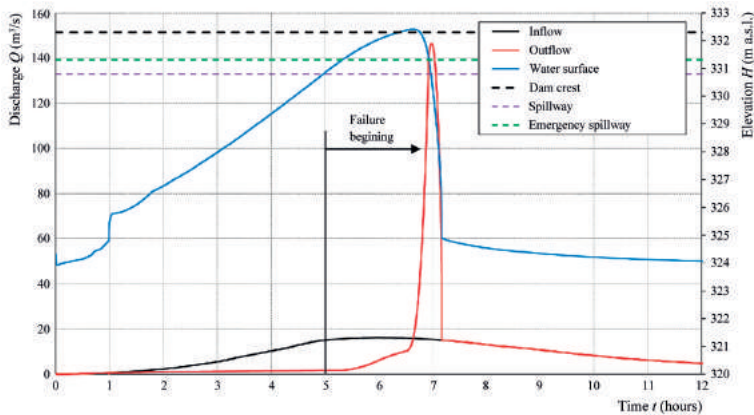


Fig. 4. Hydrograph of flood wave resulting from overtopping

3.1.4. Piping modelling

In the model, concentrated leak erosion was taken to occur from flow through a ‘hole’, a straight pipe in which walls are uniformly eroded. A pipe was predefined along the former Cholticky creek, which was rerouted toward the bottom outlet. The worst scenario was specified by defining the shortest possible pipe in the dam or its foundation. The pipe was horizon-

tal in elevation 323.80 m a.s.l. with circular cross-section [Wan, Fell 2002; Bonelli, Benahmed 2011; Benahmed, Bonelli 2012] with initial diameter $d_0 = 0.003$ m as optimised parameter.

The pipe erosion proceeds with time, all variables are changing with time. The model of piping consisted of three following steps:

- solving the flow through spillways and outlets (Section 3.1.3);
- solving the flow through the pipe;
- solving the erosion of pipe material in time;
- change of retained volume of water and thus the change of water surface elevation.

FLOW THROUGH THE BREACH

An initial condition whether the water flowed through the pipe needed to be assessed. If this was the case, then a flow velocity and an average energy gradient were calculated:

$$Q_{pip} = A \cdot v_{pip} = A \cdot \varphi \sqrt{2g(H - H_{outflow})} \quad (\text{in m}^3/\text{s}) \quad (6)$$

$$I_E = \lambda \frac{1}{d} \frac{v_{pip}^2}{2g} \quad (\text{dimensionless quantity}) \quad (7)$$

where: $v_{pip}(t)$ is the flow velocity; $A(t)$ is the surface of the pipe cross section; φ is the outflow coefficient; $H(t)$ is the water surface elevation in the reservoir; $H_{outflow}$ is the outflow elevation; $I_E(t)$ is the average energy gradient (assumed constant along the pipe); $\lambda(t)$ is the energy loss coefficient; and $d(t)$ is the pipe diameter.

The erosion was initiated when the shear stress $\tau(t)$ exceeded the critical shear stress τ_c along the pipe walls. The shear stress $\tau(t)$ may be expressed as follows:

$$\tau = \rho_w g R I_E \quad (\text{in Pa}) \quad (8)$$

where ρ_w is the water density and $R(t) = d/4$ is the hydraulic radius of the pipe (m).

EROSION OF THE PIPE

The erosion starts when $\tau > \tau_c$. The value of τ_c for the material used was taken from [Wan, Fell 2002]. The rate of erosion $\dot{\epsilon}$ per unit surface area of the slot (pipe) may be determined as follows [Wan, Fell 2002]:

$$\dot{\epsilon} = \rho_b \frac{1}{2} \frac{\Delta d_{PIP}}{\Delta t} = C_e (\tau - \tau_c) \quad (\text{in kg/s/m}^2) \quad (9)$$

where: $d_{PIP}(t)$ is the pipe diameter; C_e is the erosion coefficient of the dam material (s/m); and ρ_b is the bulk density of the material (kg/m³). After introducing finite differences and some manipulation the difference in pipe diameter Δd_{PIP} after the time step Δt was expressed:

$$\Delta d_{PIP} = 2 \frac{C_e}{\rho_b} (\tau - \tau_c) \Delta t \quad (\text{in m}) \quad (10)$$

The erosion coefficient C_e was optimised to values 0.015 s/m. (Section 3.1.5).

TRANSITION FROM CONCENTRATED LEAK EROSION TO OVERTOPPING

When a critical value of the pipe diameter is exceeded, a collapse of the pipe roof occurs and the process changes from piping to overtopping. Based on previous experiences [Jandora, Řiha 2002], the critical pipe diameter $d_{PIP,crit}$ when the roof collapses is found from:

$$d_{PIP,crit} = 2(H_{crest} - H_{PIP,top}) \quad (\text{in m}) \quad (11)$$

where H_{crest} is the crest elevation above the pipe and $H_{PIP,top}$ is the pipe roof elevation.

CHANGE OF RETAINED VOLUME OF WATER AND WATER SURFACE ELEVATION

The change of water volume and reservoir water surface was determined using the Eq. (5) where Q_{PIP} is used instead of Q_{BR} .

INITIAL CONDITIONS

These concern initial pipe diameter (0.003 m), initial inflow to the reservoir (from the flood wave in Fig. 2), initial water flow exiting the reservoir (given by the flow characteristics of outlets and spillways), initial water surface elevation (324.32 m a.s.l.) and so the initial water volume in the reservoir.

RESULTS FROM THE INTERNAL EROSION THROUGH CONCENTRATED LEAK, HOLE EROSION MODEL

The resulting hydrograph from the hole erosion model is depicted in Figure 5. The obtained result assumes the worst possible scenario based on the optimisation of parameters. The maximum outflow from the reservoir was 173 m³/s. The maximum outflow passed about 1.2 hours after erosion started and after another 10 minutes the maximum breach was developed. This scenario thus provides higher outflow than the case of overtopping. Therefore, hydrograph in Figure 5 was used for further flood routing.

3.1.5. Parameters optimisation

To obtain the worst possible scenario represented by the maximum peak breach discharge, a model parameters were optimised, specifically the ones affecting the hydraulics (m_b , n_s , λ) and soil erosion (v_{ns} , α_1 , α_2 , τ_c and C_e). For the optimisation of the parameters, a real-

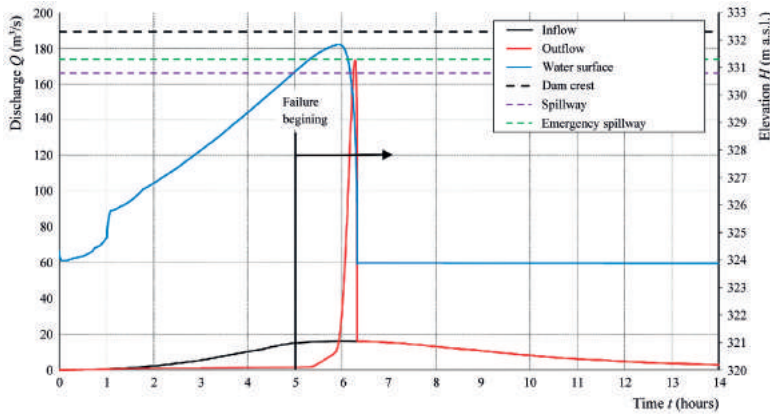


Fig. 5. Hydrograph of flood wave resulting from hole erosion

istic intervals were specified based on available literature and site data, e.g. [Wan, Fell 2002]. It was also found that the values of initial conditions (at $t = 0$) may significantly affect the peak breach discharge. Therefore, initial conditions were also subjected to optimisation at which possible combinations were assessed by the random sampling using the Monte-Carlo method.

The initial breach width b_0 was optimised to be 2 m. Initial pipe diameter was found to be of great importance. For example, if relatively large initial pipe was set, the high outflow from the reservoir caused its rapid emptying and maximum peak discharge was not achieved. The parameters α_1 , α_2 and v_{ns} were optimised to 0.003, 0.0015 and 0.4 m/s respectively, the initial pipe diameter and the critical shear stress were optimised to 0.003 m and 1.3 Pa. The worst possible scenario for piping was obtained when rapid pipe erosion occurred at the time when the reservoir was still quite full.

3.2. Flood routing

After the dam break analysis, flood routing in the downstream area was modelled, to specify the area impacted by the potential dam break flood and to specify water depth and velocity and arrival times of the flood wave. The procedure consisted in defining the conceptual model, model calibration and verification, solution and interpretation of results.

3.2.1. Conceptual model

The flood induced by a dam break was modelled using the unsteady flow model considering the flood attenuation effect in the area. The conceptual model was divided into the chan-

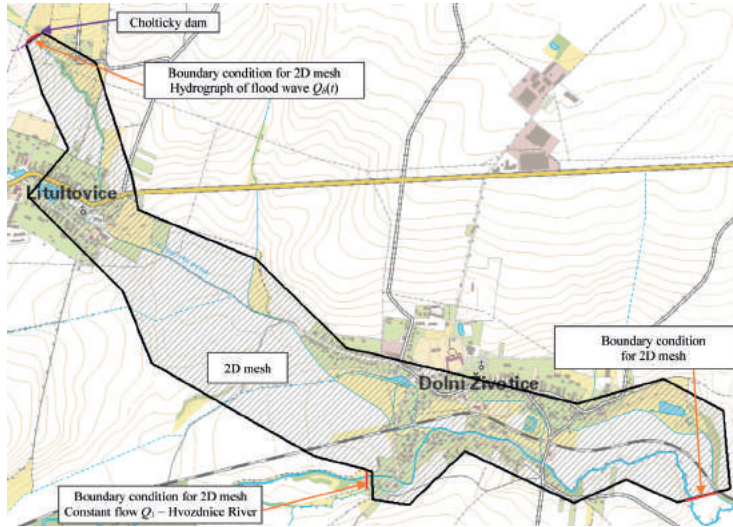


Fig. 6. Scheme of the 2D mesh with boundary conditions

nel and the inundation area. For the simulation 2D shallow flow schematisation was used [Vreugdenhil 1998]. The scheme of 2D area is shown in Figure 6.

2D mesh consisted of approximately 220,000 elements with 3×3 m mesh size. The domain included the floodplains of the Cholticky creek, the Litulovicky creek and the Hvozdnice River. Culverts and linear refinements in places of roads and streets were implemented into the 2D mesh. As the digital terrain model (DTM), the Digital Terrain Model of the Czech Republic of the 5th generation (DMR 5G) was used. For the channel bed, the terrain created from interpolated 1D profiles in program HEC-RAS 5.0 was used. The final DTM was a combination of channel bed with DMR 5G.

Roughness coefficient was set in riverbeds $n = 0.028-0.032$, areas with grass cover $n = 0.028-0.032$, fields and gardens $n = 0.032-0.038$, roads and streets $n = 0.028-0.032$, buildings $n = 0.6$.

3.2.2. Boundary and initial conditions

Boundary conditions were chosen as follows (Fig. 6):

- at Cholticky dam the dam break hydrograph from Figure 5 was applied;
- at the upper profile of the Hvozdnice River the constant inflow $Q_1 = 9 \text{ m}^3/\text{s}$ (1-year discharge) was used;
- at the Hvozdnice river downstream profile the normal depth approach was implemented with $J = 0.004$.

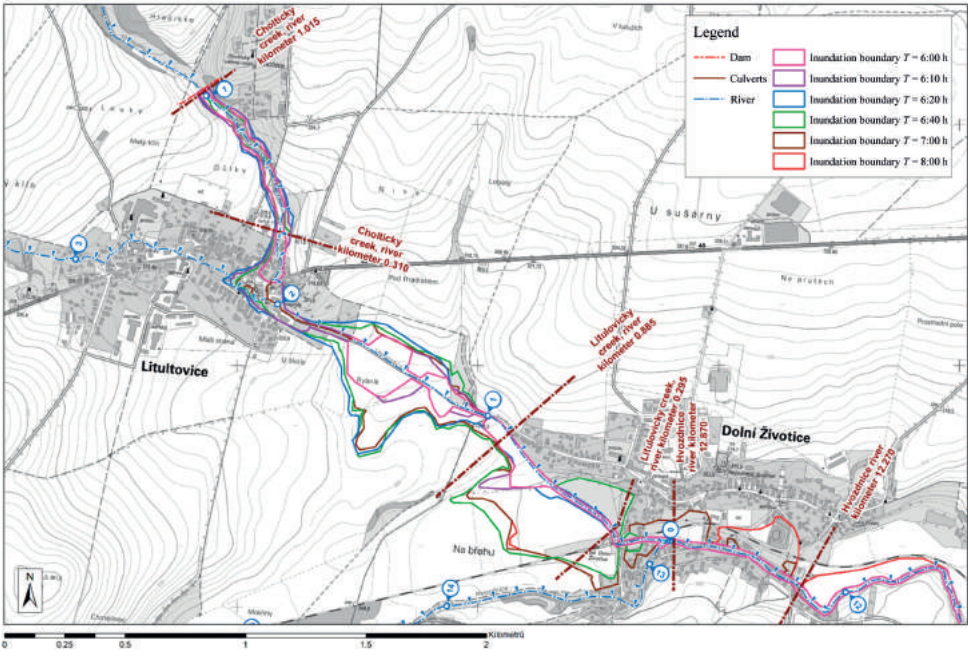


Fig. 7. Map with flood zones at different times

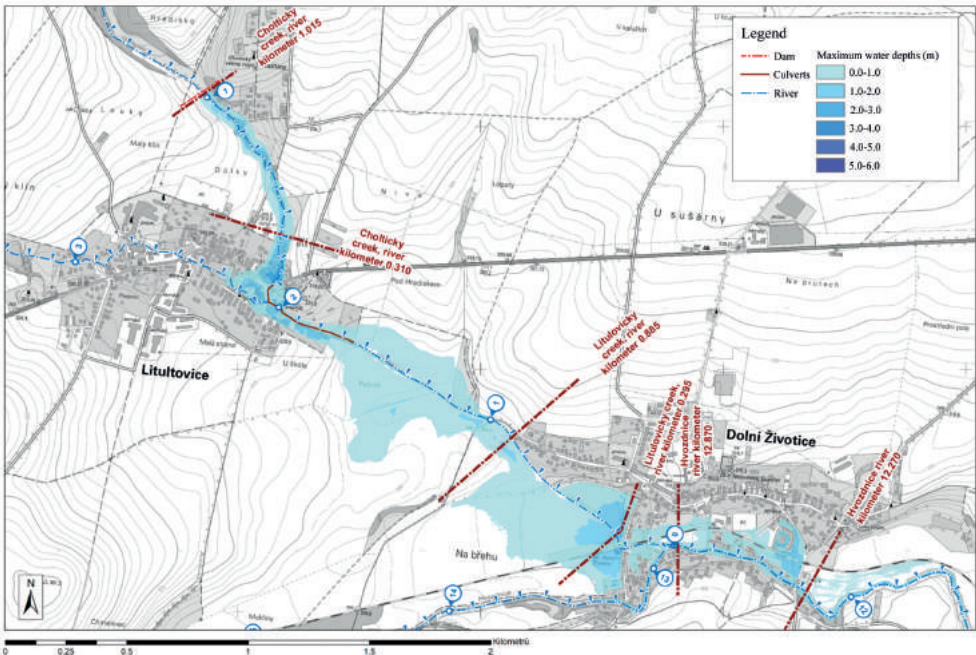


Fig. 8. Map with maximum water depth

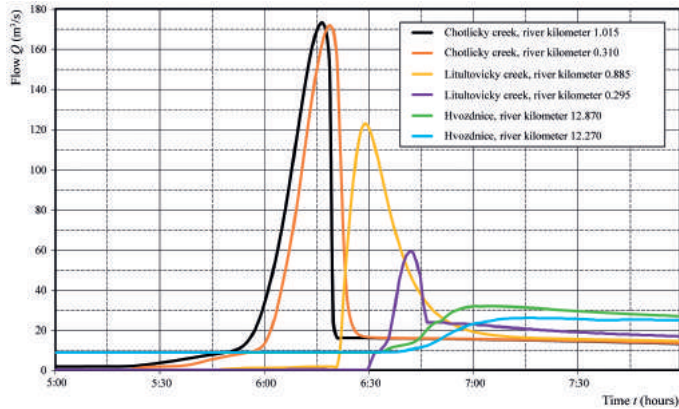


Fig. 9. Flood hydrographs in predefined profiles (Figs. 7, 8)

Steady state simulation was performed for 1-year flood discharge in the Hvozdnice River. Water surface levels from this simulation were used as an initial condition for unsteady dam break simulation.

3.2.3. Simulation and results

The simulation took approximately 11 hours. The time step adjusted by Courant criterion was in range $\Delta t = 0.3-1$ s. The results were saved for each 2 minutes of the simulation. Saved results were:

- 2D water depth and the depth generated in predefined profiles in the domain area;
- the hydrographs in predefined profiles in the domain area;
- inundation boundary at selected times showing the flood progress through the area.

Maps and graphs were created by exporting the results. Map of flood zones for different simulation times is shown in Figure 7. Maximum water depth over the time is in Figure 8. The hydrographs in predefined profiles are shown in Figure 9.

4. Conclusions

Dam break analysis of the Chotický dam was performed using a simple parametric dam-break model. From the initial dam analysis, two possible failure modes were identified and modelled, specifically overtopping and concentrated leak (hole) erosion. Due to significant uncertainty in model parameters and initial conditions, the “optimisation” of parameters was carried out by random sampling using the Monte-Carlo method in order to achieve the worst possible scenario and maximum outflow discharge. For the random sampling, re-

alistic intervals of individual parameters were specified. The overtopping failure resulted in a peak breach discharge of 143 m³/s, while the hole erosion failure resulted in a discharge of 173 m³/s. The hole erosion failure was then assumed as the worst failure scenario and the flood hydrograph was used for the flood routing through the downstream area.

The flood routing was modelled using the coupled 1D and 2D model with the use of the HEC-RAS software [Brunner 2016]. The results are expressed by thematic maps of water depth and the progression of the flood through the area downstream the dam. Flood hydrographs at selected profiles were expressed in graphs. The results from the flood routing served as a tool to develop EAP for the dam failure.

Literature

- Alhasan Z., Jandora J., Říha J., 2015, Study of dam-break due to overtopping of four small dams in the Czech Republic, *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis*, 63 (3), 717-729, DOI: 10.11118/actaun201563030717
- Benahmed N., Bonelli S., 2012, Investigating concentrated leak erosion behaviour of cohesive soils by performing hole erosion tests, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16 (1), 43-58, DOI: 10.1080/19648189.2012.667667
- Bonelli S., Benahmed N., 2011, Piping flow erosion in water retaining structures: inferring erosion rates from hole erosion tests and quantifying failure time, [in:] 8th ICOLD European Club Symposium Dam Safety – Sustainability in a Changing Environment, Innsbruck, Austria, 6 pp., hal-00555648
- Brunner G.W., 2016, HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic reference manual, Version 5.0, CPD-69, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, available at <https://www.hec.usace.army.mil/publications/> (data access 03.07.2019)
- Fread D.L., 1988, BREACH, an erosion model for earthen dam failures, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA, 58 pp.
- Holomek P., Říha J., 2000, A comparison of breach modelling methods applied to the Slusovice earth dam, *Dam Engineering*, 11 (3), 171-202
- Jain S.C., 2001, Open channel flow, John Wiley & Sons, New York, 328 pp.
- Jandora J., Říha J., 2002, Porušení sypaných hrází v důsledku přelítí. Práce a studie Ústavu vodních staveb FAST VUT v Brně, 1, ECON publishing, Brno, Czech Republic, 188 pp.
- Jandora J., Říha J., 2008, The failure of embankment dams due to overtopping, *VUTIUM*, 168 pp.
- Linford A., Saunders D.H., 1967, A hydraulic investigation of through and overflow rockfill dams, Report RR888, British Hydromechanics Research Association, 17 pp.
- Smith R.H., 1978, Development of flood routing model for small meandering rivers, Ph.D. dissertation, University of Missouri at Rolla
- Vreugdenhil C.B., 1998, Numerical methods for shallow-water flow, Kluwer Academic Press, Dordrecht, 261 pp.

- Wahl T., 1998, Prediction of embankment dam breach parameters, Report DSO-98-004, Dam Safety Office, Water Resources Research Laboratory, 61 pp., available at <https://www.nrc.gov/docs/ML0901/ML090150051.pdf> (data access 03.07.2019)
- Wan C.F., Fell R., 2002, Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the Slot Erosion Test and the Hole Erosion Test – Interpretative report, UNICIV report, Studies from School of Civil and Environmental Engineering, 412, University of New South Wales, Sydney, Australia

Katastrofa jazu Hubalov w wyniku przebicia hydraulicznego

The failure of the Hubalov weir due to piping

Jaromír ŘÍHA

*Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering
Veveří 331/95, 602 00 Brno, Czech Republic*

Summary

The failure of the right bank sluice and small hydropower plant intake at the Hubalov weir was caused by internal erosion of permeable sandy gravel soils. Two potential seepage paths were identified at the right bank, one below the sluice and the second one between the sluice and the hydropower plant. The defect started probably behind the right sluice pier where eroded material induced subsidence of the slab in front of the hydropower plant. The subsidence of the right pier followed and caused a collapse of the bottom of the sluice and total collapse of the sluice walls. Contributing factors were structural imperfections upstream of the sluice, open contraction joints, cracks in the intake channel bed. One of the reasons was that the upstream sheet pile wall did not reach the subbase and was not extended to the sluice and hydropower plant intake. Poor knowledge about true geological conditions at the site was also crucial.

1. Introduction

The Hubalov weir is located in the north of the Czech Republic at the Jizera River that is the right bank tributary of the Elbe River. The purpose of the weir is river slope stabilization and generation of hydropower. The hydraulic structure consists of 93.6 m long and 10.3 m weir body. The height of the weir is 1.56 m. At the right bank, the weir is equipped with the gated sluice. This serves for flushing down the gravel deposited in front of the inlet to the small hydropower plant located at the right bank of the Jizera River (Figs. 1, 2).

Due to the minor significance and low potential consequences in case of weir collapse, it has been classified as a hydraulic structure of the category IV, i.e. the lowest consequence class with only limited extent of surveillance and measurements.

The weir was built in 1877 as a fixed weir with the mill equipped with two water wheels. In 1903, the mill was transferred into the hydropower plant (HPP) with two Francis turbines.

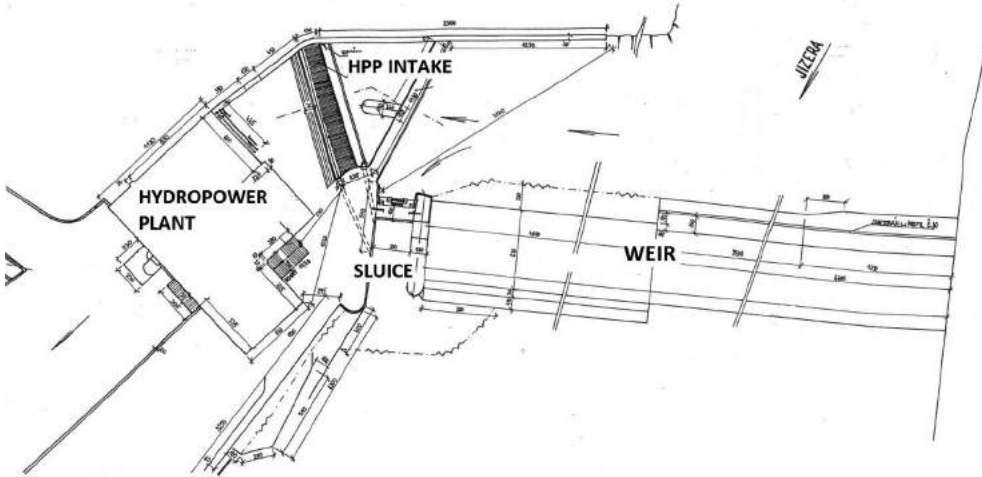


Fig. 1. The layout of the weir

During the 19th century, several improvements and changes were carried out at the scheme, the most important of which was establishing the sheet pile wall along the upstream toe of the weir and constructing the sand sluice equipped with the slide gate (1957/58). However, the sheet pile wall was not prolonged along the sluice and inlet to the hydropower plant [Bažant, Hálek 1969].

On 11 June 2018 in the morning, the Hubalov weir collapsed at the place of the sluice and close to the small hydropower plant inlet. The weir and sluice piers were undermined by the seepage flow, the subsidence of the platform in front of the entrance to the hydropower plant was about 1.8 m. The camera log of the incident was accidentally taken by the hydropower plant operator.

In the paper, the description of the scheme and detailed assessment of available data is presented. Possible reasons of the incident are stated and discussed. The paper adds to Riha (2019) presented at the ICOLD Symposium in Ottawa.

2. Description of the scheme

2.1. Geological conditions

The geological conditions at the site are only poorly documented. The overall geological map shows glauconitic calcareous-clayey sandstones that on the left bank of the Jizera River outcrop to the terrain (Fig. 3). Towards the right bank, permeable gravels and sandy gravels overlay the sandstone. The thickness of permeable layer was documented to be exceeding 6 m.

With this knowledge, the original documentation of the weir is rather confusing when expecting the sandstone just at the foundation joint of the weir and hydropower plant.



Fig. 2. The layout of the scheme before the reconstruction in 1957/1958



Fig. 3. The sandstone outcrops at the left bank of the Jizera River

2.2. Weir

The weir body was originally composed of a timber frame filled with quarry stone; the overflow surface was made of stone paving. During the reconstruction on the years 1957-1958 the weir was equipped with 6 m deep sheet pile wall along the upstream toe of the weir and with 0.3-0.7 m thick concrete slab at the overflow section. During the service life of the weir the structure suffered from cavities below the concrete slab causing it to crack. This resulted in repairs of the weir in the years 1972 and 1985.

2.3. Sluice

The sand sluice equipped with the slide gate (Fig. 4) was built during the weir reconstruction in 1957-1958.

The sluice is connected with the weir via concrete pier with the length 8.10 m and width 1.30 m. Since 1972, the pier at its upper part has been damaged by the crack caused probably by the thermal stresses raised from reinforced footbridge. Possible minor inclination of the pier should not be ignored. The clearance width of the sluice corresponding with the span of the gates is 3.0 m. The massive concrete pier forms the right side of the sluice.

An important fact is that the sheet pile driven to the gravel subbase was not extended to the sluice section and was terminated at the right pier of the weir at the left side of the sluice opening (Fig. 1). Stones embedded in 100 mm thick concrete bed paved the bottom of the inlet channel to the sluice and hydropower plant. The sluice bottom was made of the same material (total thickness ca 150 mm) except for an upstream concrete sill below the slide gates. This does not correspond with available drawings of the sluice (Fig. 2) which expect rock foundation at the bottom of the sluice. The sluice is not equipped with a stilling basin.

There were several signs of erroneous expectations and poor interpretation of geological conditions. After each higher discharge through the sluice, scour was identified at the downstream toe. Therefore, riprap from quarry stone was put downstream of the sluice. Its stabilisation was made by additional sheet pile driven to the riverbed below the sluice (Fig. 1).

2.4. Hydropower plant

The HPP is located at the right bank of the Jizera River adjacent to the sand sluice. The trash racks and inlet to the turbine chamber follow the approach footbridge with concrete sill. Site investigation after the weir collapse showed that the hydropower base slab is founded on the frame made of wooden piles. The space between the hydropower plant and the right pier of the sluice has been filled by random backfill composed of refuse material and debris (bricks, stones, ash, and soil).

3. The collapse of the sluice

3.1. Description of the collapse

The video documentation indicates that the damage started downstream behind the right-bank massive pier between the sluice and the hydropower plant (Fig. 5).

The collapse continued by gradual subsidence of the right pier by approximately 1.8 m. Intensive vortices developed rapidly in front of the sluice gates, which indicated intensive

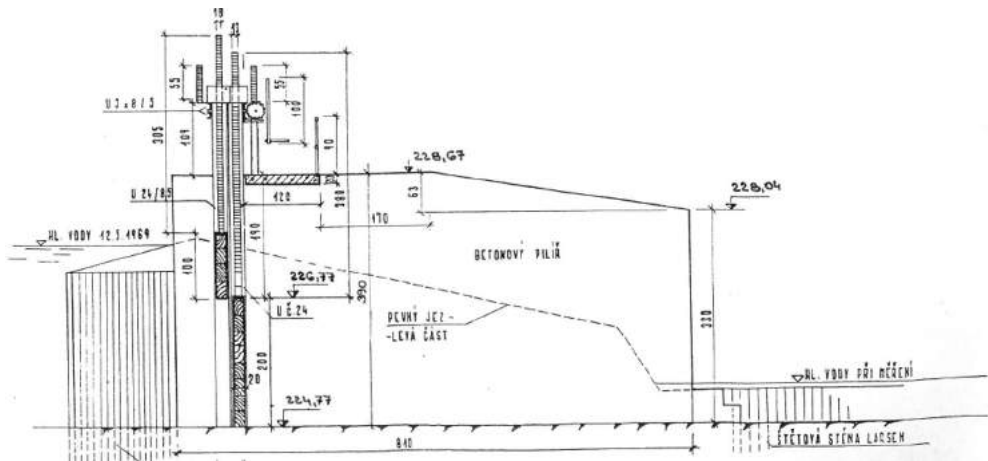


Fig. 4. The section along the sand sluice

flow below the sluice (Fig. 5). At the same time, gates and the footbridge over the sluice inclined and collapsed. This propagated to the left sluice pier, which inclined towards the sluice and separated from the weir body. The instability of the left pier resulted in the sheet pile supporting its lower part (Fig. 6). It sunk about 0.7 m following the left pier. An overall aerial view on the collapsed weir can be seen from Figure 7.

3.2. The mechanism of the failure

Detailed assessment of available data including the video record of the collapse was carried out to clarify the causes of the incident. Two potential seepage paths (A, B in Fig. 8) were identified, one below the sluice gate and the second one between the sluice and the HPP [Istomina 1957; ICOLD 2017].

From the available data, it is clear that continuous seepage paths developed at the sandy gravel subbase and/or in the debris backfill behind the right sluice pier. It may be expected that process started by local instability of soil [Terzaghi 1943; Terzaghi, Peck 1948; Goldstein 1953; Vukovič, Pušič 1992] which was flushed out from the subbase or behind the right sluice abutment. It is also likely that the initiation process was long and might take several years. When looking back to the documentation of repairs it can be seen that the right bank wall downstream of the sluice adjacent to the hydropower plant suffered from subsidence and cracks and had to be retained by the sheet pile wall and concrete support of the toe (Figs. 7, 8, 9).

Taking into account the first subsidence of the HPP platform (Fig. 5), the more probable cause is the development of the seepage along the path B (Fig. 8). The development of the local seepage paths below the concrete structures supported by wooden piles (Fig. 10) was hard to identify during the operation of the HPP. The seepage was possibly via not-sealed



Fig. 5. The downstream view at the sluice, the arrow indicates subsidence of the backfill and platform behind the right sluice pier



Fig. 6. The detailed view at the collapsed right sluice pier with sunk sheet pile



Fig. 7. An overall view on the collapsed weir

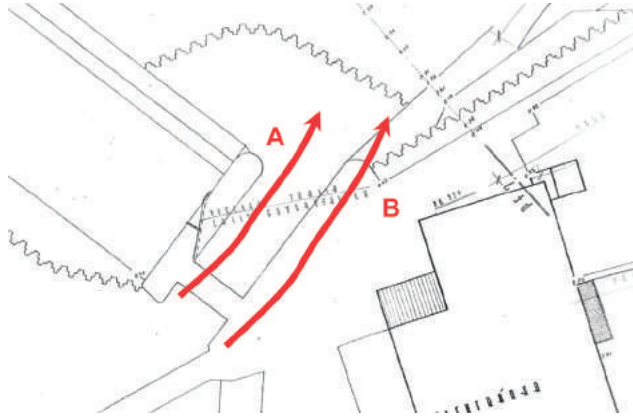


Fig. 8. Two expected seepage paths



Fig. 9. Cracked toe of the right bank wall (upstream view)



Fig. 10. Piles supporting the undermined foundation slab of the HPP inlet

contraction joints between right sluice pier and the HPP and damaged bottom pavement in front of the sluice and HPP intake. During the event the right sluice pier started to subside and incline (Figs. 5, 6, 9) and ripped off the bottom slab of the sluice. Thus, an extremely short seepage path developed below the sluice gates, which resulted in bursting out the slab and the scour with the depth about 1.7 m. This phase took about 15-20 minutes.

3.3. The main reasons of the failure

As usual at failures of technical facilities the collapse was caused by the combination of several unfavourable factors:

- Structural deficiencies at the upstream intake channel to the HPP, which enabled seepage into the subbase. These are: not sealed contraction joints, and cracks and defects in the intake channel bed (missing pavement, cracks).
- Upstream sheet pile wall was not extended to the sluice and HPP intake.
- The absence of a stilling basin, scouring the riverbed downstream of the weir and the stilling basin. The stabilizing riprap did not improve this situation and did not extend the seepage path [Guidelines 1991; Jacobson 2013].
- Former demolition and construction works might contribute to the seepage behind the right sluice wall.
- The effective stress in the sand gravel soil below the foundation slabs supported by wooden piles was practically zero; the material lost its resistance against internal erosion. Vibrations from the turbines may also have contributed to the loss of resistance [EN 1997-1; Frank et al. 2005; Bond, Harris 2008].
- The dry period resulted in historically highest head, i.e. difference between upstream and downstream water levels at the weir.

4. Conclusions

The collapse of the Hubalov weir was caused by internal erosion of permeable sandy gravel soils in the subbase of the sand sluice and its right pier. The local defect started probably behind the right sluice pier where flushed out material caused subsidence of the platform in front of the HPP. At the continuation phase, subsidence of the right pier caused a collapse of the bottom slab of the sluice and total collapse of the structure.

The contributing factors were structural deficiencies upstream of the sluice such as open contraction joints, cracks and defects in the intake channel bed and the fact that upstream sheet pile wall was not extended to the sluice and HPP intake. Other factors were the absence of the stilling basin below the sluice, vibrations coming from the turbines, the high head dur-

ing the dry period and the fact that wooden piles supported foundation slabs. Poor knowledge about true geological conditions at the site was also crucial.

Due to the minor importance of the scheme and the low consequence class, the structure was not equipped by any measuring device. The surveillance was carried out only by visual inspections and did not contain any special measurements. Therefore, the identification of initiation of the internal erosion process was practically impossible also due to the method of foundation of the HPP slab supported by wooden piles.

Acknowledgement. This study is a part of the projects FAST-S-19-5714 – Probability assessment of internal instability in earth structures and in hydraulic structures' foundations and FAST-J-19-5744 – Hydraulic and erosion conditions in the seepage path during backward erosion.

Literature

- Bažant Z., Hálek V., 1969, Causes of soil failures under dams and gist of the principle of active protection, (in Chech), [in:] Proceedings of the Brno Technical University, Vol. 5, 207-222
- Bond A., Harris A., 2008, Decoding Eurocode 7, CRC Press, London, 604 pp.
- ICOLD, 2017, Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations. Volume 1: Internal erosion process and engineering assessment, ICOLD Bulletin No. 164, 289 pp.
- EN 1997-1, 2004, Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, British Standards, London, 168 pp.
- Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., Ovesen N.K., Orr T., Schuppener B., Gulvanessian H., 2005, Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – General rules, Thomas Telford, 230 pp.
- Goldstein M.N., 1953, Sudden fluidization of sands. Geotechnical tasks, [in:] Proceedings no. 1, Karanovich Institute of Transport in Dnepropetrovsk
- Guidelines, 1991, Rekomendacii po projektirovaniju obratnykh filtrov gidrotehničeskich sooruzhenij, No. P 56-90, VNIIG, Saint Petersburg, 109 pp.
- Istomina V.S., 1957, Filtracionnaja ustojčivost gruntov, VODGEO, Gostrojizdat, Moscow, 295 pp.
- Jacobson T., 2013, An analysis on soil properties on predicting critical hydraulic gradients for piping progression in sandy soils, All Graduate Plan B and other Reports, 336, Utah State University, Utah, USA, 38 pp.
- Riha J., 2019, Paper at ICOLD Symposium, Ottawa, in press
- Terzaghi K., 1943, Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York, 510 pp.
- Terzaghi K., Peck R.B., 1948, Soil mechanics in engineering, John Wiley & Sons, New York, 566 pp.
- Vuković M., Pušić M., 1992, Soil stability and deformation due to seepage, Water Resources Publications, Colorado, 80 pp.

Modelowanie filtracji i obliczenia numeryczne stateczności budowli piętrzących

Filtration modeling and hydraulic structures stability numerical analysis

Ewelina SOCHACKA, Angelina KUTROWSKA, Piotr ŚLIWIŃSKI

*Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy
Podleśna 61, 01-673 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Modele numeryczne są coraz częściej stosowane przy projektowaniu i analizie pracy budowli hydrotechnicznych. Jest to w pełni uzasadnione, ponieważ uwzględniają one szereg czynników wpływających na wartość współczynnika stateczności oraz eliminują wiele wątpliwych założeń projektowych. W niniejszym opracowaniu przedstawiono podstawy teoretyczne systemu „MES Z_Soil.PC” pod kątem jego zastosowania dla ocen stanu technicznego i bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych. Poruszono zagadnienie wpływu parametrów materiałowych i wybranych aspektów symulacji numerycznych na wyniki obliczeń stateczności. Przedstawiono przykłady praktycznego zastosowania modelowania numerycznego do analizy stateczności skarp i zboczy. Przeanalizowano wpływ rodzaju i długości uszczelnienia obwałowania na wartość współczynnika stateczności i szczelność wału przeciwpowodziowego.

1. Wprowadzenie

Zadaniem wałów przeciwpowodziowych jest ochrona przyległych terenów w czasie wezbrań powodziowych rzek. Ze względu na oddziaływanie wód o zmiennych wartościach i charakterze, obiekty te narażone są na awarie i uszkodzenia. Dlatego kompleksowa analiza ich konstrukcji pod kątem naprężeń, odkształceń, zjawisk filtracyjnych oraz stateczności jest bardzo ważna. Istotne jest przy tym właściwe uwzględnienie obciążeń oraz współpraca budowli z podłożem.

Badania w dziedzinie stateczności skarp i zboczy, których początki datuje się na koniec XVIII wieku (Coulomb 1776 r.), przybrały na sile w pierwszej połowie XX wieku. Do najbardziej przełomowych prac należą osiągnięcia Felleniusa, Terzaghi’ego, Taylora, Bishopa i innych. W ostatnich latach do oceny stateczności skarp coraz częściej stosuje się metody numeryczne. Znajdują one szerokie zastosowanie zarówno w projektowaniu, jak i renowa-

eji budowli hydrotechnicznych. Rosnąca popularność modeli numerycznych wynika z ich znaczenia dla właściwego doboru parametrów projektowych budowli, bezpieczeństwa i skuteczności inwestycji oraz jej kosztów.

Zastosowanie technik modelowania numerycznego do oceny stanu budowli hydrotechnicznych wymaga wcześniejszego pozyskania szeregu parametrów, charakteryzujących właściwości materiałów z jakich będą lub są wykonane konstrukcje. Niezbędne są również informacje o budowie geologicznej podłoża i geometrii obiektu. Wykonanie dokładnych badań i zgromadzenie niezbędnych danych pozwala uniknąć wielu problemów na etapie realizacji projektu oraz ma wpływ na jakość uzyskiwanych obliczeń.

2. Podstawy teoretyczne

W niniejszym opracowaniu do analizy filtracji i stateczności wałów przeciwpowodziowych wykorzystano system MES Z_Soli. PC 2016. Metoda elementów skończonych polega na dyskretyzacji analizowanego ośrodka na elementy skończone, dla których rozwiązywane są układy równań różniczkowych. Obliczenia prowadzone są dla węzłów podziału, a rozwiązanie jest przybliżane odpowiednimi funkcjami [Kivell i in. 2016].

W przypadku, gdy geometria wału oraz budowa geologiczna jego podłoża nie zmieniają się wzdłuż wału, model numeryczny konstruuje się z założeniem dwuwymiarowego przepływu w płaszczyźnie przekroju oraz płaskiego stanu odkształceń.

W analizie wałów przeciwpowodziowych przy użyciu MES, skarpa traktowana jest jako ośrodek sprężysto-plastyczny z niestowarzyszonym prawem plastycznego płynięcia ($\psi = 0$). Jeżeli przyjmiemy do opisu gruntu model Coulomba-Mohra, to obliczenia stateczności polegają na stopniowej redukcji parametrów wytrzymałościowych, aż do momentu braku zbieżności procesu interakcyjnego, co jest już utożsamiane z powstaniem osuwiska ($c-\phi$ redukcja). Metoda proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych jest obecnie wykorzystywana w wielu programach, a została wprowadzona przez Zimmermana w pierwszej wersji systemu Z_Soil w 1985 roku [Grodecki 2007].

Do opisu zjawiska filtracji nieustalonej, przy swobodnym reżimie przepływu przez korpus i podłoże budowli hydrotechnicznej, wykorzystywane jest równanie Richardsa z opisem niepełnego nasycenia według von Genuchtena [Genuchten 1980; Celia i in. 1990].

3. Dane wejściowe

Modelowanie numeryczne powinno być poprzedzone starannym skompletowaniem niezbędnych danych, dotyczących geometrii i parametrów materiałowych obiektu oraz podłoża gruntowego, takich jak:

- wizje lokalne obiektu;
- badania polowe i laboratoryjne gruntów (karty sondowań, karty otworów, itp.);
- profile podłużne;
- przekroje poprzeczne;
- przekroje geotechniczne.

Minimalny zbiór danych dla każdej wyróżnionej strefy materiałowej w wale i jego podłożu obejmuje [Urbański i in. 2016]:

- ciężar objętościowy gruntu suchego γ_d (kN/m^3);
- współczynnik filtracji k (m/d), niezbędny do określania ilości wody filtrującej przez wał i podłoże;
- efektywną kohezję c' (kPa);
- efektywny kąt tarcia wewnętrzznego φ' ($^\circ$).

Następnym etapem modelowania numerycznego jest skonstruowanie modelu geometrycznego i jego konwersja do modelu MES poprzez dyskretyzację i stworzenie siatki elementów skończonych. Pomimo łatwiejszej dyskretyzacji modelu geometrycznego za pomocą trójkątnych elementów, zaleca się stosowanie siatki prostokątów. Daje ona możliwość bardziej równomiernego podziału obszaru badań, co z kolei przekłada się na większą wiarygodność wyników. Odpowiednio dobrana liczba elementów siatki również wpływa na uzyskanie dokładniejszych wyników. Zbyt mała liczba elementów skutkuje nadmierną generalizacją modelu i błędami w obliczeniach, natomiast nadmiernie zagęszczona siatka wydłuża czas prowadzenia analiz. Optymalne zagęszczenie siatki dla korpusu wynosi 0,5 m, a dla podłoża 1,0 m.

4. Dane wyjściowe

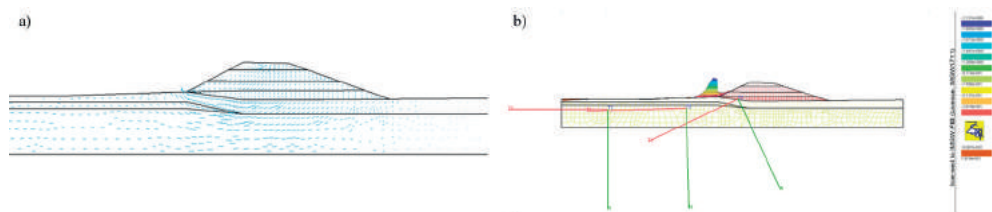
Wynikiem analiz filtracji nieustalanej są:

- rozkład ciśnień porowych w formie mapy;
- prędkości filtracji jako wektory;
- rozkłady przepływów wzdłuż zadanej linii i ich sumy.

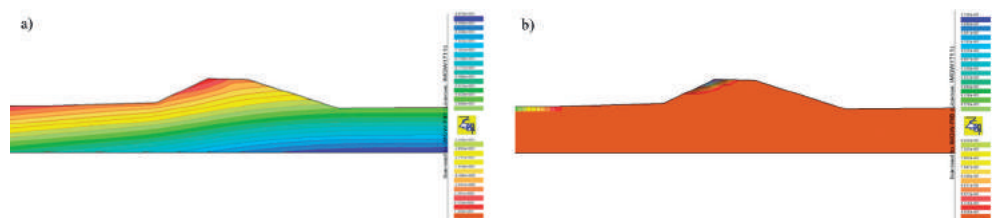
Analiza prędkości filtracji (rys. 1a) umożliwia określenie ilości wody filtrującej przez wał i jego podłoże w czasie wezbrania oraz sprawdzenie, jak zastosowane rozwiązania konstrukcyjne wpływają na przebieg filtracji. W analizie szczelności wału możliwe jest obliczenie sumarycznych wysięków przez korpus i podłoże wału (rys. 1b).

Dzięki czasoprzestrzennemu rozkładowi pola ciśnień filtracyjnych (rys. 2a), można określić czy korpus wału jest nawodniony (rys. 2b). Rozkład ciśnień filtracyjnych odgrywa także ważną rolę w analizie stateczności skarpy.

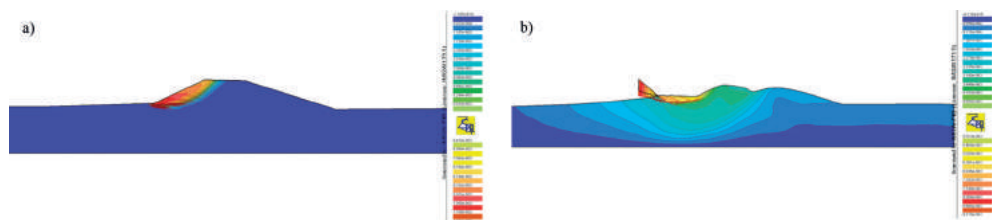
Wynikiem analizy stateczności jest współczynnik stateczności, odpowiadający współczynnikowi bezpieczeństwa dla danej klasy budowli, mechanizm zniszczenia oraz kształt powierzchni poślizgu (rys. 3).



Rys. 1. Rozkład prędkości filtracji jako wektory przy fali powodziowej sięgającej korony wału przeciwpowodziowego (a); obliczanie wysięków, rysunek poglądowy (b)



Rys. 2. Rozkład ciśnień porowych w formie mapy przy fali powodziowej sięgającej korony wału przeciwpowodziowego (a); stopień nasycenia gruntu przy fali powodziowej sięgającej korony wału przeciwpowodziowego, rysunek poglądowy (b)

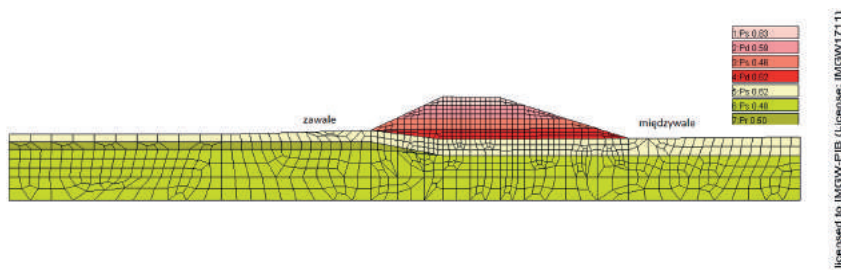


Rys. 3. Powierzchnia poślizgu przy fali powodziowej sięgającej korony wału przeciwpowodziowego (a); mapa deformacji przy fali powodziowej sięgającej korony wału przeciwpowodziowego, rysunek poglądowy (b)

5. Wpływ kształtu hydrogramu na stateczność wału przeciwpowodziowego

Przeprowadzenie symulacji numerycznej zachowania się wału przeciwpowodziowego podczas wezbrania wymaga założenia hydrogramu fali powodziowej. Powstaje on w wyniku analizy hydrologicznej i hydraulicznej zlewni w danym przekroju rzeki. Można go też utworzyć na podstawie przebiegu dotychczasowych powodzi. Na uwagę zasługuje fakt, że przy tym samym poziomie kulminacji kształt hydrogramu fali powodziowej może być różny.

W celu przedstawienia, w jaki sposób kształt hydrogramu fali wezbraniowej wpływa na stateczność budowli hydrotechnicznej, wykonano symulację numeryczną polegającą na poddaniu modelowego wału działaniu fali powodziowej o tej samej wysokości, lecz różnym kształcie. Do analizy wykorzystano jeden z przekroi lewego obwałowania rzeki



Rys. 4. Model obliczeniowy dla 10+058 km wału rzeki Warty

Warty w pobliżu Gorzowa Wielkopolskiego. Wysokość wału wynosi 3,9 m, szerokość korony 5,4 m, nachylenie skarpy odwodnej 1:3,2 a skarpy odpowietrznej 1:2,2. Zwierciadło wody gruntowej jest swobodne i zalega w warstwie piasku podłoża na głębokości 2,6 m p.p.t. Układ i charakterystykę wydzielonych warstw geotechnicznych przedstawiono na rysunku 4. Parametry warstw geotechnicznych gruntu zostały oznaczone na podstawie PN-B-03020:1981 i zestawione w tabeli 1.

Zagadnienie przeanalizowano dla trzech wariantów:

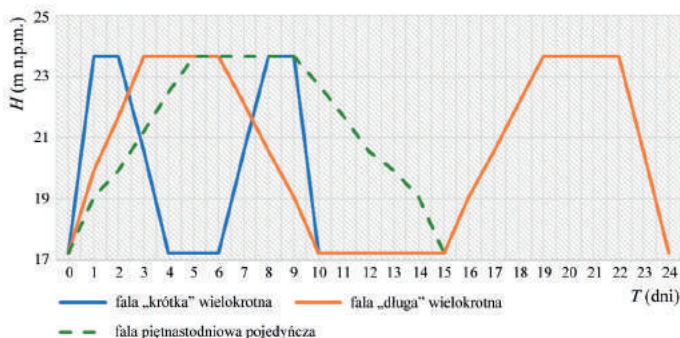
- z falą „krótką” – charakterystyczną dla rzek górskich i podgórszych (I);
- z falą „długą” – typową dla rzek nizinnych (II);
- z falą piętnastodniową (III).

Dla wariantu I i II założono falę „wielokrotną” z dwoma wezbrzeniami, następującymi po sobie w krótkich odstępach czasu. Do obliczeń przyjęto schematy fal powodziowych zgodny z rysunkiem 5 i założono poziom piętrzenia sięgający korony wału (23,67 m n.p.m.).

Dla analizowanego wału, w przypadku fali piętnastodniowej, wycieki przez korpus i podłoże mogą dochodzić do 1,2 m³/d/m. Dla fali „długiej” w czasie pierwszej kulminacji wycieki osiągały wartość 1,1 m³/d/m, a przy drugiej kulminacji – 1,5 m³/d/m. W przypadku fali „krótkiej”, podczas pierwszego i drugiego wezbrania wycieki były podobne i osiągały wartość do ok. 1,2 m³/d/m (rys. 6).

Tabela 1. Parametry warstw geotechnicznych dla 10+058 km wału Warty

Parametr	Warstwy geotechniczne						
	Ps	Pd	Ps	Pd	Ps	Ps	Pr
Stopień zagęszczenia	0,83	0,59	0,46	0,62	0,62	0,48	0,50
Kohezji (kN/m ²)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Kąt tarcia wewnętrznego (°)	35,00	31,00	32,80	31,00	33,80	32,90	33,00
Kąt dylatacji (°)	8,80	7,80	8,20	7,80	8,50	8,30	8,30
Współczynnik filtracji (m/d)	5,00	2,57	5,03	2,57	11,32	14,78	10,00
Ciężar objętościowy (kN/m ³)	20,50	19,00	20,00	19,00	20,00	20,00	20,00
Współczynnik Poissona (-)	0,25	0,30	0,25	0,30	0,25	0,25	0,25
Moduł Younga (kN/m ²)	128 000	22 000	75 000	58 000	95 000	79 000	80 000



Rys. 5. Hydrogram fali wezbraniowej o rzędnej zwierciadła wody H i czasie trwania T

Stateczność wału analizowano w fazie kulminacji i w fazie opadania poziomu wody. Ze względu na różnice w rozkładzie ciśnień filtracyjnych (rys. 7), uzyskano również różne wartości współczynnika stateczności – najwyższe dla fali „krótkiej”. Kolejne wezbrania, w przypadku fali wielokrotnej zarówno „krótkiej”, jak i „długiej”, skutkowały spadkiem stateczności w fazie maksymalnego piętrzenia i w okresie opadania poziomu wody (tab. 2). Zjawisko to spowodowane jest faktem, że kolejna fala powodziowa zaczyna oddziaływać na wał, z którego nie odpłynęła jeszcze woda po poprzedniej kulminacji.

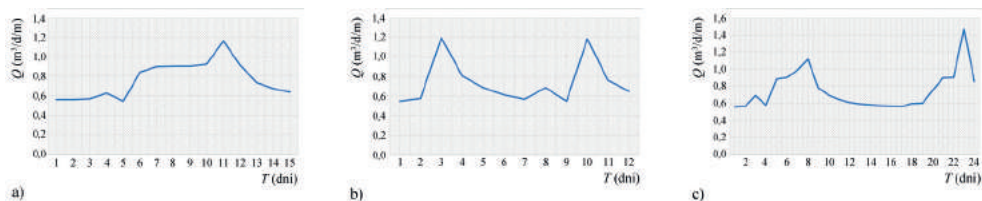
Jak wynika z przeprowadzonej analizy, czas trwania kulminacji i kształt hydrogramu fali powodziowej mają wpływ na zachowanie się wału przeciwpowodziowego. Wał stateczny, poddany działaniu fali „wielokrotnej”, może okazać się zagrożony utratą stateczności i szczelności, dlatego ważne jest poprawne ustalenie kształtu hydrogramu dla każdego analizowanego przekroju rzeki.

Tabela 2. Uzyskane wartości współczynnika stateczności

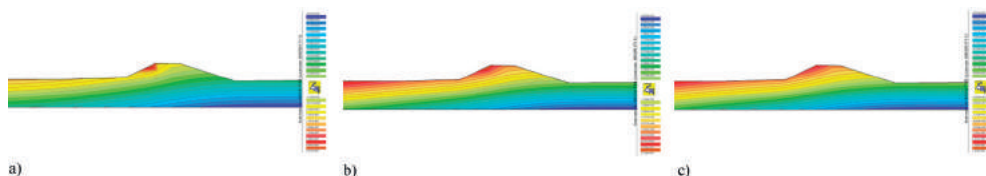
Wariant	Fala	I wezbranie		II wezbranie	
		kulminacja	faza opadania	kulminacja	faza opadania
I	piętnastodniowa	1,506	2,468	-	-
II	„krótka” wielokrotna	1,956	2,469	1,619	2,375
II	„długa” wielokrotna	1,506	2,462	1,500	2,437

6. Przykład praktycznego zastosowania systemu MES Z_Soli w analizie wałów przeciwpowodziowych

Przesłony hydroizolacyjne w znacznym stopniu podnoszą stateczność obwałowania. Właściwy dobór parametrów uszczelnienia budowli hydrotechnicznej wpływa na skuteczność inwestycji oraz jej koszt. Na potrzeby optymalizacji wymiarów projektowanych uszczelnień wału przeciwpowodziowego, dokonano symulacji wpływu zmian długości przesłony hydroizolacyjnej na współczynnik stateczności. Do analizy numerycznej wykorzystano



Rys. 6. Sumaryczna wielkość wycieków (Q) przez wał i podłoże dla fali o przewidywanym czasie trwania (T): piętnastodniowej (a), „krótkiej” wielokrotnej (b), „długiej” wielokrotnej (c)



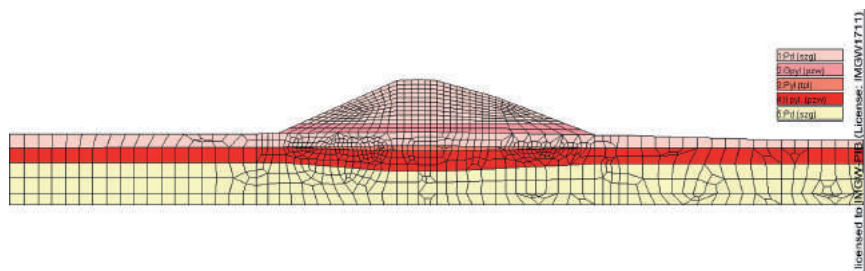
Rys. 7. Rozkład ciśnień filtracyjnych dla końca fazy kulminacyjnej: fala „krótka” pierwsze wezbranie (a), fala „krótka” drugie wezbranie (b), fala „długa” drugie wezbranie (c)

jeden z przekroi lewego wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły w okolicy Tczewa. Model sporządzono na podstawie prac geologicznych i geodezyjnych w 6+500 kilometrażu wału. Wysokość wału wynosi 7,5 m, szerokość korony 5,6 m, nachylenie skarpy odwodnej 1:3,0 a skarpy odpowietrznej 1: 2,3. Zwierciadło wody gruntowej jest napięte i zalega w podłożu na głębokości 3,7 m p.p.t. Wał jest zaliczany do I klasy budowy wodnych. Model obliczeniowy przedstawiono na rysunku 8.

Parametry warstw geotechnicznych gruntu zostały oznaczone na podstawie PN-B-03020:1981 i zestawione w tabeli 3. Analizie poddano czasoprzestrzenny rozkład ciśnień i prędkości filtracji oraz stateczność wału w warunkach przejścia fali powodziowej odpo-

Tabela 3. Parametry geotechniczne dla 6+500 km wału rzeki Wisły

Parametr	Warstwy geotechniczne				
	Pd	G π	IIp	I π	Pd P π
Stopień zagęszczenia	szg	-	-	-	szg
Stopień plastyczności	-	pzw	tpl	pzw	-
Kohezja (kN/m^2)	2,00	30,00	17,00	60,00	2,00
Kąt tarcia wewnętrznego ($^\circ$)	30,40	18,00	15,00	13,00	30,40
Kąt dylatacji ($^\circ$)	9,00	0,00	0,00	0,00	9,00
Współczynnik filtracji (m/d)	5,00	0,001	0,05	0,00001	1,00
Ciężar objętościowy (kN/m^3)	19,00	21,50	21,00	20,50	19,00
Współczynnik Poissona (-)	0,30	0,32	0,32	0,37	0,30
Moduł Younga (kN/m^2)	46 000	34 000	20 000	23 000	46 000



Rys. 8. Model obliczeniowy dla 6+500 km wału rzeki Wisły

wiadającej wysokości korony wału (18,41 m n.p.m.). Do obliczeń przyjęto schemat piętnastodniowej fali powodziowej z kulminacją przypadającą na piąty-dziewiąty dzień wezbrania.

Przeprowadzono symulację numeryczną dla trzech wariantów:

- wał przeciwpowodziowy bez wzmocnienia (I);
- wał przeciwpowodziowy z osadzoną w koronie przesłoną pionową DSM (II);
- wał przeciwpowodziowy z osadzoną w koronie ścianką szczelną (III).

Pierwszy etap obliczeniowy dotyczył wału przeciwpowodziowego bez wzmocnienia (rys. 8). Z obliczeń numerycznych dla tego modelu uzyskano współczynnik stateczności przy pełnym piętrzeniu 1,025, a w fazie opadania – 1,781. Wał podczas maksymalnej wysokości piętrzenia nie spełnia wymagań stateczności wg rozporządzenia Ministra Środowiska [Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579]. Wycieki przez wał i jego podłoże są niewielkie i mogą dochodzić do 0,07 m³/d/m (rys. 9).

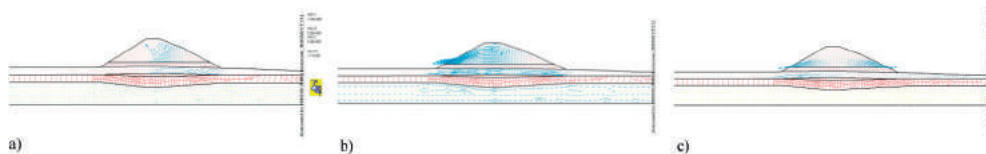
Niski współczynnik stateczności w fazie maksymalnego poziomu piętrzenia może być związany z niekorzystnym rozkładem ciśnień filtracyjnych i wysokim położeniem krzywej filtracji (rys. 10). Po nawodnieniu wału przez wody wezbraniowe rośnie ciśnienie wody w porach i tworzy się płaszczyna poślizgu na skarpie odpowietrznej (rys. 11a-b).

W wariantcie II przyjęto przesłonę pionową z kolumn DSM o długości 5 m. W kolejnych krokach obliczeniowych wydłużano przesłonę co 2 m, aż do osiągnięcia 9 m długości. Modele obliczeniowe dla wariantu II przedstawia rysunek 12.

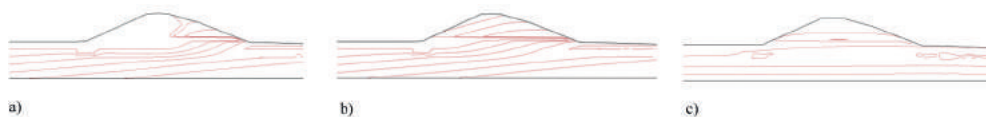
Przedłużenie przesłony DSM do warstwy nieprzepuszczalnej (przesłona 7 m) spowodowało obniżenie zwierciadła wody i odpływ wody przez podłoże wału. W wariantcie z przesłoną o długości 7 m mogą wystąpić niewielkie wycieki przez podłoże do 0,03 m³/d/m, przy przesłonie 9 m wycieki nie występują (rys. 13).

Dla wariantu z przesłoną o długości 5 m, w fazie maksymalnego piętrzenia nadal utrzymuje się wysokie położenie krzywej filtracji, co stanowi zagrożenie dla stateczności wału. Pogłębienie przesłony do warstwy nieprzepuszczalnej obniżyło krzywą filtracji i spowodowało bardziej korzystny rozkład ciśnień filtracyjnych (rys. 14).

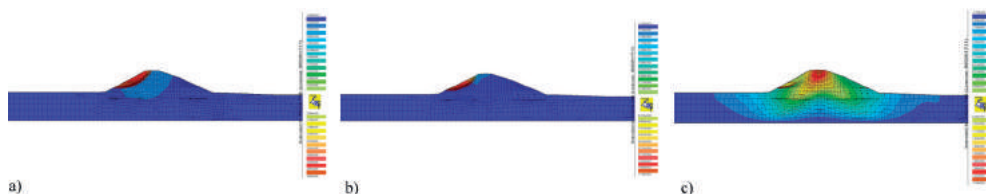
Powierzchnia poślizgu dla II wariantu tworzy się na skarpie odpowietrznej. Zagęszczenie izolacji, obrazujące mechanizm zniszczeń, najbardziej widoczne jest dla przesłony o długości 5 m (rys. 15).



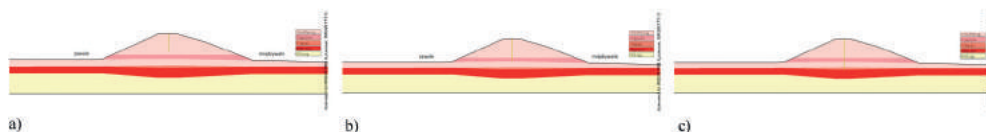
Rys. 9. Rozkład prędkości filtracji podczas wezbrania powodziowego dla: piątego dnia (a), dziewiątego dnia (b), piętnastego dnia (c)



Rys. 10. Rozkład ciśnień filtracji podczas wezbrania powodziowego dla: piątego dnia (a), dziewiątego dnia (b), piętnastego dnia (c)



Rys. 11. Mechanizm zniszczeń podczas wezbrania powodziowego dla: piątego dnia (a), dziewiątego dnia (b), piętnastego dnia (c)

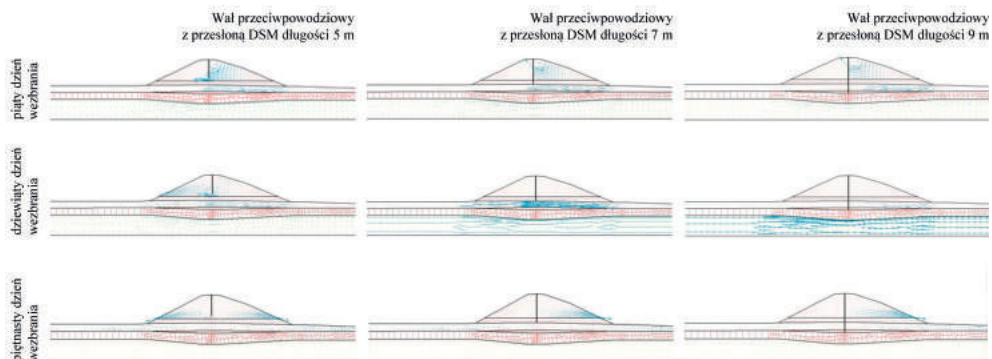


Rys. 12. Model obliczeniowy dla 6+500 km wału Wisły z przesłoną DSM długości: 5 m (a), 7 m (b) i 9 m (c)

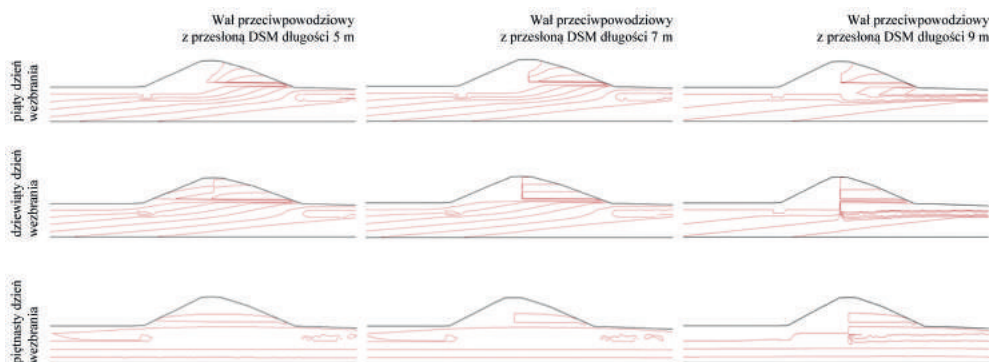
W wariantcie III przyjęto ściankę szczelną o długości 5 m. W kolejnych krokach obliczeniowych wydłużano ściankę Larssena co 2 m, aż do osiągnięcia 9 m długości. Modele obliczeniowe dla wariantu III przedstawia rysunek 16.

Przy uszczelnieniu wału ścianką Larssena o długości 5 m, podczas wezbrania powodziowego, mogą wystąpić niewielkie wycieki przez wał i podłoże dochodzące do $0,05 \text{ m}^3/\text{d}/\text{m}$. Przedłużenie ścianki szczelnej o 2 m powoduje obniżenie krzywej filtracji i uszczelnienie wału (rys. 17).

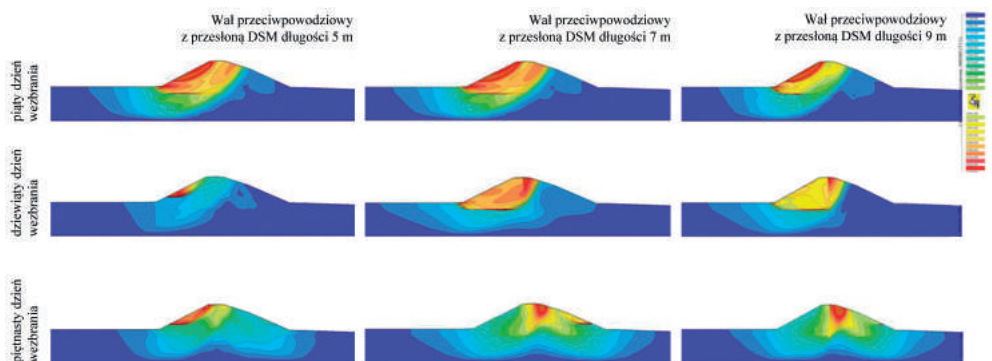
Podobnie jak w wariantcie z przesłoną DSM, również w przypadku zastosowania ścianki szczelnej przedłużenie uszczelnienia do warstwy nieprzepuszczalnej spowodowało odpływ filtrującej wody z korpusu wału do przepuszczalnej warstwy w podłożu, co skutkowało korzystniejszym rozkładem ciśnień filtracyjnych (rys. 18). Na rysunku 19 zagęszczone izolacje wskazują powierzchnię poślizgu, która również dla wału uszczelnionego ścianką z grodziec tworzy się na skarpie odpowietrznej.



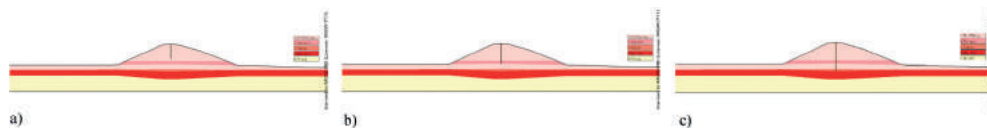
Rys. 13. Rozkład prędkości filtracji dla wału z przesłoną DSM o długości 5, 7 i 9 m dla piątego, dziewiątego i piętnastego dnia wezbrania



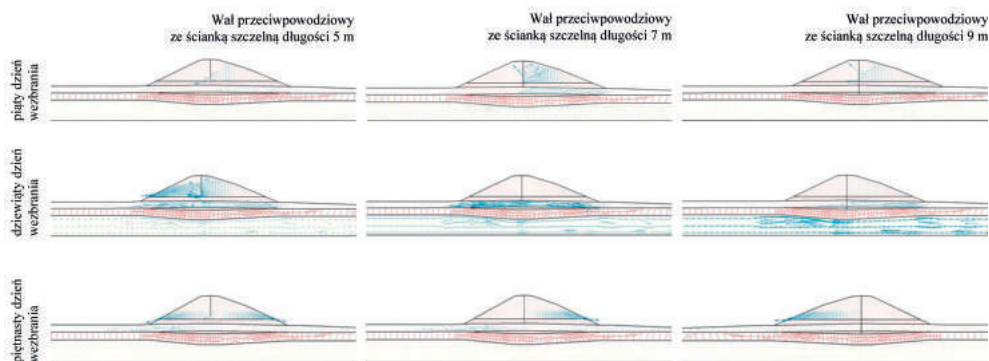
Rys. 14. Rozkład ciśnień filtracyjnych dla wału z przesłoną DSM o długości 5, 7 i 9 m dla piątego, dziewiątego i piętnastego dnia wezbrania



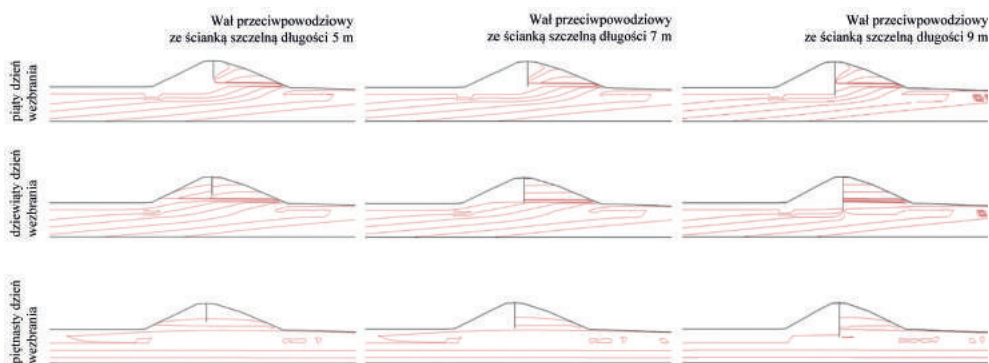
Rys. 15. Powierzchnia poślizgu dla wału z przesłoną DSM o długości 5, 7 i 9 m dla piątego, dziewiątego i piętnastego dnia wezbrania



Rys. 16. Model obliczeniowy dla 6+500 km wału Wisły ze ścianką szczelną długości: 5 m (a), 7 m (b), 9 m (c)

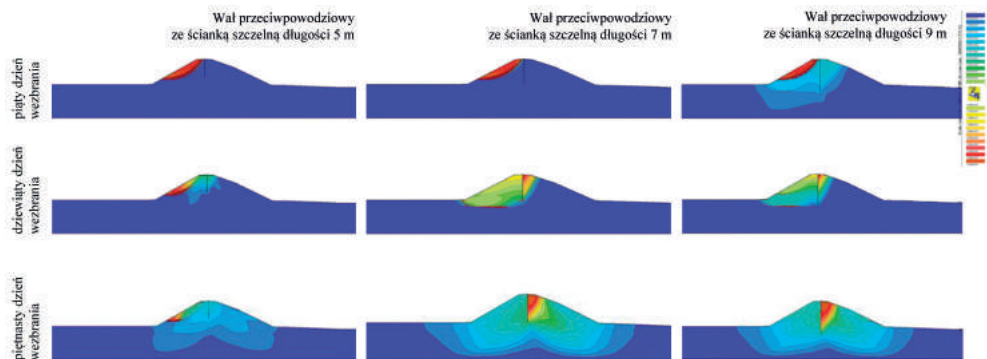


Rys. 17. Rozkład prędkości filtracji dla wału ze ścianką szczelną o długości 5, 7 i 9 m dla piątego, dziewiątego i piętnastego dnia wezbrania



Rys. 18. Rozkład ciśnień filtracyjnych dla wału ze ścianką szczelną o długości 5, 7 i 9 m dla piątego, dziewiątego i piętnastego dnia wezbrania

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że zastosowanie przesłony pionowej w technologii DSM lub ścianki szczelnej poprawia, we wszystkich przypadkach, stateczność obwałowania. Jednakże dopiero przedłużenie uszczelnienia do warstwy nieprzepuszczalnej w korpusie wału skutkuje wzrostem współczynnika stateczności (SF) powyżej wartości 1,5 (wówczas zgodnie z Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 2007 [Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579]



Rys. 19. Powierzchnia poślizgu dla wału ze ścianką szczelną o długości 5, 7 i 9 m dla piętego, dziewiątego i piętnastego dnia wezbrania

wał spełnia wymagania stateczności). Dalsze wydłużanie przesłony i ścianki szczelnej nie powoduje znaczącego zwiększenia wartości współczynnika stateczności. Należy zwrócić jednak uwagę, że przy zastosowaniu ścianki szczelnej w każdym przypadku otrzymano gorsze wartości SF niż w wariancie z przesłoną DSM (tab. 4).

Tabela 4. Zestawienie wyników współczynnika stateczności

Długość przesłony	Wał z przesłoną DSM		Wał ze ścianką szczelną	
	SF dla max poziomu piętrzenia	SF dla fazy opadania	SF dla max poziomu piętrzenia	SF dla fazy opadania
5 m	1,325	1,806	1,256	1,794
7 m	1,875	1,937	1,825	1,931
9 m	1,937	1,987	1,906	1,931

7. Podsumowanie

Zastosowanie metod numerycznych jest skutecznym narzędziem w ocenie bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych. Pozwala ocenić zachowanie się wału przeciwpowodziowego w trakcie wezbrania oraz wspomaga pracę projektanta przy projektowaniu i modernizacji budowli.

W metodzie redukcji $c-\phi$, która jest wykorzystywana w systemie Z_Soil, nie zakłada się z góry żadnej powierzchni poślizgu. Kształt powierzchni poślizgu jest wynikiem analiz, co stanowi o obiektywności i uniwersalności metody.

Symulacje numeryczne przy użyciu MES umożliwiają przeprowadzenie całościowej analizy współpracy budowli hydrotechnicznej z podłożem gruntowym i dostarczają informacji o stanie odkształceń i przemieszczeń w badanym obiekcie.

Wiarygodność obliczeń numerycznych uzależniona jest od dokładności rozpoznania geotechnicznego, poprawności wyznaczenia hydrogramu fali powodziowej oraz parametrów wytrzymałościowych.

Literatura

- Bishop A.W., 1959, The principle of effective stress, Publication 32, Norwegian Geotechnical Institute Oslo, 1-4
- Cała M., Flisiak J., Tajduś A., 2004, Numeryczne metody analizy stateczności skarp i zboczy, [w:] Warsztaty 2004 z cyklu „Zagrożenia naturalne w górnictwie”. Materiały sympozjum: sesja okolicznościowa: Problematyka zagrożeń naturalnych w górnictwie węgla brunatnego, E. Pilecka (red.), Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, Kraków, 37-50
- Celia M.A., Bouloutas E.T., Zarba R.L., 1990, A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation, Water Resources Research, 26 (7), 1483-1496, DOI: 10.1029/WR026i007p01483
- Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowania, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Genuchten M.T. van, 1980, A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, 44 (5), 892-898, DOI: 10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x
- Grodecki M., 2007, Modelowanie numeryczne statyki ścianek szczelnych i szczelinowych, praca doktorska, Politechnika Krakowska, dostępne online file:///C:/Users/rstepnowski/Desktop/GrodeckiM_ModelowanieNumeryczne.pdf (18.07.2019)
- Kivell S., Obrzud R., Truty A., Zimmermann T., Commend S., 2016, Computational Geomechanics on PC, Rossolis, 288 s.
- Pilecka E., Morman J., 2016, Stateczność wałów przeciwpowodziowych z wbudowaną warstwą odpadów powęglowych w świetle obliczeń numerycznych, Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, 94, 173-184
- PN-B-03020:1981, Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacji Miar i Jakości, norma wycofana i zastąpiona przez PN-EN 1997-1:2008 (przyp. red.)
- Popielski P., Smoliński B., Kasprzak A., 2016, Ocena stanu obiektów hydrotechnicznych na podstawie wyników interdyscyplinarnych programów badań i symulacji numerycznych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, 63 (1), 25-32
- Urbański A., Grodecki M., Kot A., 2016, Symulacje numeryczne w analizie wałów przeciwpowodziowych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, 61 (1) 41-48

Badania sejsmiczne w ocenie podłoża i stanu budowli hydrotechnicznych

Seismic methods for investigating hydraulic structures

Szymon OSTROWSKI, Marcin LASOCKI

*Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy
Rakowiecka 4, 00-975 Warszawa, Polska*

Streszczenie

W artykule omówiono problematykę sejsmicznych badań geofizycznych stosowanych w geologii inżynierskiej i ich możliwe aplikacje do zadań związanych z oceną stanu technicznego budowli hydrotechnicznych. Przedstawiono założenia teoretyczne metod sejsmicznych oraz powiązanie wyników badań z parametrami mechanicznymi badanego ośrodka. Scharakteryzowano techniki, które mają największy potencjał aplikacyjny, tj.: prześwietlenia sejsmiczne, sejsmiczną tomografię refrakcyjną i wielokanałową analizę fal powierzchniowych (MASW). W referacie zawarto przykłady zastosowania tych technik do diagnozy budowli hydrotechnicznych. Prześwietlenia sejsmiczne pozwoliły na rozpoznanie stanu technicznego dolnej części korpusu zapory betonowej; sejsmicznej tomografii refrakcyjnej użyto do przestrzennego rozpoznania budowy geologicznej otoczenia zapory; technikę MASW zastosowano do rozpoznania szczegółów konstrukcji małej zapory ziemnej.

1. Wprowadzenie

Bezinwazyjne badania sejsmiczne stanowią rozległą grupę geofizycznych metod badawczych, które mają szerokie zastosowanie w różnych gałęziach geologii. Pierwotnie były one najczęściej wykorzystywane w geologii poszukiwawczej, szczególnie do poszukiwania węglowodorów. Jednak wraz z postępującą miniaturyzacją i spadkiem cen systemów pomiarowych opartych na współczesnych komputerach, a także z bezprecedensowym wzrostem dostępności mocy obliczeniowej, która jest konieczna do przetwarzania wyników, badania sejsmiczne zaczęły być coraz bardziej powszechne w geologii inżynierskiej, szczególnie w aspekcie stabilności zboczy [np. Bestyński, Thiel 1999; Huang i in. 2012; Uhlemann i in. 2016], hydrogeologii, geologii strukturalnej [np. Ostrowski i in. 2016] i innych dziedzinach. Obecnie w wielu zadaniach związanych z projektowaniem i monitoringiem obiektów inży-

nierskich, rutynowo stosuje się poza innymi, pośrednimi i bezpośrednimi metodami badawczymi, różne techniki badań sejsmicznych.

2. Czynniki decydujące o prędkości fal sejsmicznych, a możliwość wykorzystania sejsmiki inżynierskiej

Kluczowym czynnikiem, który pozwala na wykorzystanie badań sejsmicznych w badaniach podłoża, szczególnie w zakresie badań inżynierskich, jest prawidłowość mówiąca, iż prędkość fal sejsmicznych dla danego materiału zależna jest od jego gęstości i parametrów mechanicznych [Yilmaz 2015]. Zasada ta ma również zastosowanie w badaniach materiałowych (inżynierii materiałowej), np. przy określania sztywności, sprężystości materiałów, obecności mikrozniszczeń i bezinwazyjnego szacowania wytrzymałości materiałów. W przypadku analizy wykonywanych dla potrzeb geologii, materiał badany (nazywany ośrodkiem geologicznym) jest przeważnie ośrodkiem wielofazowym, zawierającym fazę stałą (ziarna mineralne), ciekłą (wody porowe) i gazową. Fale sejsmiczne w ośrodku wielofazowym rozchodzą się w sposób bardziej skomplikowany niż w przypadku obiektów jednofazowych, jednak zależności prędkości od gęstości (objętościowej) i parametrów mechanicznych pozwalają na wykorzystanie badań sejsmicznych do określania składu i parametrów mechanicznych ośrodka. Dodatkową, istotną różnicą pomiędzy badaniami materiałowymi a badaniami ośrodka geologicznego jest skala przestrzenna. Badania inżynierii materiałowej wykonywane są zwykle na homogenicznych próbkach materiału w laboratoriach, podczas gdy badania ośrodka geologicznego obejmują znacząco większą przestrzeń, zwykle zbudowaną z wielu warstw lub stref o zróżnicowanych wartościach parametrów mechanicznych. Podział pomiędzy badaniami materiałowymi a badaniami geofizycznymi podłoża często się zaciera – te pierwsze wykonywane są na coraz bardziej skomplikowanych elementach konstrukcji, drugie natomiast obejmują fragmenty konstrukcji, traktując je jak inne obiekty podłoża, o specyficznych parametrach mechanicznych (szczególnie w zastosowaniach inżynierskich). Istotną różnicą pomiędzy badaniami materiałowymi a sejsmicznymi badaniami geofizycznymi jest częstotliwość wykorzystanych fal – dla badań sejsmicznych stosuje się zwykle fale o niskich częstotliwościach, w zakresie od kilkunastu do kilkuset herców, podczas gdy w badaniach materiałowych – fale o wysokich częstotliwościach, aż do ultradźwięków.

W sejsmicznych badaniach geofizycznych podstawowym efektem pomiarów i podstawą do interpretacji parametrów mechanicznych oraz rozmieszczenia obiektów o różnych parametrach w ośrodku geologicznym jest pole prędkości fal sejsmicznych. Pole to określa wartości prędkości, z jakimi przemieszcza się fala sprężysta w danym miejscu w przestrzeni geologicznej. Wielkości te w minimalnym stopniu zależą od częstotliwości fali, w głównej mierze pozostając w relacji z parametrami mechanicznymi ośrodka, które z kolei są pochodną składu mineralnego ziaren i sposobu ich połączenia, porowatości i stopnia jej wypełnienia płynami,

obecności spękań i wielu innych cech. Wartości prędkości różnią się natomiast w danym typie ośrodka w zależności od typu fal. Wyróżnia się dwa podstawowe typy fal sejsmicznych: kompresyjne (fale P), w których drgania cząstek ośrodka są równoległe do kierunku rozchodzenia się fali (odpowiadają one falom akustycznym w powietrzu), a ich prędkość jest silnie skorelowana z gęstością objętościową; oraz poprzeczne (fale S), w których drgania są prostopadłe do kierunku rozchodzenia się fal. Fale takie propagują jedynie w ośrodkach mających przynajmniej szczytkową sztywność (ośrodkach stałych), w związku z tym nie przemieszczają się przez gazy i ciecze. Są one również wolniejsze od fal P. Prędkość fal S jest silnie skorelowana ze sztywnością ośrodka, a w małym stopniu zależy od gęstości objętościowej. W badaniach geofizycznych wykonywanych dla celów inżynierskich szczególnie korzystne jest równoczesne określenie pola prędkości obu typów fal – wartości fali P pozwalają oszacować zmiany gęstości objętościowej, a wartości fal S charakteryzują sztywność ośrodka. Porównanie obu tych wielkości pozwala na wnioskowanie o plastyczności oraz nasyceniu ośrodka wodą. Badania fal S są jednak technicznie bardziej skomplikowane, co powoduje, że często wykonywane są jedynie badania wykorzystujące falę P.

Określenie lokalnych wartości prędkości fal sejsmicznych w przestrzeni w ośrodku geologicznym można technicznie uzyskać na kilka sposobów. W praktyce, w zastosowaniach inżynierskich, popularność uzyskały trzy główne techniki oparte na różnych zjawiskach fizycznych: sejsmika fal bezpośrednich (określana jako prześwietlania sejsmiczne), sejsmika refrakcyjna (w tym wersja tomograficzna) i sejsmika fal powierzchniowych (z najpopularniejszą techniką MASW). W dalszej części artykułu rozwiązania te, wraz z założeniami metodycznymi i rezultatami, zostaną omówione na realnych przykładach zastosowania w celach rozpoznania budowli hydrotechnicznych.

3. Zastosowanie prześwietlań sejsmicznych do oceny stanu technicznego dolnej części zapory betonowej

Technika prześwietlań sejsmicznych wykorzystuje obserwacje rozchodzenia się fal bezpośrednich (przede wszystkim fal P) w ośrodku do określenia pola prędkości, a następnie na podstawie zmienności tego pola pozwala wnioskować o składzie czy stopniu zniszczenia ośrodka [Angioni i in. 2003]. Badania realizuje się dla obiektów (naturalnych lub wzniesionych przez człowieka), na których możliwe jest rozmieszczenie elementów układu pomiarowego – optymalnie wzdłuż równoległych powierzchni. Wykorzystuje się naturalne lub sztuczne ściany, powierzchnie wyrobisk lub otwory wiertnicze. Pomiar wygląda w ten sposób, że z jednej strony obiektu instaluje się sieć czujników fali sejsmicznej (geofony lub hydrofony), a po przeciwnej generuje impuls fali sejsmicznej. Określenie czasu przejścia fali wzdłuż linii łączącej punkt generacji (tzw. źródło) i punkt odbioru, przy znanej długości linii, pozwala na określenie średniej prędkości fali sejsmicznej (tzw. promienia sejsmicznego).

Pojedynczy pomiar, dokonany dla jednej lokalizacji źródła, daje zwykle wynik dla kilkunastu linii łączących źródło i kolejne elementy systemu odbiorników, ale uzyskane prędkości są nadal prędkościami średnimi dla kolejnych promieni sejsmicznych. Dopiero wykonanie pomiarów dla wielu punktów źródłowych, pokrywających dostępną przestrzeń licznymi, krzyżującymi się promieniami, pozwala na wykonanie modelowania pola prędkości w przestrzeni odpowiadającej badanemu obiektowi.

Badania techniką przeświełań sejsmicznych wykonano na zaporze betonowej Besko w Sieniawie, zbudowanej na rzece Wisłok w Beskidzie Niskim. analizy przeprowadzono w celu oceny stanu najniższej części korpusu, stanu przesłony wykonanej w podłożu oraz wykrycia ewentualnych niejednorodności w strefie kontaktu stopy zapory i podłoża, gdyż w części piezometrów zainstalowanych w podłożu notowano podwyższone wartości ciśnienia.

Do badań sejsmicznych zostały wykorzystane otwory drenażowe dostępne z poziomu galerii dolnej i sięgające od kilku do kilkunastu metrów poniżej stopy korpusu. W jednym z nich umieszczono układ odbiorników (hydrofonów) rozłożonych co 0,5 m, a w sąsiednim otworze generowano impuls sejsmiczny (na całej długości otworu co jeden metr) za pomocą silnego wyładowania elektrycznego. Procedura pozwalała na pokrycie płaszczyzny między otworami licznymi, krzyżującymi się promieniami sejsmicznymi. Pomiarzy zostały wykonane dla czternastu, częściowo zachodzących na siebie, płaszczyzn. Określenie względnego położenia wszystkich punktów wzbudzenia i odbioru (określenia długości promieni sejsmicznych) wymagało pomiaru nachylenia i kierunku otworów. Wykonane modelowanie pozwoliło uzyskać przekrój pola prędkości fali P, wzdłuż powierzchni zawierającej wszystkie punkty wzbudzenia i odbioru (rys. 1), dla wschodniej części zapory. Na podstawie przekroju przeprowadzono interpretację stanu technicznego dolnej części korpusu i podłoża. Wartości prędkości w zakresie 3,5-4,5 km/s, zanotowane w dolnej części betonowego korpusu zapory, odpowiadają wartościom typowym dla konstrukcji betonowych. Jedyne nieznaczne obniżenie tych wielkości zanotowano w sekcji czwartej i lokalnie w sekcji drugiej, co może wskazywać na występowanie lokalnej degradacji betonu. Zmienność wartości prędkości zanotowana w podłożu zapory jest wynikiem dużej zmienności litologicznej. Obszar ten zbudowany jest ze stromo nachylonych na południe piaskowcowo-łupkowych warstw krośnieńskich [Wdowiarski i in. 1988]. Najwyższe prędkości notowane w podłożu zapory wiążą się przypuszczalnie z obecnością pakietów gruboławicowych piaskowców. Spękania obecne w takich pakietach zwykle decydują o podwyższonej przepuszczalności. Obecność w podłożu spękanych, przepuszczalnych warstw, będących w łączności hydraulicznej ze zbiornikiem, w połączeniu ze stopniową deterioracją betonu może być odpowiedzialna za wzrost przepuszczalności i stopniowy wzrost ciśnienia w piezometrach.

4. Wykorzystanie sejsmicznej tomografii refrakcyjnej do rozpoznania budowy geologicznej podłoża

W odróżnieniu od techniki prześwietłań sejsmicznych, badania sejsmiki refrakcyjnej pozwalają na rozpoznanie pola prędkości poniżej powierzchni terenu bez dostępu w głąb podłoża. Opierają się one na zjawisku ugięcia i refrakcji fal sejsmicznych na granicach warstw o różnych wartościach prędkości [np. Sheehan i in. 2005]. Jeśli promień sejsmiczny skośnie przekracza granicę, na której zachodzi zmiana wartości prędkości fal, wówczas zmienia się jego przebieg o kąt proporcjonalny do zmiany wartości prędkości występującej na granicy i kąta padania (zachodzi ugięcie promienia). Dla granicznej wartości różnicy wielkości prędkości i kąta padania, promień sejsmiczny zaczyna biec równoległe do granicy (zachodzi refrakcja promienia). W naturalnych warunkach geologicznych obserwuje się zwykle wzrost prędkości fal sejsmicznych wraz z głębokością. W takich przypadkach następuje ugięcie skośnych promieni sejsmicznych najpierw w kierunku horyzontalnym, powstanie zjawiska refrakcji i ostatecznie powrót promienia w stronę powierzchni, gdzie może on być zarejestrowany przez system pomiarowy, który zapisuje opóźnienie pomiędzy emisją sygnału a jego odbiorem. System ten składa się zwykle z kilkudziesięciu odbiorników rozmieszczonych w regularnych odstępach, a sygnał emituje się w kolejnych punktach wzdłuż profilu. Określenie opóźnienia dotarcia sygnału dla licznych par źródło-odbiornik jest podstawą, jak w przypadku prześwietłań sejsmicznych, budowy modelu prędkościowego podłoża. Model ten dopasowuje się następnie matematycznie tak, aby wyliczone opóźnienia dotarcia promieni odpowiadały możliwie dokładnie opóźnieniom obserwowanym w trakcie badań.

Technikę sejsmicznej tomografii refrakcyjnej zastosowano do określenia budowy geologicznej południowego zbocza doliny potoku Wilkówka. Ciek ten położony jest na południowych stokach Beskidu Małego, już na granicy z Kotliną Żywiecką. Potok zbiera wody mniejszych dopływów odwadniających od południa Grupę Magurki Wilkowickiej, płynąc na znacznym odcinku w płytkiej dolince przebiegającej w przybliżeniu równoległe do struktur geologicznych i biegu warstw oraz prostopadle do generalnego spadku zboczy Magurki Wilkowickiej. Podłoże skalne doliny zbudowane jest piaskowców gruboławicowych warstw istebniańskich, zapadających się pod kątem około 30° na południe [Nescieruk, Wójcik 1997]. Dolina potoku została przegrodzona zaporą ziemną, w celu utworzenia zbiornika retencyjnego wody pitnej zasilającej lokalny system wodociągowy. Potok Wilkówka tworzy nietypowy układ hydrogeologiczny. Z uwagi na przebieg doliny, skośny do generalnego nachylenia zbocza, a także układ i litologię warstw, wody potoku powinny być drenowane podziemnie w kierunku południowym, do Kotliny Żywieckiej. Tymczasem ciek nie jest drenowany, co więcej jest potencjalnym źródłem zasilania wodociągów.

Badania wykonano wzdłuż dwóch linii pomiarowych o długości około 100 i 150 m, w przybliżeniu prostopadłych do osi doliny potoku Wilkówka. Zastosowano rejestrację dla czterdziestu ośmiu kanałów (geofonów), rozmieszczonych w równych dwumetrowych

odstępach. Impuls sejsmiczny generowany był co 4 m wzdłuż całej długości linii pomiarowych. Do generacji fali sejsmicznej P wykorzystano uderzenie dziesięciokilowym młotem w płytę elastomerową leżącą na ziemi. Wygenerowane modele pola prędkości, zaprezentowane jako przekroje sejsmiczne (rys. 2), stały się podstawą interpretacji geologicznej. Na obu przekrojach zaobserwowano występowanie dwóch warstw prędkościowych. Warstwa płytsza, o prędkościach do 1 500-1 700 m/s, zbudowana jest ze zwietrzelin i osadów stokowych (deluwiiów). Ma nierówny spąg i miąższość od 5 do 15 m – na obu przekrojach miąższość ta wzrasta skokowo w przy zboczu doliny. Warstwa głębsza, stanowiąca masyw skalny zbudowany z przelawicających się piaskowców i łupków, charakteryzuje się wartościami prędkości w zakresie 2 000-3 000 m/s. Strome krawędzie strefy masywu skalnego i lokalne obniżenie prędkości występujące w SW częściach przekrojów zinterpretowano jako strome uskoki. Uzyskany obraz budowy geologicznej skazuje, że równoległe do południowego zbocza doliny Wilkówki przebiegają co najmniej dwa uskoki. Uskoki, w skutek wypełniających je drobnoziarnistych skał, mają często działanie uszczelniające [Yielding i in. 1997]. Zjawiska uszczelniania przez strefy uskokowe są dobrze znane z Karpat [np. Rybak-Ostrowska i in. 2019] i w opisanym przypadku są w dużej mierze odpowiedzialne za nietypowy układ hydrogeologiczny rejonu badań, ograniczając możliwość drenażu podziemnego na południe.

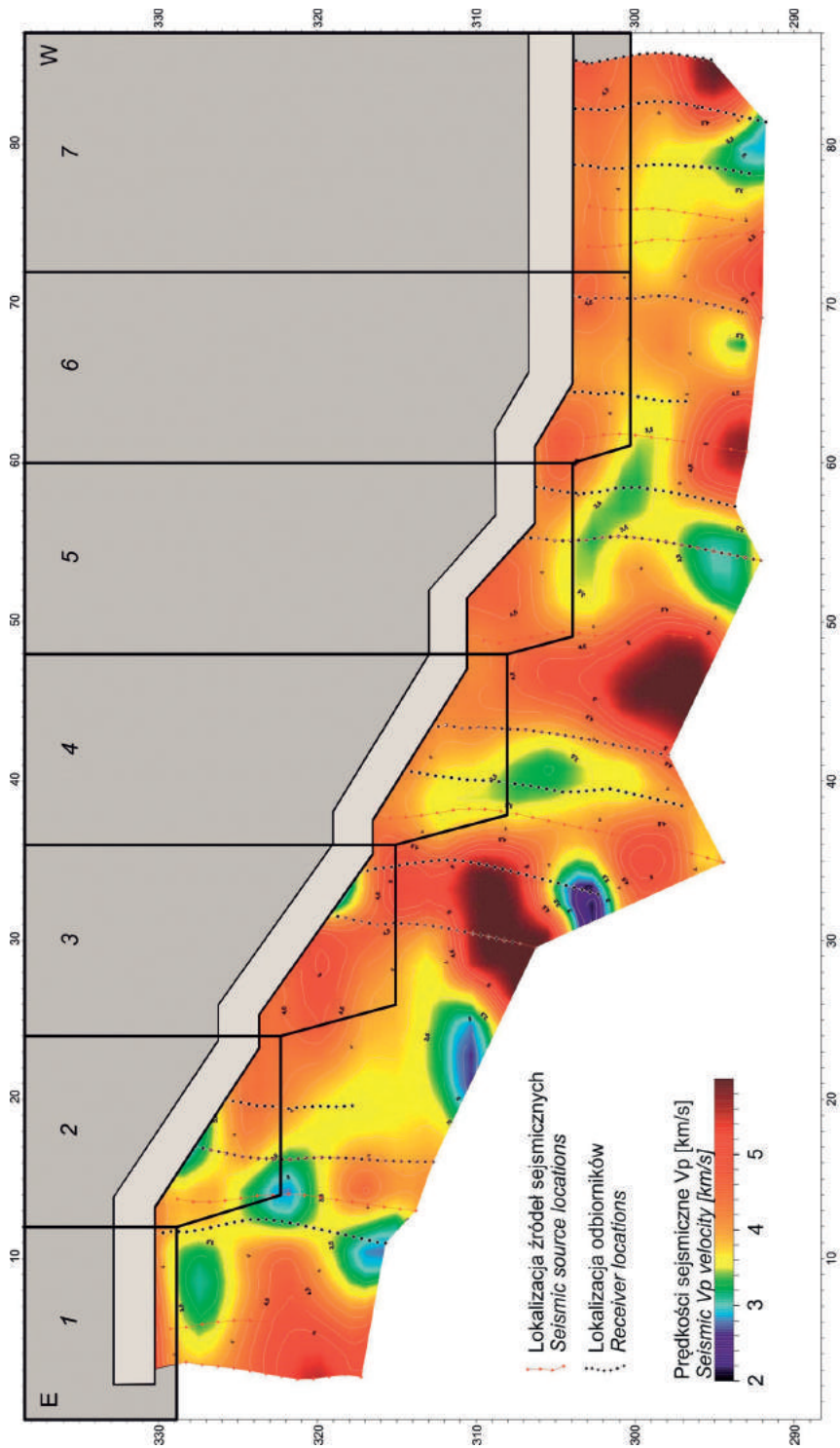
5. Badania techniką wielokanałowej analizy fal powierzchniowych (MASW) i ich zastosowanie w rozpoznaniu wewnętrznej budowy korpusu zapory ziemnej

Badania technikami wykorzystującymi fale powierzchniowe wykonuje się, podobnie jak w przypadku badań refrakcyjnych, z powierzchni terenu. W tym celu stosuje się analizy spektralne i przestrzenne fal rozchodzących się po powierzchni ośrodka, tzw. drgań swobodnych powierzchni, służące do określenia rozkładu pola prędkości fal S w przypowierzchniowej warstwie podłoża [Foti i in. 2018]. Rozchodzenie się fal powierzchniowych na granicy ośrodków jest zjawiskiem złożonym. Ruch cząstek w ośrodku podłoża zachodzi nie tylko na samej powierzchni, ale angażuje również przypowierzchniowe warstwy, stopniowo zanikając wraz z głębokością. Teoretycznie ruch cząstek ośrodka zachodzi do głębokości $\frac{1}{2}$ długości fali powierzchniowej, a prędkość fali powierzchniowej zależy w zdecydowanej mierze od prędkości fali S w ośrodku. W przypadku warstwowanego ośrodka podłoża, jaki zwykle występuje w warunkach naturalnych, fale o różnej długości angażują ośrodek podłoża do różnej głębokości. Generując rozchodzenie się fal powierzchniowych o różnej długości i mierząc zależność pomiędzy prędkością fali a jej częstotliwością (tzw. dyspersja fal powierzchniowych), uzyskuje się informację o prędkości średniej dla różnych stref głębokościowych. Dalsze procedury przetwarzania pozwalają na uzyskanie profilu (lub przekroju) wartości prędkości rzeczywistych fal S dla danych warstw głębokościowych. Obecnie najpowszechniej

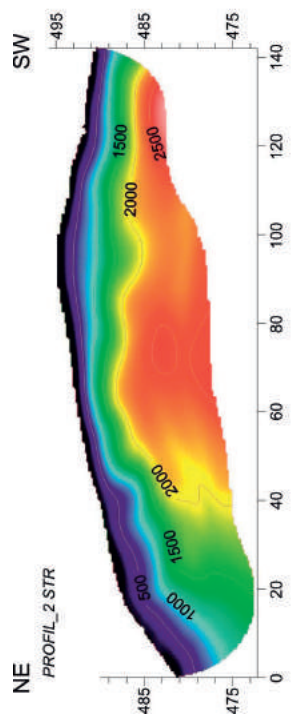
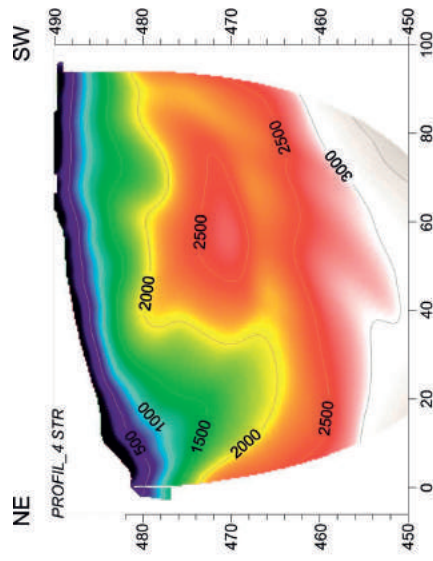
stosowaną techniką opartą na analizie fal powierzchniowych jest wielokanałowa analiza fal powierzchniowych (w skrócie znana jako akronim MASW od angielskiego *Multichannel Analysis of Surface Waves*). W technice tej generuje się możliwie szerokopasmowy sygnał sejsmiczny i rejestruje go układem kilkudziesięciu geofonów niskoczęstotliwościowych. Poprzez procedury odpowiedniej transformacji częstotliwościowych, można rozróżnić fale o różnej częstotliwości i ich prędkość rozchodzenia się dla kolejnych geofonów. Dalszy etap przetwarzania prowadzi do uzyskania pionowego profilu realnych prędkości fali S. Wykonując pomiar dla kolejnych punktów na powierzchni, można w rezultacie uzyskać przekrój prędkościowy wartości fali S.

Techniki MASW użyto jako techniki wiodącej, w celu określenia budowy wewnętrznej korpusu zapory ziemnej na potoku Wilkówka, której budowa nie została prawidłowo udokumentowana. Już na początku eksploatacji przesiąki i nietypowe wskazania piezometrów zaczęły budzić obawy o stabilność obiektu, co doprowadziło do decyzji o zrzuconiu wody. Badania geofizyczne miały dostarczyć informacji na temat konstrukcji zapory. Na korpusie wykonano pomiary techniką MASW wzdłuż dwóch linii pomiarowych. Jedna z nich przechodziła po koronie zapory, druga zlokalizowana była na skarpie odpowietrznej, w przybliżeniu w połowie wysokości konstrukcji. W obu przypadkach wykorzystano układ pomiarowy rejestrujący równocześnie sygnał sejsmiczny dla dwudziestu czterech geofonów. Zastosowano separację między geofonami równą jednego metra, a punkty strzałowe rozmieszczone były co dwa metry. Układ pomiarowy miał tzw. stałą geometrię, w której punkt strzałowy jest oddalony od poszczególnych geofonów o stałą wartość, a cały układ jest przemieszczany stopniowo wzdłuż linii pomiarowej. W efekcie badań uzyskano dwuwymiarowe przekroje wartości prędkości fali S. Na rysunku 3 przedstawiono przekrój wykonany wzdłuż korony zapory. Kluczowym dla rozpoznania konstrukcji zapory jest warstwa o obniżonej wartości prędkości fali S, występująca w spągowej części korpusu zapory.

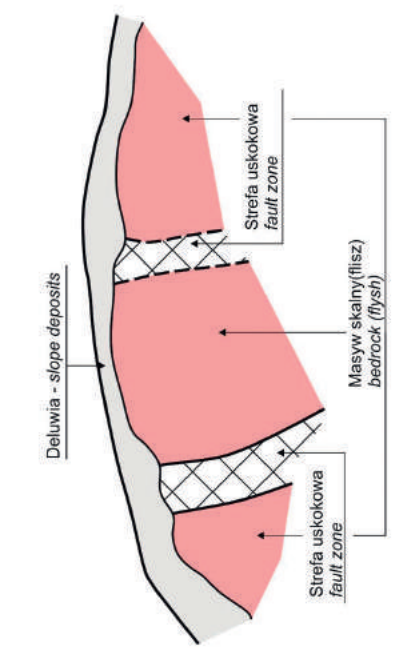
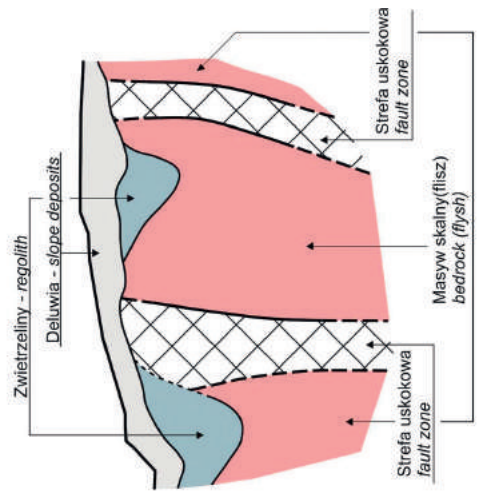
Warstwa ta ku północy rozszerza się i płynnie przechodzi w warstwę niskoprędkościową, interpretowaną jako osady aluwiiów tarasu rzecznego. W korpusie wyższe warstwy odpowiadają kolejnym warstwom o zróżnicowanym zagęszczeniu. Na profilu wykonanym na skarpie odpowietrznej układ odpowiadający opisanemu nie powtórzył się. Wyniki badań zinterpretowano tak, że warstwa obniżonych prędkości odpowiada wałowi uformowanemu z aluwiiów, a następnie przysypanemu kolejnymi warstwami, zbudowanymi z materiału już dowiezionego. W ten sposób wewnątrz korpusu zapory uformowano rdzeń z przepuszczalnych osadów piaszczystych i żwirowych (aluwiów), który pozostaje w łączności hydraulicznej z osadami tarasu, i uszczelniono go po wierzchu powłoką kolejnych warstw, już słabiej przepuszczalnych. Łączność hydrauliczna z gruntami rodzimymi pokrywającymi zbocza doliny powoduje, że ciśnienie w przepuszczalnym rdzeniu jest podwyższone. Wnioski oparte na wynikach badań MASW potwierdziły się również w innych badaniach geofizycznych.



Rys. 1. Pole prędkości fali P w części dolnej korpusu i podłożu zapory betonowej



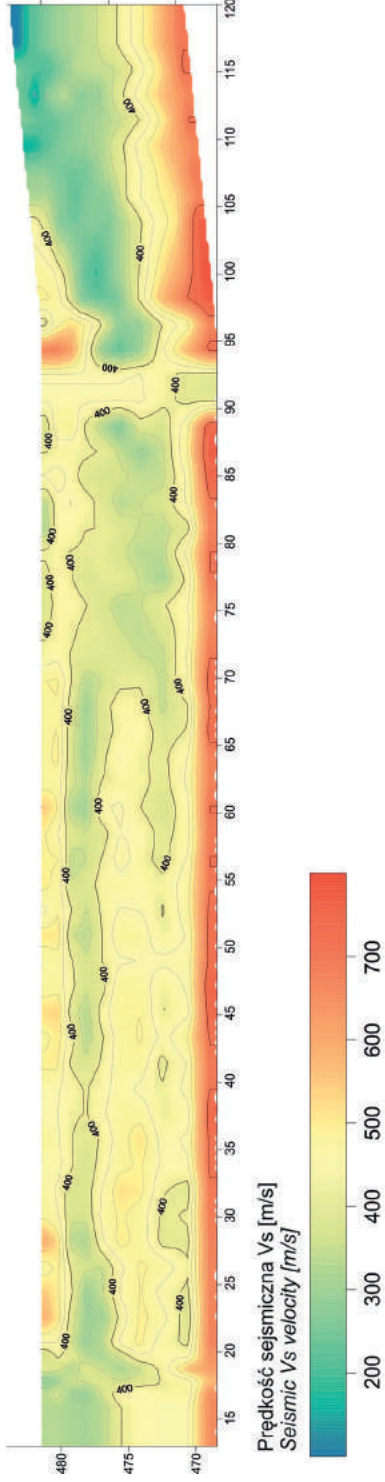
Prędkości sejsmiczne Vp [m/s]
 Seismic Vp velocity [m/s]



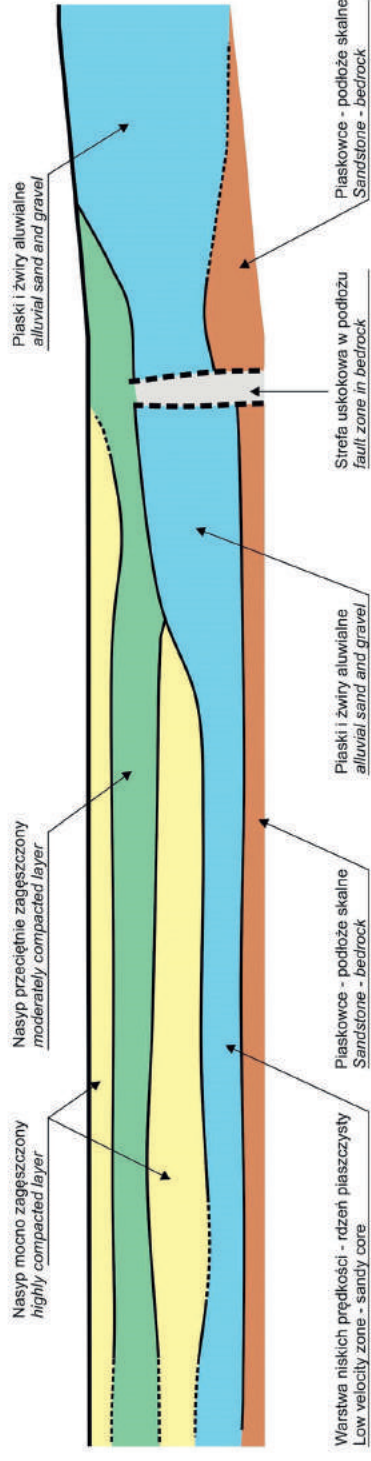
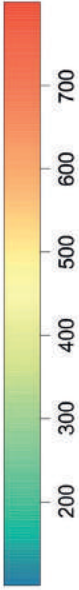
Rys. 2. Przekroje prędkościowe wzdłuż dwóch równoległych linii pomiarowych (górze) i ich interpretacja geologiczna (dół)

S

N



Prędkość sejsmiczna V_s [m/s]
Seismic V_s velocity [m/s]



Rys. 3. Przekrój sejsmiczny wartości prędkości fali S (góra) wzdłuż korony zapory ziemnej, wraz z interpretacją budowy wewnętrznej (dół)

6. Podsumowanie

Zaprezentowane przykłady zastosowania różnych technik badań sejsmicznych pozwalają stwierdzić, że badania tego typu mogą być użytecznym narzędziem dla oceny stanu technicznego zapór zarówno ziemnych, jak i betonowych. Techniki badań sejsmicznych, jak i innych badań wywodzących się z geofizyki inżynierskiej, są również szczególnie przydatne do rozpoznawania szczegółów budowy geologicznej podłoża, zwłaszcza w skalach, w których tradycyjne techniki oparte na wierceniach zawodzą ze względu na ich punktowe, ograniczone stosowanie. Należy jednak podkreślić, że korelacja wyników badań sejsmicznych z wynikami wierceń (ewentualnie sondowań mechanicznych) jest kluczowym elementem prawidłowego rozpoznania podłoża.

Szczególną rolą osób zajmujących się kontrolą stanu technicznego zapór jest jasne i prawidłowe sformułowanie zagadnienia badawczego, które stawiane jest przed geofizykami. Zrozumienie zalet, ale i ograniczeń metod badawczych, jest konieczne dla prawidłowej współpracy przy diagnozie stanu technicznego zapór.

Literatura

- Angioni T., Rechten R.D., Cardimona S.J., Luna R., 2003, Crosshole seismic tomography and borehole logging for engineering site characterization in Sikeston, MO, USA, *Tectonophysics*, 368 (1-4), 119-137, DOI: 10.1016/S0040-1951(03)00154-9
- Bestyński Z., Thiel K., 1999, Flysh geotechnical properties by the Geophysical Classification Index KFG, [w:] *Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics*, Tom 2, P. Berest, G. Vouille (red.), AA Balkema Publishers, Rotterdam, 1339-1343
- Foti S., Hollander F., Garofalo F., Albarello D., Asten M., Bard P., Comina C., Cornou C., Cox B., Di Giulio G., Forbriger T., Hayashi K., Lunedei E., Martin A., Marcerat D., Ohrnberger M., Poggi V., Renalier F., Sicilia D., Socco V., 2018, Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16 (6), 2367-2420, DOI: 10.1007/s10518-017-0206-7
- Huang A.-B., Lee J.-T., Ho Y.-T., Chiu Y.-F., Cheng S.-Y., 2012, Stability monitoring of rainfall-induced deep landslides through pore pressure profile measurements, *Soils and Foundations*, 52 (4), 737-747, DOI: 10.1016/j.sandf.2012.07.013
- Nescieruk P., Wójcik A., 1997, Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1:50 000, arkusz 1012 Bielsko-Biała, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa
- Ostrowski S., Rybak-Ostrowska B., Lasocki M., 2016, Fault zone imaging with seismic refraction tomography, [w:] *Proceedings of the Near Surface Geoscience 2016 – 22nd European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics*, DOI: 10.3997/2214-4609.201601958

- Rybak-Ostrowska B., Gąsiński A., Kaproń G., 2019, Dawsonite as an indicator of multistage deformation and fluid pathways within fault zones: Insights from Fore-Dukla Trust Sheet, Outer Carpathians, Poland, *Acta Geologica Polonica*, (w druku)
- Sheehan J.R., Doll W.E., Mandell W.A., 2005, An evaluation of methods and available software for seismic refraction tomography analysis, *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, 10 (1), 21-34, DOI: 10.2113/JEEG10.1.21
- Uhlemann S., Hagedorn S., Dashwood B., Maurer H., Gunn D., Dijkstra T., Chambers J., 2016, Landslide characterization using P- and S-wave seismic refraction tomography – The importance of elastic moduli, *Journal of Applied Geophysics*, 134, 64-76, DOI: 10.1016/j.jappgeo.2016.08.014
- Wdowiarz S., Zubrzycka A., Fryszak-Wołkowska A., 1988, Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1:50 000, arkusz 1040 Rymanów, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa
- Yielding G., Freeman B., Needham D.T., 1997, Quantitative fault seal prediction, *AAPG Bulletin*, 81 (6), 897-917
- Yilmaz O., 2015, Engineering seismology with applications to geotechnical engineering, *Investigations in Geophysics Series*, 17, Society of Exploration Geophysics, Tulsa, 954 s.

Detekcja strefy nasilonego przepływu wody w podłożu holenderskiego wału morskiego metodą termo-aktywną

Detection of the zone of increased water flow in the foundation of the Dutch sea dike by thermal monitoring method

Krzysztof RADZICKI

*Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki
Warszawska 24, 31-155 Kraków, Polska*

Marek STOLIŃSKI

NeoStrain Sp. z o.o., Lipowa 3, 30-702 Kraków, Polska

Streszczenie

W artykule przedstawiono wyniki badań wykonanych metodą termiczną w 2018 r. na holenderskim wale morskim, których jednym z rezultatów była detekcja strefy nasilonego przepływu wody w jego podłożu. Badania wykonała firma Neostrain, we współpracy z Politechniką Krakowską, z użyciem, rozwiniętej w ostatnich latach w Polsce, innowacyjnej technologii pasywno-aktywnych quasi liniowych czujników termicznych, służącej do monitoringu procesów filtracyjnych w gruncie. Metoda ta jest szczególnie przydatna w detekcji i analizie przecieków w korpusach i podłożu wałów przeciwpowodziowych oraz zapór ziemnych. W Polsce kilka takich obiektów jest już objętych tym systemem. Opisywane rozwiązanie ma kilka unikatowych cech. Umożliwia po pierwsze bezwykopową instalację czujników, bez użycia ciężkiego sprzętu, po drugie – wielopunktowy, quasi liniowy na długości obiektu, monitoring przecieków oraz (zwłaszcza) termo-aktywny tryb pomiarowy. Czujniki zaopatrzone w moduły składające się z sensorów temperatury zintegrowanych ze specjalnie zaprojektowanym elementem grzewczym. Charakterystyka grzewcza czujników została skalibrowana w laboratorium dla różnych prędkości filtracji oraz różnych rodzajów gruntów. Pozwala to na bezpośredni odczyt prędkości filtracji w gruncie, oparty na aktywnym (grzewczym) pomiarze termicznym wykonanym in-situ czujnikiem.

W artykule przedstawiono, w podstawowym zakresie, ideę metody termicznej, w tym termo-aktywnej do monitoringu przecieków, a skupiono się na prezentacji wyników badań wykonanych na wale holenderskim i wypływających z nich wniosków. Przeprowadzone analizy pozwoliły po pierwsze zlokalizować strefę nasiloną filtracji w podłożu wału oraz określić tamże prędkości filtracji. Ponadto pokazały możliwość detekcji technologią termo-aktywną strefy zasięgu wpływu wody morskiej w głąb podłoża wybrzeża oraz określenie momentu zmiany kierunku przepływu wody w gruncie.

1. Wprowadzenie

Metoda termiczna jest rekomendowana przez Międzynarodowy Komitet Wielkich Zapór (ICOLD) do analizy procesów filtracyjnych, w szczególności do detekcji przecieków oraz do analizy procesów erozyjnych [ICOLD 2017]. Zalecenia te opierają się na licznych doświadczeniach z aplikacji tej metody w hydrotechnice na przestrzeni szczególnie ostatnich dwudziestu lat, głównie z Francji, Niemczech oraz Szwecji. Ponadto bazują one na wynikach testów porównawczych różnych metod służących monitoringowi procesów filtracyjno-erozyjnych, zrealizowanych w dużej skali na modelach fizycznych ziemnych budowli piętrzących przez holenderski instytut rządowy Deltares w programie Ijkdijk [Koelewijn 2010].

Kluczowymi zaletami tej metody termicznej są detekcja przecieków oraz procesu erozji we wczesnej fazie ich rozwoju oraz możliwość zastosowania do monitoringu czujników linowych, które zapewniają ciągłość detekcji w przestrzeni na długości budowli. Urządzenia te pozwalają również na stworzenie systemów monitoringu quasi-dwu (2D) lub quasi-trójwymiarowego (3D) [Radzicki 2015, 2017]. W konsekwencji metoda termiczna zmieniła jakościowo możliwości monitoringu procesów filtracyjno-erozyjnych.

W Polsce metoda termiczna była w ostatniej dekadzie intensywnie rozwijana [Radzicki 2017]. Opracowane zostało między innymi innowacyjne rozwiązanie pomiarowe Termiczny Wielopunktowy System Monitoringu Przecieków MPoinTS (Multi Points Thermal Sensing). Jego kluczowymi cechami są możliwość monitoringu liniowego (1D), jak również w układach quasi 2D i quasi 3D, bezwykopowy montaż oraz, oprócz detekcji przecieków, także pomiar *in-situ* prędkości przepływu wody w gruncie, oparty na termo-aktywnej metodzie pomiarów [Radzicki 2017].

Technologia ta została zastosowana m.in. w pierwszych zainstalowanych w Polsce systemach termomonitoringu budowli piętrzących, zapory ziemnej i wału przeciwpowodziowego. Jednym z przykładów jest zapora Kozłowa Góra, gdzie system wdrożono w 2014 roku. Uzyskano z jego pomocą kluczowe informacje, co do przebiegu procesów filtracyjno-erozyjnych w podłożu obiektu, w tym określono stopień niepogłębienia ścianki szczelnej [Radzicki i in. 2018]. Z kolei pierwsza instalacja systemu termomonitoringu na wale przeciwpowodziowym nastąpiła w 2018 roku, na lewobrzeżnym wale Wisły w pobliżu Krakowa. W 2019 roku, w trakcie majowego wezbrania, system umożliwił ocenę zaawansowania i przebiegu procesów filtracyjno-erozyjnych w przedmiotowym wale i dokładną detekcję stref przecieków i nasilonej filtracji.

Po tych udanych pilotażach, metoda termomonitoringu jest wdrażana w coraz szerszym zakresie. Obecnie systemy aktywnego termomonitoringu przecieków są rozbudowywane m.in. na suchych zbiornikach w Boboszowie na rzece Nysa Kłodzka oraz w Roztokach Bystrzyckich na potoku Goworówka. Lokalne systemy termomonitoringu podłoża oraz styku podłoża z korpusem wału zaprojektowano również w wykonanych w ostatnim czasie projektach modernizacji istniejących lub budowy nowych wałów przeciwpowodziowych. Obejmują

one dość krótkie, zwykle kilkudziesięciometrowe, najwrażliwsze odcinki wału, zlokalizowane w obszarze starorzeczy, krewas, utworów wysokoprzepuszczalnych lub potencjalnie erozyjnych, jak również tam, gdzie występują największe obciążenia hydrauliczne oraz jednocześnie przepuszczalne grunty w podłożu. Projekty są obecnie na etapie poszukiwania środków finansowych na realizację (np. projekt modernizacji lewo- i prawobrzeżnych wałów rzeki Babulówka).

W 2018 roku, na zlecenie holenderskiego Zarządu ds. Gospodarki Wodnych (Waterschap), przeprowadzono testy technologii MPointS na holenderskim wale morskim. Zakończyły się one znaczącym sukcesem – wykryto lokalną strefę o wysokiej przepuszczalności pod wałem. Ponadto ważnym osiągnięciem było określenie momentu zmiany kierunku przepływu wody w gruncie, generowanego przez pływowe zmiany położenia zwierciadła Morza Północnego, oraz określenie momentu wystąpienia i wartości największych prędkości przepływu. W dalszej części artykułu omówiono przebieg i wyniki testu oraz wybrane jego rezultaty i kluczowe wnioski.

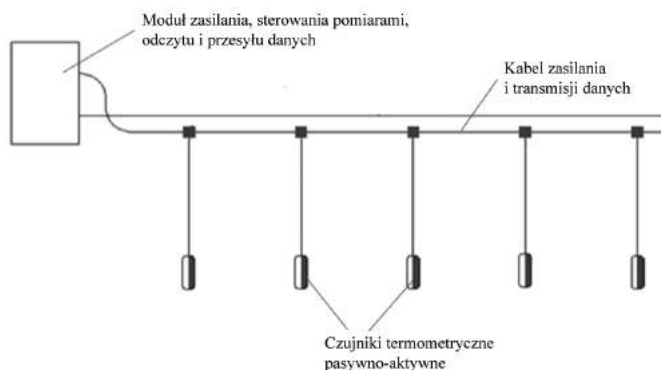
2. Technologia termomonitoringu pasywno-aktywnego MPointS

Technologia termomonitoringu pasywno-aktywnego MPointS jest innowacyjnym i zoptymalizowanym rozwiązaniem softwarowo-hardwarowym, służącym do termicznej detekcji przecieków oraz pomiarów *in-situ* prędkości filtracji. Umożliwia bezwykopową instalację czujników, jak również pomiary quasi liniowe na całej długości monitorowanego odcinka zapory lub wału.

Jedną z kluczowych cech technologii MPointS są innowacyjne czujniki termiczne pasywno-aktywne. W czujniku zamontowany jest sensor temperatury, zintegrowany ze specjalnie zaprojektowanym układem grzejnym. W konsekwencji technologia ta umożliwia pomiary pasywne, tj. naturalnych temperatur w gruncie lub zastosować metodę aktywną cyklu podgrzewania i auto-chłodzenia czujnika. W trybie aktywnym pomiar pozwala *in-situ* określić prędkość filtracji w gruncie. Odbywa się to w sposób automatyczny poprzez porównanie pomiaru *in-situ* ze skalibrowaną w warunkach laboratoryjnych bazą danych krzywych grzania-chłodzenia wygenerowanych dla różnych gruntów oraz różnych prędkości filtracji.

Zarówno pomiary pasywne, jak i aktywne mogą być poddane weryfikacji modelem statystycznym opartym na metodzie analizy czynnikowej, który został opracowany specjalnie do analizy pomiarów z termicznych czujników liniowych. Pozwala on na wczesną detekcję przecieków, w tym w trybie automatycznego monitoringu w czasie rzeczywistym.

System monitoringu oparty na technologii MPointS instalowany jest bezwykopowo poprzez wbijanie kolejnych czujników obok siebie, w ciągu, na całej długości założonego odcinka. Umożliwia to stworzenie monitoringu quasi-ciągłego na długości obiektu, szczególnie w jego stopie odpowietrznej. Schemat instalacyjny systemu przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat termometrycznego systemu pomiarowego wykorzystującego technologię MPointS

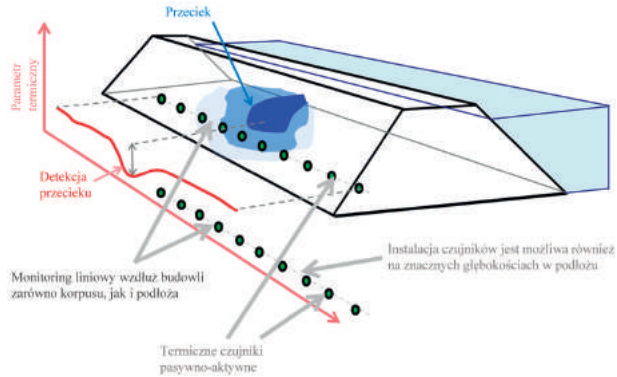
Czujniki mogą też zostać zamontowane w pionowych profilach pomiarowych. W konsekwencji oprócz układów monitoringu liniowego możliwe jest stworzenie układów monitoringu quasi-2D (dwie i więcej linie czujników w jednej płaszczyźnie; schemat na rysunku 2) oraz quasi-3-D (oprócz monitoringu wzdłuż obiektu quasi-2D monitorowane są także wybrane przekroje budowli). Szczegółową informację o monitoringu quasi 2D lub 3D przedstawił Radzicki [2015].

Rozdzielczość (gęstość) rozłożenia przestrzennego czujników dostosowana jest indywidualnie do każdego obiektu, w tym do parametrów gruntu oraz potencjalnych scenariuszy procesów filtracyjnych i erozyjnych. Umożliwia to detekcję procesów destrukcyjnych we wczesnej fazie ich rozwoju, w sposób ciągły na długości obiektu. Czujniki charakteryzują się małą średnicą i ich montaż nie pozostawia dużego otworu, który jednakże jest uszczelniany po instalacji czujnika poprzez wypełnienie go granulatem bentonitowym.

Przedmiotowa bezwykopowa instalacja nie powoduje więc nieciągłości i rozszczelnień warstw podłoża oraz generalnie rozluźnień podłoża. Nie tworzy zatem uprzywilejowanych dróg filtracji, mogących prowadzić do rozwoju procesów erozyjnych, w szczególności przebieć hydraulicznych. Takie zagrożenia istnieją na przykład przy instalacji kabli pomiarowych, w tym termicznych, światłowodowych. Wymiana uszkodzonego czujnika w opisywanej technologii jest prosta, polega na zamontowaniu obok nowego urządzenia i włączenia go do systemu.

Wdrożenie technologii MPointS jest szczególnie korzystne w przypadkach:

- potrzeby instalacji systemu termomonitoringu niskobudżetowego, niewymagającego realizacji robót ziemnych, do obserwacji lokalnych odcinków istniejących budowli piętrzących o długości do kilkuset metrów;
- potrzeby szybkiego montażu systemu termomonitoringu, na przykład w sytuacji wystąpienia lokalnego nasilenia procesów filtracyjno-erozyjnych;
- koniczności zbadania procesów filtracyjno-erozyjnych w głębszych strefach podłoża, zwłaszcza liniowo lub wielowymiarowo w przestrzeni;



Rys. 2. Przykładowy rozkład czujników wzdłuż wału, do monitoringu jego korpusu i podłoża, w układzie quasi 2D

- d) potrzeby określenie wartości prędkości filtracji w gruncie badaniem *in-situ*;
- e) planowanego remontu obiektu, związanego z zaobserwowanymi procesami filtracyjno-erozyjnymi w korpusie lub jego podłożu, w celu uszczegółowienia i minimalizacji jego zakresu, poprzez uprzednie dokładne rozpoznanie tych procesów za pomocą prosto i szybko montowalnego oraz niskobudżetowego systemu monitoringu.

Szerszy opis technologii MPointS prezentują publikacje [Radzicki 2015; Radzicki i in. 2015].

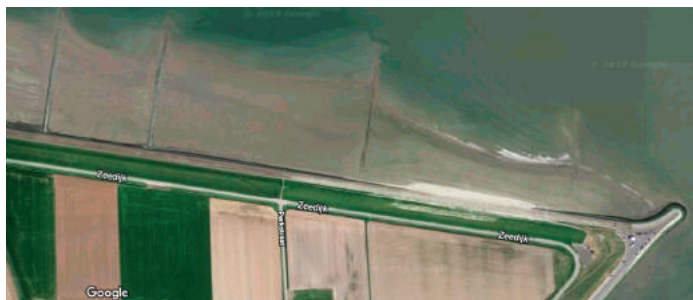
3. Opis badanego wału holenderskiego

Wał, na którym została zainstalowana technologia MPointS jest obiektem położonym na jednym z cyplów w zatoce Westerschelde. Zatoka z jednej strony łączy się z Morzem Północnym, a z drugiej prowadzi do portu w Antwerpii. Lokalizację wału oraz widok na jego skarpe odpowietrzną przedstawiono odpowiednio na rysunkach 3 i 4.

Wał ma wysokość 10 m, szerokość u podstawy około 75 m. Przy stopie odpowietrznej biegnie droga asfaltowa, za którą znajduje się rów opaskowy i głębokości około 1 m. Podłoże wału i jednocześnie wierzchnią warstwę podłoża naturalnego stanowi warstwa łu o różnej miąższości – od dwóch do kilku metrów – pod którą znajdują się piaski drobnoziarniste o dużej miąższości warstwy.

4. Przebieg i wybrane wyniki badań

Systemy pomiarowe oparte na technologii MPointS zainstalowano w kilku punktach różnych sekcji wału, charakteryzujących się odmiennym przekrojem, a zwłaszcza odmienną



Rys. 3. Lokalizacja wału [Google Maps]

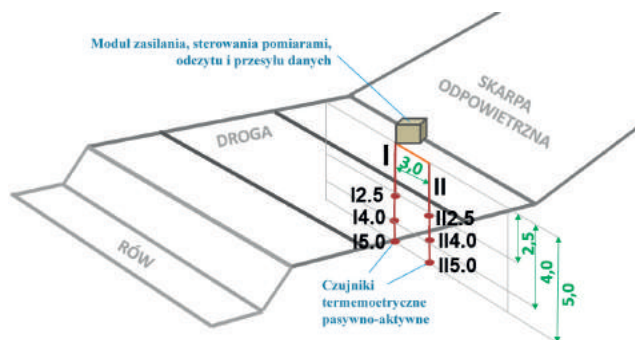


Rys. 4. Widok na skarpe odpowietrzną wału [Google Maps]

geologią. W każdej lokacji system składał się z dwóch lub trzech pionowych profili pomiarowych, zamontowanych w podłożu przy odpowietrznej stopie wału, opartych na termometrycznych pasywno-aktywnych czujnikach, oraz modułu zasilania, sterowania, zbierania i transmisji danych. Na tym etapie nie zaplanowano instalacji pełnego systemu monitoringu liniowego wzdłuż wału. Celem było pokazanie możliwości przedmiotowej technologii w analizie procesów filtracyjnych wyłącznie w tych pojedynczych miejscach.

Będący przedmiotem analiz wał morski, był dotychczas oprzyrządowany jedynie pojedynczymi piezometrami, rozlokowanymi w odległości 300-400 m od siebie. Jedną z wybranych sekcji wału do instalacji czujników MPointS była sekcja, gdzie jeden z piezometrów na przedpolu wału wykazywał najwyższą korelację wahań zwierciadła wody ze zmiennością stanów morza. W obszarze tej strefy zainstalowano jedno ze stanowisk pomiarowych, składające się z dwóch pionowych profili pomiarowych I oraz II odległych od siebie o 3 m. Schemat tego stanowiska pomiarowego pokazano na rysunku 5. Czujniki termometryczne w obu profilach zamontowano na trzech głębokościach 2,5 m, 4 m i 5 m, tj. w gruncie piaszczystym. Tuż pod powierzchnią terenu znajdowała się około dwumetrowa warstwa ilów.

Pomiary metodą aktywną wykonano pod koniec sierpnia 2018 r. w kilku seriach grzania i chłodzenia czujników, kiedy zmienność pływowa zwierciadła wody w morzu osiągała dwa razy na dobę wartości 5 m różnicy poziomów pomiędzy najniższym a najwyższym stanem. Stany maksymalne i minimalne w dniu 26 sierpnia, który był jednym z dni pomiarowych, kształtowały się następująco: godz. 3⁵⁹ – 290 cm, godz. 10³² – 199 cm, godz. 16¹⁶ – 289 cm,



Rys. 5. Schemat termometrycznego systemu pomiarowego

godz. 22⁵⁷ – 219 cm. Testy przeprowadzono dla różnych czasów grzania oraz dla różnej mocy grzewczej.

Na rysunku 6 przedstawiono dwa zbiory (A oraz B) sześciu krzywych pomiarowych ze wspomnianych dwóch pionowych profili pomiarowych I (trzy czujniki) oraz II (trzy czujniki). Pomiarów te wykonano dla tej samej mocy grzewczej i tej samej długości cyklu podgrzewania i auto-chłodzenia czujników, ale w dwóch różnych okresach czasowych w dniu 26 sierpnia. Na osi rzędnych umieszczono wartości znormalizowanej różnicy temperatury w zakresie od 0 do 1, będącej ilorazem różnicy przyrostu temperatury oraz maksymalnej zmierzonej temperatury.

Poprzez porównanie każdej z krzywych pomiarowych z krzywymi z bazy krzywych cyklu grzanie-chłodzenie, opracowanej w warunkach laboratoryjnych dla różnych rodzajów gruntów i prędkości, otrzymano wartości prędkości filtracji wokół danego czujnika (rys. 6). Podawane wielkości należy traktować orientacyjnie, ponieważ zostały one określone na podstawie bazy krzywych laboratoryjnych wykonanych dla słodkiej wody. Rzeczywiste wartości prędkości dla wody słonej mogą się różnić o kilkadziesiąt procent w stosunku do otrzymanych wyników. Dokładność oraz proporcje pomiędzy różnicami w prędkościach są poprawne. Jednym z następnych kroków w pracach rozwojowych technologii MPointS jest opracowanie bazy krzywych dla wody słonej.

Pomiary dla krzywych (A) w trakcie fazy grzania objęły moment zmiany kierunku przepływu w podłożu, w tym moment całkowitego, chwilowego ustania filtracji w podłożu, które miało miejsce około godziny 7³⁰ rano. Przed tym zdarzeniem, o godzinie 3⁵⁹, poziom morza osiągnął maksimum, a następnie zaczął się obniżać, przy czym przez cały okres znajdował się on wyżej niż wody w podłożu. Skutkiem tego była infiltracja wody morskiej w głąb podłoża w kierunku lądu. Lokalny zasięg napływu zależał od przepuszczalności gruntów podłoża. Około 7³⁰ rano nastąpiła równowaga hydrauliczna poziomu wód gruntowych i poziomu morza, po czym, na skutek dalszego obniżania się zwierciadła morza, nastąpił odpływ wody podziemnej. Maksymalne wartości prędkości filtracji nastąpiły około godziny 10³², kiedy to poziom morza osiągnął swoje minimum.

Pomiary dla krzywych (B) objęły okres, kiedy stan wody w morzu znajdował się powyżej zwierciadła wód gruntowych i miała miejsce wyłącznie infiltracja z morza w głąb podłoża. Od rozpoczęcia pomiarów do godz. 14⁰⁰ poziom morza podnosił się, aby o 16¹⁶ osiągnąć maksimum. W tym momencie prędkości infiltracji wody z morza w kierunku lądu były największe. Następnie zaczęły maleć wraz z opadaniem zwierciadła wody w morzu.

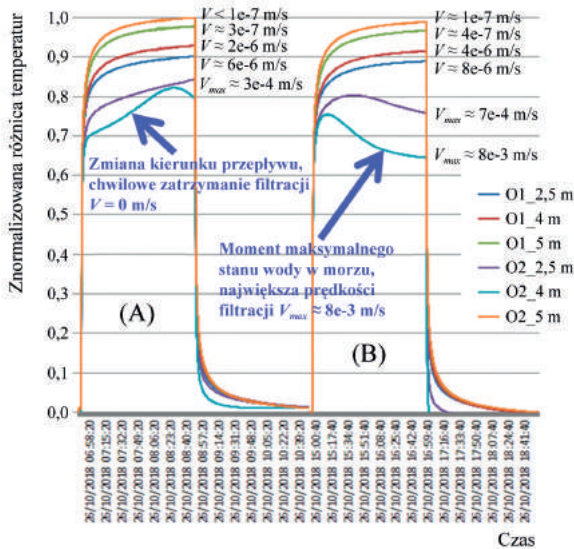
Analizując przedstawione krzywe pomiarowe, należy zwrócić uwagę, że krzywe (A) oraz (B) dla wszystkich czujników pionu pomiarowego I, tj. krzywe pomierzone przez czujniki I2.5, I4.0 oraz I5.0, jak również krzywe dla czujnika II5.0, mają klasyczny kształt krzywej cyklu grzania-chłodzenia. Oznacza to, że dla tych czujników prędkości filtracji są ustalone oraz nie ma zmiany kierunku ruchu wody. Przepływ wokół czujników był cały czas ukierunkowany od lądu w kierunku morza.

Prędkości filtracji dla tych wspomnianych czujników są trochę mniejsze dla krzywych (B) w stosunku do krzywych (A). Wynika to z faktu, że krzywe (B) były pomierzone w czasie trwania maksymalnych stanów morza. Napór wody morskiej w kierunku lądu spowodował ograniczenie odpływu wód podziemnych w kierunku morza i w konsekwencji do zmniejszenia prędkości odpływu.

Prędkości z zakresu 2e-6 m/s do 8e-6 m/s odnotowano dla czujników I2.5 oraz I4.0. Najmniejsze prędkości filtracji, o wartościach od 1e-7 do 4e-7 m/s, zarejestrowały położone najniżej w obu profilach pomiarowych czujniki I5.0 i II5.0, zlokalizowane na głębokości 5 m, która odpowiada orientacyjnie wysokości położenia dziennych minimów zwierciadła morza. Oznacza to stały napór hydrauliczny od strony morza na tej wysokości i zablokowanie odpływu wody tą warstwą w przeciwnym kierunku. W konsekwencji cała główna zmienność przepływów odbywała się w dniu badań w wyższych obszarach utworów piaszczystych, pod spągiem warstwy ilastej zlokalizowanej przy powierzchni podłoża.

Odmienny przebieg krzywych niż powyżej omówione, tj. różniący się od klasycznego przebiegu krzywych cyklu grzanie-chłodzenie, zarejestrowano dla pomiarów wykonanych w II profilu pomiarowym czujnikami II5.0 oraz II2.5. Świadczy to o znacząco istotnych zmianach prędkości wody w trakcie trwania pomiarów wokół tych czujników. Analiza czasowa zmienności tych krzywych, w korelacji do zmiany położenia zwierciadła morza, umożliwiła wyjaśnienie tych zmian i przedstawienie zaprezentowanych poniżej wniosków.

Czujniki II2.5 oraz II4.0 znajdują się w strefie kontaktu hydraulicznego z wodą morską, o przepuszczalności większej niż strefa otaczająca czujniki I2.5 oraz I4.0, które takiego kontaktu hydraulicznego nie mają. Nie można wykluczyć, że strefa kontaktu z wodą morską obejmuje również czujnik II5.0, jednakże leży on na głębokości minimów dziennych stanów wody w morzu, co blokowało w okresie wykonywania pomiarów, jak opisaliśmy powyżej, odpływ wody podziemnej w kierunku morza. Możliwe, że w innym okresie, gdy minima dzienne położenia zwierciadła morza są niższe, wskazania czujnika II5.0 również wykazywałyby znaczące lokalne zmienności prędkości filtracji.



Rys. 6. Wybrane wyniki aktywnych pomiarów termicznych

Analiza korelacji czasowej krzywych (A) ze stanami morza wskazuje, że zaburzenie klasycznego przebiegu krzywych cyklu grzanie-chłodzenie dla czujnika II2.5 zostało spowodowane odwróceniem kierunku przepływu wody w podłożu – z układu morze do lądu na układ z lądu ku morzu. Około godziny 7³⁰ nastąpiło chwilowe całkowite ustanie filtracji tuż przed zmianą kierunku przepływu. Jej przyczyną była chwilowa równowaga hydrodynamiczna w obszarze czujnika II2.5 pomiędzy naporem wód podziemnych a naporem wód od strony morza. Moment ten oznaczono na rysunku 6 strzałką – jako przecięcie krzywej, ukierunkowane ku górze, dla czujnika II2.5. Natomiast zaburzenia krzywej pomiarowej (A) dla czujnika II4.0 są mało znaczące. Prędkość była stała, ze zwrotem z lądu ku morzu, o wartości 3e-4 m/s.

Największe zaburzenia w całości pomiarów, w stosunku do klasycznego przebiegu krzywych cyklu grzanie-chłodzenie, miały miejsce dla krzywej (B) czujnika II.2.5. Jest to okres maksymalnego wzniosu zwierciadła morza i przez to najsilniejszego naporu wody morskiej w podłożu w kierunku lądu. Wygenerował on silny przepływ wody w gruncie w otoczeniu czujnika II.2.5 o prędkości maksymalnej 8e-3 m/s, który schłodził czujnik, powodując znaczące obniżenie wartości temperatury (zaznaczone strzałką na rysunku 6, krzywa B). Podobny efekt, ale o mniejszym nasileniu, obserwujemy na krzywej (B) czujnika II.4.0

Podsumowując, wykonane pomiary metodą termo-aktywną wykazały, że czujnik II2.5 oraz II4.0 mają znaczny kontakt hydrauliczny z morzem, szczególnie ten pierwszy czujnik. Oznacza to, że nasilenie przepływu miało miejsce bezpośrednio pod spągiem warstw ilastych leżących przy powierzchni podłoża w otoczeniu profilu II. Dwa profile pomiarowe zamontowane były w odległości zaledwie 3 m od siebie. Profil I nie wykazał znaczącego kontaktu hydraulicznego z morzem. Prawdopodobnie profil II znalazł się na granicy strefy rozluźnienia

gruntów piaszczystych. Montaż na długości wału, ciągłego w przestrzeni, systemu termomonitoringu w technologii MPointS umożliwiłby określenie zasięgu przedmiotowej strefy rozluźnień gruntu piaszczystego.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone na wale holenderskim badania pozwoliły zlokalizować strefę nasilonej filtracji w jego podłożu oraz określić w niej prędkości filtracji. Ponadto pokazały możliwość detekcji technologią termo-aktywną strefy zasięgu wpływu wody morskiej w głąb podłoża na wybrzeżu oraz momentu zmiany kierunku przepływu wody w gruncie. Metoda bezwykopowa instalacji czujników termiczno-pasywno-aktywnych wykazała swoją znaczącą przydatność. Następnym krokiem analizy na badanym obiekcie jest instalacja na długości wału liniowego systemu termomonitoringu w technologii MPointS, w celu pełnego określenia zasięgu strefy wnikania wody morskiej w głąb podłoża tego wału.

Literatura

- ICOLD, 2017a, Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundation. Volume 1: Internal erosion processes and engineering assessment, ICOLD Bulletin no. 164
- ICOLD, 2017b, Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundation. Volume 2: Internal erosion processes and engineering assessment, ICOLD Bulletin no. 164
- Koelewijn A., 2010, IJkdijk Piping experiments-four large-scale field tests leading to failure by seepage erosion, instrumented with both traditional and experimental detection techniques, [w:] Workshop of European Working Group in Internal Erosion of ICOLD, Granada, Spain
- Radzicki K., 2015, The concept of quasi-3d monitoring of seepage and erosion processes and deformations in dams and dikes, considering in particular linear measurement sensors, *Czasopismo Techniczne*, 2-Ś (24), 129-139, DOI: 10.4467/2353737XCT.15.232.4618
- Radzicki K., 2017, Termomonitoring procesów filtracyjno-erozyjnych w zaporach i wałach przeciwpowodziowych – dotychczasowy rozwój oraz kluczowe zagadnienia aplikacyjne, *Gospodarka Wodna*, 6, 168-174
- Radzicki K., Opałiński P., Przecherski P., Siudy A., Bonelli S., 2018, Analysis of seepages and internal erosion in foundation of Kozłowa Góra dam using temperature measurements modelling and statistical analysis of piezometrical levels, [w:] *Proceedings of the 26th International Congress on Large Dams*, Wiedeń, 709-724
- Radzicki K., Siudy A., Stoliński M., 2015, An innovative 3D system for thermal monitoring of seepage and erosion processes and an example of its use for upgrading the monitoring system at the Kozłowa Góra dam in Poland, [w:] *Proceedings of the 25th International Congress on Large Dams*, Stavanger, 85-101

Algorytm wyboru optymalnej metody stabilizacji osuwiska

Algorithm of selection of the landslide slopes optimal stabilization

Solsky Stanislav VIKTOROVICH, Bykovskaya Sofya ALEKSANDROVNA

*B.E. Vedenev All-Union Scientific-Research Institute of Hydraulic Engineering
Gzhatskaya Street 21, 195220 Saint Petersburg, Russia*

Summary

Nowadays, the study of landslide processes is one of the most serious aspects of construction and operation of both hydrotechnical, industrial and civil structures. Landslides violate the stability of entire complexes of structures, moreover the geodynamic process has a sudden and rapid nature of manifestation. Therefore, in order to avoid dangerous situations, the assessment of the stability of the slopes is the most important task before the start of construction.

Currently, there are a large number of landslides classifications, which characterize the conditions for the formation of landslides, the history of geological development, their age, structure, etc. Literary publications on theoretical and practical experience in dealing with landslides were analyzed. The analysis showed that the existing classifications are little connected to the methods of engineering protection against landslides, localization or minimization of the landslide processes.

Analysis of standards and scientific publications showed that there are three categories of ways to deal with sliding slopes: preventive, restrictive and liquidating. But the specific geological foundation of engineering solutions in these sources is not given.

In this research, a classification of slope protection measures, including the conditions necessary to use them, was developed and presented. This classification clearly reveals the importance of preventive measures for engineering protection of territories, which in terms of scale and importance are much less expensive than restrictive and liquidating measures.

The next stage of this work was the development of an algorithm that makes possible to correlate the characteristic conditions for the development of landslides with a set of engineering solutions for their stabilization.

After that, the algorithm was tested on the territory of a large industrial complex on a river slope. The aim of the work was to develop technical solutions to strengthen the slope in the area of the water ejector. The protection structure is arranged along the lower terrace. Numerical methods were used to calculate the stability of the slope when applying design solutions. The calculations were made in the program Plaxis 2D. Successful approbation of the algorithm confirmed its practical applicability. The algorithm allows to select an effective slope protection complex against landslides.

1. Introduction

A landslide is a mass of rocks that slides down the slope under the influence of gravity, hydrodynamic pressure, seismic and some other causes. Landslide formation is the result of a geological landslide process due to the imbalance of rocks (rock masses) [Lomtdzhe 1977].

Landslides are very different in their morphological and genetic characteristics. Therefore, there are a large number of classifications, some of which are more detailed, taking into account several features, while others are based on the account of one characteristic. In many cases, a specific classification is used in accordance with the application area of the future structure. In this case, the fields of hydraulic and industrial engineering are considered.

The most famous classifications are developed by Savarensky [1939], Popov [1951], Zolotarev [1974], Lomtdzhe [1977], Ivanov and Trzhtsinsky [2001].

Today, there are more than 100 landslides classifications, which are usually divided into three categories: general, regional and private. We've concluded that the existing classifications have little to do with the engineering protection methods for stabilizing, localizing or minimizing the processes of landslide.

Existing measures for engineering protection of territories are divided in three main categories [SP 116.13330.2012]:

1. measures to prevent the disturbance of the stability of natural slopes;
2. measures limiting the development of gravitational processes and ensuring life safety, including environmental protection;
3. measures to eliminate the consequences of gravitational phenomena.

The regulatory literature lists the main engineering protection methods. Types of slope protection activities, depending on their category, are given by Ivanov and Trzhtsinsky [2001] and other authors.

Analysis of standards and scientific publications showed that the variety of conditions for the occurrence of landslides and design solutions for their stabilization make a comprehensive approach to their systematization unproductive.

It is necessary to choose the typical conditions for the development of landslides, as well as to type them, and then to select all possible engineering solutions for each particular case [Solsky 2011; Solsky et al. 2018].

At the first stage of the study, a classification of slope protection measures was proposed, taking into account their typification by characteristic natural-anthropogenic factors [Bykovskaya 2018; Solsky, Bykovskaya 2018].

Based on this classification, an algorithm was developed for selecting a rational strengthening of a slope in landslide construction conditions. The algorithm is presented in Figure 1. Its concept consists in the system solution of a number of problems. On the one hand, this will allow to gradually bring the parameters of the landslide slope model to the real ones, and on the other hand, it will allow choosing the most appropriate corrective measures from

the variety of their practical application. The algorithm includes 7 stages of choosing a rational option to strengthen the slope.

The implementation of the proposed algorithm is based on information about the geological structure, hydrogeological, topographic, hydrometeorological conditions, physical and mechanical characteristics of soils. Numerical modeling methods were used to calculate the stability of the slope.

First of all, when solving a practical task of stabilizing slopes by this method, it is necessary to identify the factors contributing to the occurrence of landslides in the project in question. The factors can be divided into the following categories: topography, the geological structure of the slopes, the hydrological regime of rivers of the coastal slopes, hydrogeological conditions, climatic characteristics of the region, tectonic movements and seismic phenomena, anthropogenic factors.

At the second stage, it is required to develop a model of the object under consideration: to take into account its geometrical parameters, the physico-mechanical characteristics of soils, as well as the loads acting on the geotechnical massif.

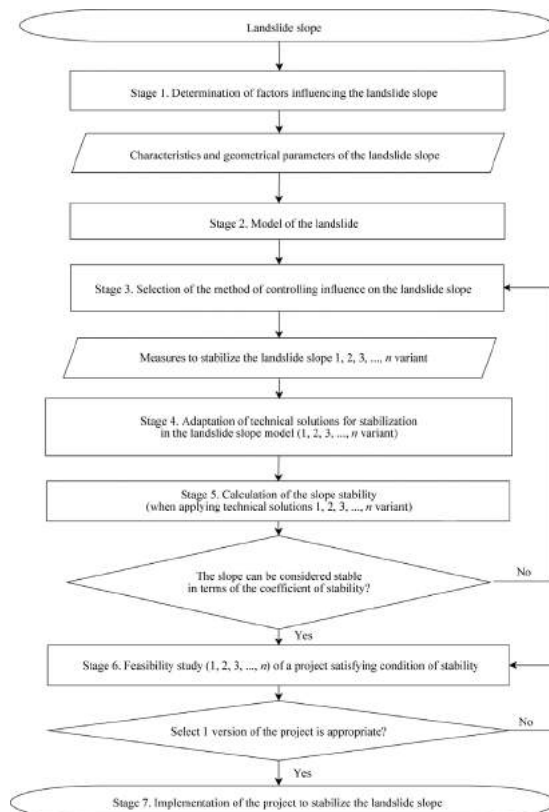


Fig. 1. Algorithm of selection of rational strengthening of a slope in landslide conditions of construction

At the third stage, it is necessary to select the intended set of remedial works in relation to the natural-anthropogenic impacts on the soil massif specified at the previous stage. Several options for stabilizing the slope can be chosen, in order to select the most effective one, after finishing all the necessary analyzes and comparing the results.

At the fourth stage, the adaptation of the adopted technical decisions on stabilization in the landslide slope model (or several variants) is performed.

At the fifth stage, the effectiveness of slope protection measures is analyzed, namely, the stability of the slope is evaluated when applying selected engineering protection measures [Terzaghi 1961; Fisenko 1965]. If the slope is characterized as “unstable”, it is necessary to select other technical solutions or adjust the characteristics of the previously selected ones (further following the algorithm from step 3).

If the slope is characterized as “stable”, then it is necessary to go to the next, sixth stage of the algorithm, which is feasibility study for a complex of slope protection technical solutions (or several of their variants).

Of the several possible projects for stabilizing the landslide slope, the most profitable in terms of material means and the possibility of implementation is chosen, and in addition, the need for subsequent monitoring of the slope condition is taken into account.

After that, it's possible to proceed to implementation of the project, which is the seventh stage of the algorithm.

In order to test the algorithm, an object on the territory of an industrial complex, was selected. The aim of the work was to develop design solutions for the stabilization of the soil massif in the area of the outlet of heating-and-power plant. This hydrotechnical construction refers to middle dangerous constructions class. The protection structure is arranged along the lower terrace of the river.

On the basis of engineering and geological research, the first stage of choosing a rational stabilization of the river slope was launched. At this stage, the factors influencing the landslide massif during the operation of the outlet were considered.

2. The first stage of the algorithm

It was found that the natural conditions of the study area are characterized as satisfactory. Most of the geological sections are composed of glacial loams of solid consistency. These soils have high strength properties and can serve as a reliable basis for structures. However, in the depths of the soil there are a layer of sandy loams and sands; this may negatively affect their carrying capacity.

The number of geotechnical processes that negatively affect the conditions of construction and operation of facilities, should include landslide displacement.

Considering the hydrological factor of influence on the landslide massif, the main reasons causing the displacement of the soil are actions of flood waters eroding the coast. The most dangerous period for the stability of the slope is the period of decline of water in the river after the spring flood.

Another complicating factor is the presence of technogenic deposits in the geological structure of the territory. These deposits have low strength characteristics and are highly deformable. The re-shaping of the ground mass of high power affected the deterioration of the slope stability, forming the landslide displacements.

During the period of seasonal freezing, technogenic deposits and glacial loam show specific heaving properties, which reduce the stability of these soils.

The groundwater level is not constant; it is closely related to the seasonal infiltration of precipitation outside the construction site and the accidental discharge of industrial water, which can adversely affect the bearing capacity of the foundations of the structures.

The dynamic load from the movement of heavy transport on a stretch of road has a large influence on the development of landslide phenomena. Conversely, the process of displacement of soils provoked the destruction of the road section, so it is necessary to reconstruct the road.

When considering the existing factors of influence on the landslide massif within the limits of the design, it is important to take into account the load from the weight of the snow cover.

Considered factors affecting the safety of the operation of water outlets, together with the insufficient holding capacity of supporting structures, may further increase the intensity of the process of displacement of the soil. In this regard, the slope within the study area could be characterized as a landslide, therefore antierosion protection of the slope was necessary.

3. The second stage of the algorithm

Numerical modeling methods were used to calculate the stability of the slope, when technical solutions are being applied. The calculations were made using the program Plaxis 2D. Materials of laboratory research of rocks were used to create a model of the landslide slope. The geometrical parameters, as well as the physical and strength characteristics of the rocks of the slope were specified in the program Plaxis.

In the landslide slope model, the following loads were taken into account:

A. The load from the heavy machinery on the road surface.

The magnitude of the short-term load from heavy machinery was taken according to regulatory guidelines for the entire width of the roadway, considering the distribution of its surface area. Taking into account the safety coefficient, the value of the calculated load on the roadbed was 54 kPa.

B. Snow load.

The regulatory value of the snow load for the fifth snow region was 3.2 kPa. Taking into account the reliability coefficient, the value of the calculated snow load amounted to 4.5 kPa.

C. The load of water pressure.

The load from the hydrostatic pressure of groundwater on the structure was taken into account directly in the modeling process by setting groundwater levels.

The calculation of the slope stability in the program Plaxis 2D was carried out in plane-strain conditions. The Plaxis program contains special tools that allow to simulate the non-linear behavior of soils. In this calculation, the processes of reloading of soils were not simulated; therefore, the simplest elastic-plastic model of the Coulomb-Mohr soil was used as a calculation model.

The model contains 5 basic parameters: Young's modulus E and Poisson's ratio ν are the parameters of the soil elasticity, cohesion c and angle of internal friction φ are the parameters of soil strength, ψ is the angle of dilatancy. The Coulomb-Mohr model is a first-order approximation of soil behavior.

Assessment of the safety factor of the structure in the Plaxis program is implemented by a gradual decrease in the strength characteristics of the soil. This process is called φ/c – reduction and it is present as a separate type of calculation. When using the φ/c – reduction algorithm (reducing φ and c), the soil strength parameters $\tan \varphi$ and c are consistently reduced until failure occurs, thus, the safety factor Msf is the ratio of the shear resistance of the soil to the minimum shear resistance required to ensure balance.

For this particular structure (class III), the stability factors (Msf) should not be lower than the normative ones:

$$Msf \geq Msf, n = 1.15 \text{ – for the main combination of loads}$$

$$Msf \geq Msf, n = 1.05 \text{ – for a special combination of loads}$$

At the end of the calculation, the Plaxis 2D program determines the maximum forces in the supporting structures – the bending moment M_{max} (kN · m/m), the longitudinal force in the section with the maximum moment N (kN/m) and the lateral force Q_{max} (kN/m).

4. The third stage of the algorithm

To prevent further destruction of the coastline, it is necessary to strengthen the shore of the river. At this stage of the rational strengthening selection, the method of controlling the landslide massif was selected.

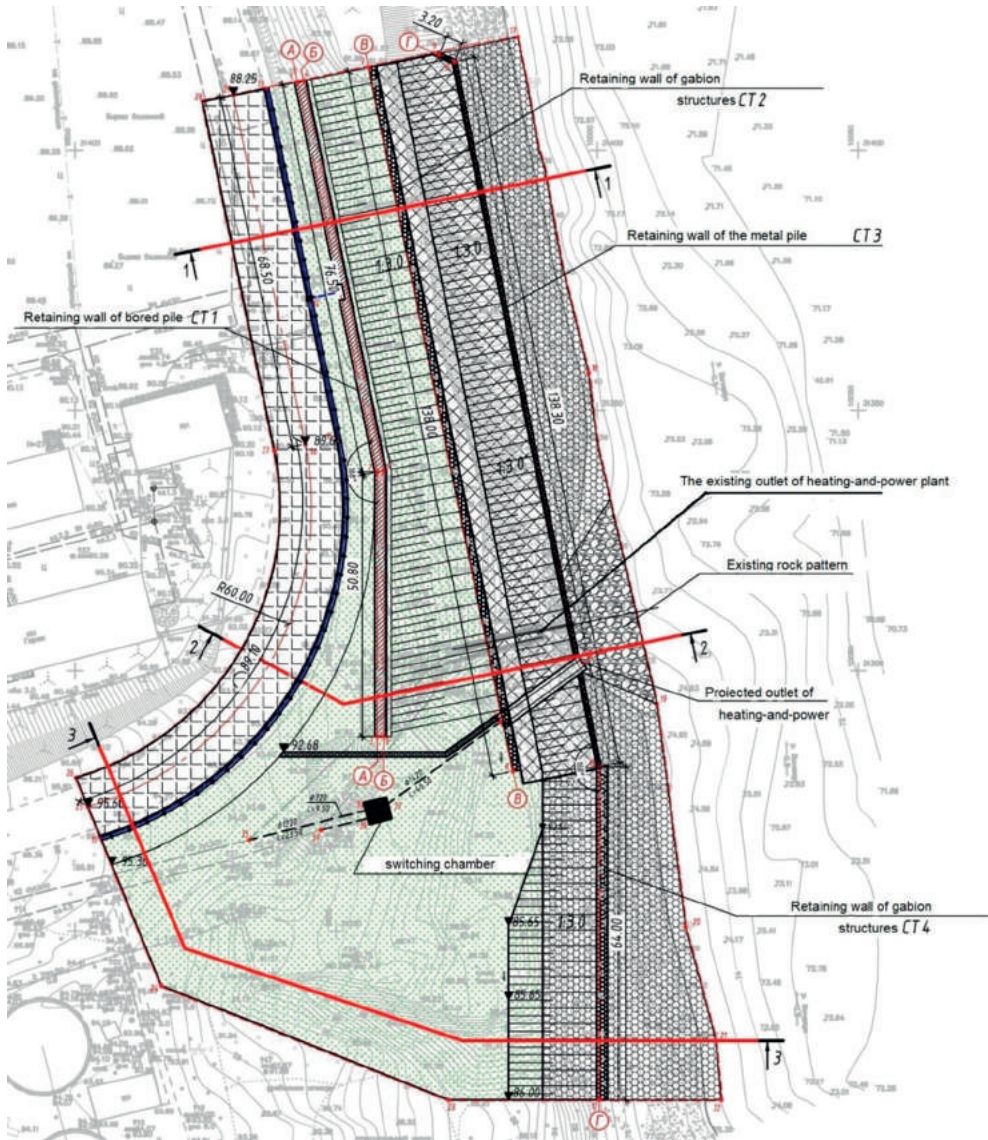


Fig. 2. Layout 3 selected cross sections of the construction and all of retaining walls

To prevent the destruction of soils by surface waters and the development of ravine-type slope erosion, it is necessary to provide surface flow control. For removal of surface water along the technological road within the boundaries of the design, reinforced concrete trays are to be laid. The rain runoff is diverted and discharged into the existing storm sewer well.

To prevent negative consequences as a result of the collapse of the soil massif and to ensure stability, the suggested technical solutions consider installation of a combined mounting of retaining walls (Fig. 2):

1. Retaining wall of bored pile – CT1.
2. Retaining wall of gabion structures – CT2.
3. Retaining wall of metal pile – CT3.
4. Retaining wall of gabion structures at the base of the slope – CT4.
The coast is strengthened in order to protect it from flood waters:
5. The downstream slope from CT3 to CT2 is reinforced with reinforced concrete slabs, which also protects the coast from destruction during freezing.
6. On the upper slope from CT2 to CT1, an antierosion geomat is placed with seeding of perennial grasses.

5. The fourth stage of the algorithm

Technical solutions were adapted in the landslide slope model for section 1-1, 2-2 and 3-3 (Fig. 2). The solutions at the fourth stage of the algorithm are presented in Figures 3-5.

6. The fifth stage of the algorithm

The calculation of stability and strength was carried out for two design cases in three selected cross sections.

1. The main settlement case.

Retaining walls were made, dumping was performed and the embankment was laid up to design marks. On the stretch of roadway, a short-term load from heavy machinery of 54 kPa was applied. A snow load of 4.5 kPa was applied to the bank protection surface. The groundwater level for the main case was taken according to engineering geological surveys. Combination load factor $\gamma_{lc} = 1.0$.

2. Special settlement case.

As a special load, hydrostatic pressure was additionally applied from the temporary rise of the groundwater level during the period of snowmelt and prolonged precipitation. In front of the sheet pile wall, the groundwater backwater level was taken at the top of the fence. The load combination factor was adopted as for the special design case $\gamma_{lc} = 0.9$.

The results of the calculation of the stability of the structure for the main and special design case (the worst combination of loads) are presented in Table 1 and Figure 6.

According to the results of calculations of overall stability, fortified structures meet regulatory requirements for the stability factors (M_{sf}). The stability condition is fulfilled in three selected cross sections, in the main and special design cases: the value of the design stability factor for stability in all cases is higher than the requested one in the standard.

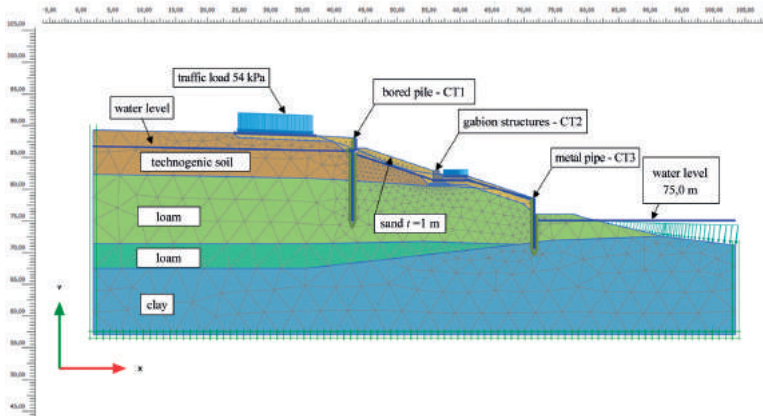


Fig. 3. Section 1-1; the design scheme of strengthen slope in Plaxis 2D

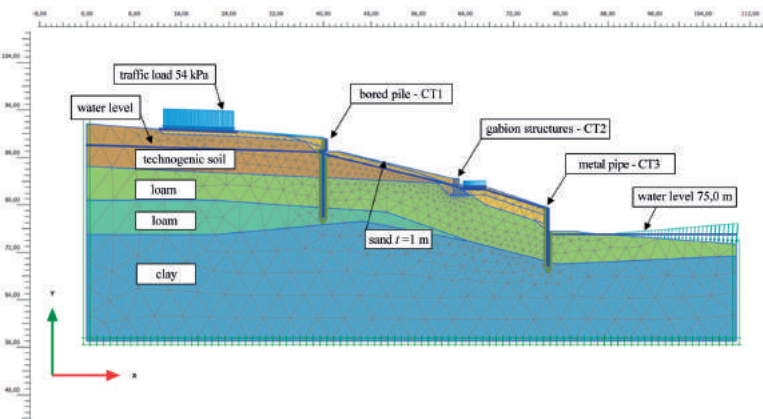


Fig. 4. Section 2-2; the design scheme of strengthen slope in Plaxis 2D

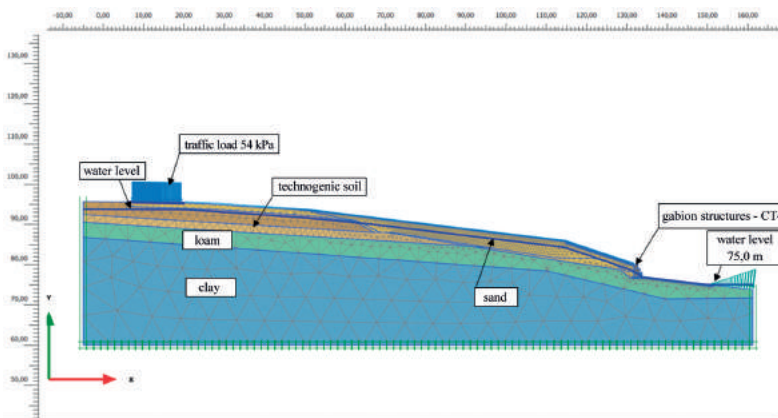
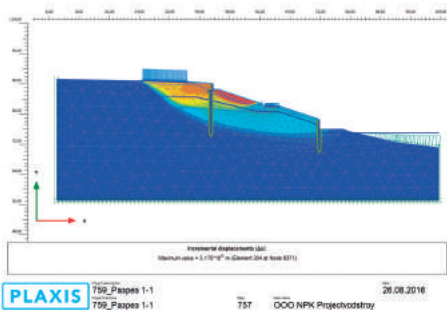
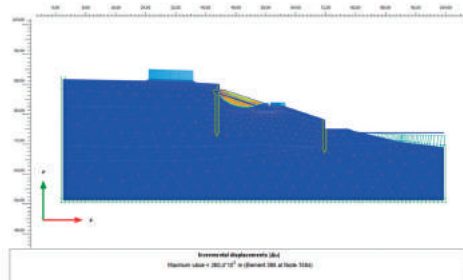


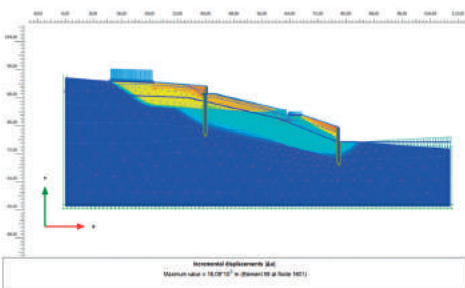
Fig. 5. Section 3-3; the design scheme of strengthen slope in Plaxis 2D



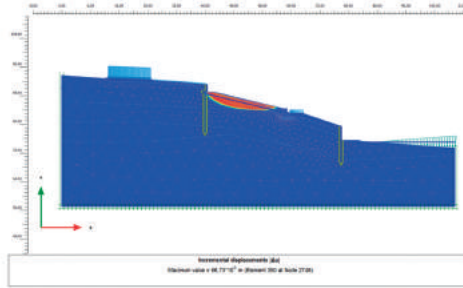
Section 1-1. The main settlement case; stability factor $Msf = 1.43$



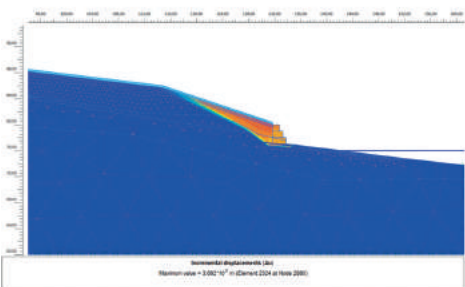
Section 1-1. Special settlement case; stability factor $Msf = 1.11$



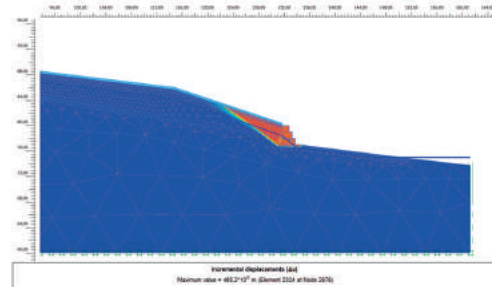
Section 2-2. The main settlement case; stability factor $Msf = 1.42$



Section 2-2. Special settlement case; stability factor $Msf = 1.11$



Section 3-3. The main settlement case; stability factor $Msf = 1.42$



Section 3-3. Special settlement case; stability factor $Msf = 1.19$



Fig. 6. The results of the calculation of stability factor section 1-1, 2-2, 3-3 for the main and special design case in Plaxis 2D

Table 1. The results of the calculation of the stability of the construction

Selected cross sections	Design cases	Stability factor		Condition for slope stability
		calculated	normative	
1-1	main settlement case	1.43	1.15	fulfilled
	special settlement case	1.11	1.05	fulfilled
2-2	main settlement case	1.42	1.15	fulfilled
	special settlement case	1.11	1.05	fulfilled
3-3	main settlement case	1.42	1.15	fulfilled
	special settlement case	1.19	1.05	fulfilled

7. The sixth and seventh stage of the algorithm

A further feasibility study of the project to develop a landslide slope in the area of the outlet of heating-and-power plant confirmed the benefits of its implementation.

In conclusion, it should be noted:

1. The study presents an algorithm for choosing the rational strengthening of the slope in landslide construction conditions. The concept of the algorithm allows to bring the parameters of the landslide-prone slope closer to those actually existing, step by step, on the one hand and select the most rational landslide measures of all the diversity applicable in practice, on the other hand.
2. The possibility of practical application of the algorithm in construction practice has been proven in terms of approbation. Selected measures to stabilize the landslide slope on the river can be considered effective, since the condition of structural stability is fulfilled even with a critical combination of loads.
3. The feasibility study confirmed the profitability of the slope stabilization option. Thus, the algorithm for choosing the most rational strengthening of the coast in a landslide includes an economic aspect.

Literature

- Bykovskaya S.A., 2018, Analysis of ways to stabilize landslide-prone areas with regard to their typification, (in Russian), [in:] Proceedings of the 12th Scientific and Technical Conference “Hydropower. Hydrotechnical. New developments and technologies”, S.V. Solsky, S.A. Bykovskaya, F.P. Sobkalov (eds.), St. Petersburg, November 15-16
- Fisenko G.L., 1965, Stability of pit walls and dumps, (in Russian), Nedra, Moscow, 378 pp.
- Ivanov I.P., Trzhtsinsky Yu.B., 2001, Engineering geodynamics, (in Russian), Science, Sankt Petersburg, 416 pp.

- Lomtadze V.D., 1977, Engineering geology. Engineering geodynamics, (in Russian), Nedra, Leningrad, 479 pp.
- Popov I.V., 1951, Engineering geology/Training, (in Russian), Gosgeolizdat, Moscow, 444 pp.
- Savarensky F.P., 1939, Engineering geology, (in Russian), GONTI, Moscow, 488 pp.
- Solsky S.V., 2011, Secondary development of technogenically loaded territories. Problems and solutions, (in Russian), VNIIG B.E. Vedeneeva, Sankt Petersburg, 324 pp.
- Solsky S.V., Ladenko S.Yu., Morgunov K.P., 2018, Engineering melioration: study guide, (in Russian), Lan, Sankt Petersburg, 248 pp.
- Solsky S.V., Bykovskaya S.A., 2018, Analysis of the choice of methods for stabilizing slopes and slopes in landslide-hazardous conditions of construction, (in Russian), Izvestia VNIIG, 290, 69-87
- SP 116.13330.2012, Engineering protection of territories, buildings and structures from dangerous geological processes. Basic principles, (in Russian), updated edition of SNiP 22-02-2003, Ministry of Regional Development of Russia, Moscow
- Terzaghi K., 1961, Theory of soil mechanics, (in Russian), Gosstroyizdat, Moscow, 507 pp.
- Zolotarev G.S., 1974, Geological patterns of landslide and landslide development are the basis of the theory of study and forecast, (in Russian), Spring Moscow State University, No. 4, Moscow

Analiza zachowania się nasypu gruntowego wzmocnionego geosiatką

The analysis of behavior of the soil embankment reinforced by geogrids

Askar ZHUSSUPBEKOV, Iliyas ZHUMADILOV

*L.N. Gumilyov Eurasian National University
Satpayev Street 2, 010008 Astana, Republic of Kazakhstan*

Aliya ALDUNGAROVA

*S. Toraihyrov Pavlodar State University
Lomov Street, 140008 Pavlodar, Republic of Kazakhstan*

Summary

This research work concern to the existing soil embankment (or dam) which is stay on the ASS thermoelectric power station (part of the large steel production plant) in Karaganda region, Kazakhstan. ASS, ash dumps, tailings dam, and others, where hydro removal is used – are pressure head hydraulic engineering constructions and they require appropriate attitude at all stages of design, construction and operation. During of years of its existence soil embankment (dam) had been reconstructed many times. Reconstruction had been pre-sented by backfilling of soil without reinforcements, as a result this method hadn't been effective. Therefore it was suggested to use one of new for Kazakhstan construction materials – geogride as a reinforced element. The article provides analysis of stability of soil em-bankment which reinforced by geogrids under the influence of horizontal and vertical deformations of the subgrade and on the basis of the results of these studies to assess the possibility of formation in models of ground mounds cracks with the definition of the area of their distribution, and determining of the level of influencing of reinforcements on their overall sustainability.

1. Introduction

This research work concern to the existing soil embankment (or dam) which is stay on the ASS thermoelectric power station (part of the large steel production plant) in Karaganda region, Kazakhstan. ASS, ash dumps, tailings dam, and others, where hydro removal is used – are pressure head hydraulic engineering constructions and they require appropriate attitude at all stages of design, construction and operation. During of years of its existence

soil embankment had been reconstructed many times. Reconstruction had been presented by backfilling of soil without reinforcement, as a result this method hadn't been effective. Therefore it was suggested to use one of new for Kazakhstan construction materials – geogride as a reinforced element.

2. Background

ASC type single-section, of 540 hectares and with a useful volume of 88 million m³, belongs to JSC Arselormittal (Temirtau city, Karaganda Region). Reconstruction for the purpose of increase in volume of ASS was carried out by building of the protecting dams. Building to design marks was made, generally from a local slope of dams. Thus height of the protecting dams and respectively a capacity of ASS increased; in the basis of each increased layer from outer side of ASS there was natural basis. In 2006-2008 work on inspection and repair of an emergency site («PC» 11-13) of the operating ASS was performed. The ASS main project was executed in 1957, the project of the first building (the first reconstruction) in 1980. In the project of the second reconstruction in 1993 the level of a dam crest achieved 95 m, and the maximum height of a dam reached up to 26 m. After completion of works on the second reconstruction in 2001 emergencies around a water outlet No 1 («PK»11-13) began to arise:

- in March, 2001 on a local slope there was a big crack caused by uneven deformations of the basis of a dam;
- deformations and motions of the basis of a dam during the period from March to May, 2001 provoked a number of breaks of the pipeline of the clarified water with a diameter of 1200 mm;
- in May, 2001 a motion of part of the basis of a dam in resulted from a deposit and further rearrangement of part of a local slope to 3 meters on height.

3. General information

During geological investigation of an emergency site of a dam of ASS it was revealed:

- ways of a possible filtration, the structure of a geological section (in accordance with Fig. 1), a roof of rocky breeds has the decrease which is obviously expressed in a section towards a mountain ditch;
- in case of emergency the border of a separation of the soil array on a local slope of a dam every time was approximately always on the same place that is confirmed by geodetic measurements;

- water sampled from the boring holes and out of the fontanel, located at the foot of the lower slope of the dam, for the presence in it of chemical compounds is identical to water which taken from the settling pond ASS;
- construction of dam was made from the clay soil which is taken from ASS.

At laboratory studies of soils related to the Aral suite, turned out that, in soaking, they dramatically worsen its strength characteristics (for soil with solid and semi-solid consistency, located in the upper section, angle of internal friction equal 17, cohesion is 0.108 MPa, and for soil soft-ductile and fluent-ductile consistency, located in the lower section on the border with the weathering crust Devonian rocks, angle of internal friction equal 19, cohesion is 0.028 MPa).

Geological investigation reveal follows:

1. With the construction of the primary dike was broken integrity of the clay base ASS because there the ground was taken for the construction of dams.
2. Under the clay rocks of the base ASS lie rocky breeds, in the roof which are located gruss-detrital soils weathering crust. In the process of filling ASS, water wich a penetrated into gruss-detrital soils weathering crust, began to filter out to the surface in low relief forms, that are associated with a decrease in the rocks roof. After the last increase a downstream slope of the dam of ASS turned declining sharply over the roof of rock, above which is located water-saturated soils gruss-detrital weathering crust.
3. The weathering crust underlain by clay soils of the Aral suite which, when in water saturation dramatically losing their strength characteristics. The deterioration of the strength

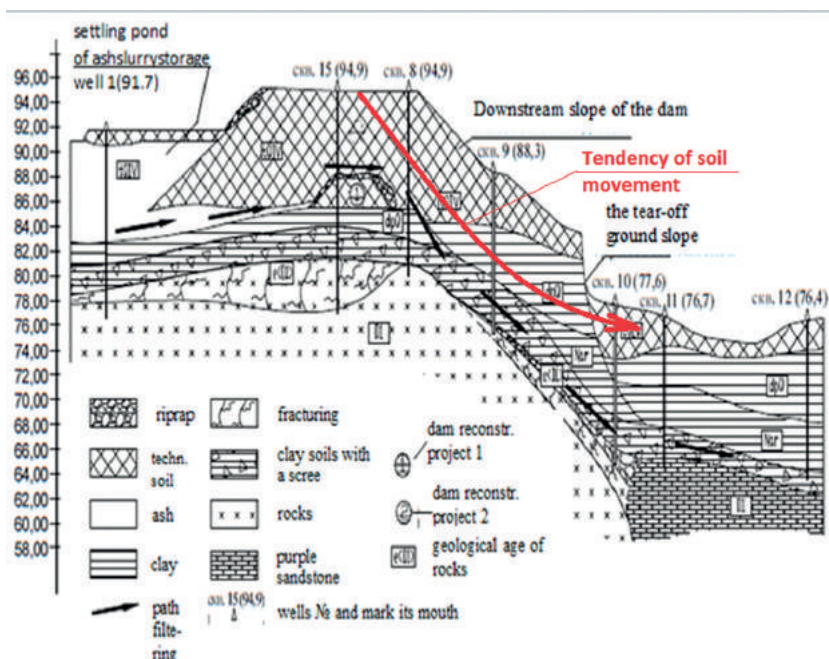


Fig. 1. Cross geological section of a dam of ASS of an emergency site

characteristics were so significant that the slope, located above them, was in a permanently unstable state. Since all the activities with clays of Aral suite, who came in a fluid state, escarpment not removed, after each repair lower slope deformed with the formation of a landslide.

4. The tendency of the soil sliding had been revealed: the soil destruction always occurred at the same location in a sharp reduction of the roof rocks from ASS direction (Fig. 1) where rocks form a cup in which the water flows from all sides.

4. Scopes of the research

Reconstruction project of the dam and improvement of the foundational soil (rapture of the soil ground in Fig. 1) are not included in this research work. Design company will make an engineering solution for reconstruction of foundational soil for dam soil movement prevention. But the risk of dam soil movement after reconstruction will still exist.

This project includes additional preventive measures for the stability of dam with using reinforced elements as geogrid preventing from horizontal and vertical deformation of dam itself in case of critical condition. The initial condition for the slope stability analysis is more potential direction of soil movement (Fig. 2).

The solution of the objectives of the study of area required a careful study of deformation of the base on undermined territory. The studied area is located in the territory where in the radius surrounding it there is the Karaganda coal basin. On one of sites of a dam big deformations were found: began motions of soil on a dam crest. Within one month the behavior

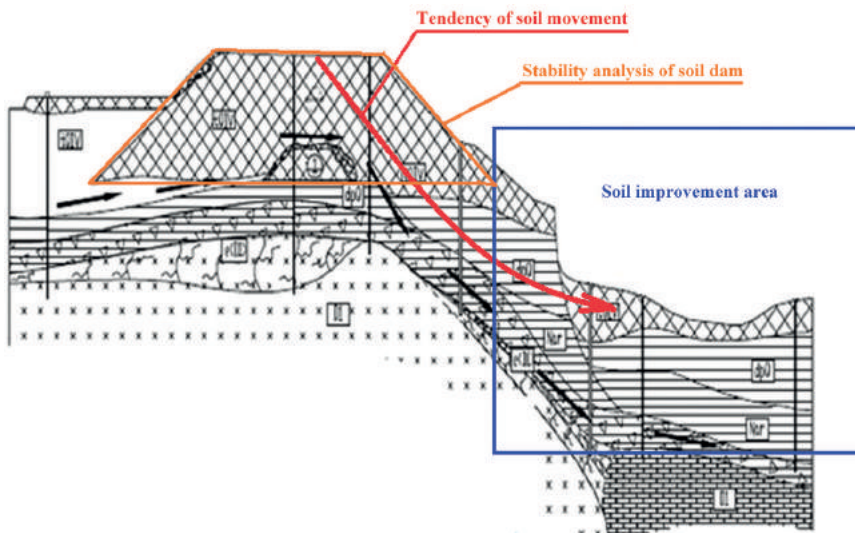


Fig. 2. General concept of dam stability after reconstruction

Table 1. Horizontal deformations of areas by the conditional marks

Mark 1		Mark 2		Mark 3		Mark 4	
Settlement (mm)	Relative horizontal deformation	Settlement (mm)	Relative horizontal deformation	Settlement (mm)	Relative horizontal deformation	Settlement (mm)	Relative horizontal deformation
1	2	3	4	5	6	7	8
124	+0.8	163	+0.4	42	+0.1	213	+1.2
1	2	3	4	5	6	7	8
149	+0.9	352	+1.2	93	+0.3	326	+1.4
265	+1.2	512	+1.4	108	+0.3	492	+1.6
312	+1.5	621	+1.9	151	+0.8	584	+1.8
412	+1.9	726	+2.4	196	+1.2	658	+2.3
265	+0.6	25	+0.2	63	+0.4	34	+0.1
495	+0.9	53	+0.2	98	+0.8	72	+0.4
621	+1.2	92	+0.8	116	+0.9	102	+0.5
826	+1.8	104	+1.1	184	+1.5	143	+0.8
915	+2.1	118	+1.3	208	+1.9	195	+1.4

of development rainfall of dam was measured. Horizontal deformations of a terrestrial surface of the studied area by the conditional marks are shown in Table 1 [Aldungarova 2015]. In the end result horizontal deformations led the studied area to formation of a landslide. In a place of a separation was formed vertical wall with height to 1.5 m (in accordance with Fig. 3a-b).

By visual observation of a crest of a earth dam it was controlled: nature of development of cracks; rainfall and sags of a crest, centers of formation of landslides of slopes. Cracks on a crest of a dam were both longitudinal (along an axis) and the cross direction. The reasons of formation of a crack are caused, generally emergence in soil of the stretching or tangent tension exceeding a limit of tensile properties or resistance to soil shift as material. Location cracking is confined on up-brow of crest. The length of the cracks of 2-3 meters. Opening of cracks at the time of the survey reached 5-10 cm. On the borders of the dam elements composed of different soils by compressibility, longitudinal cracks have vertical steps, showing the difference in settlements divided crack elements. Transverse cracks arise on the sloping ground of the dam, in the places where it dramatically changes its height. The intersection of the crest of the dam of cracks partial. Depth of distribution of cracks in a body of a dam of 1.5-2 m. Crack walls in soil have a wavy relief. Drawdown's crest in the form of funnels, or visible in the eyes of its major slides were not found. The reason for the drawdown could be melting in buried in the dam's body of ice, snow or frozen soil; inadequate sealing of local volumes or layers of soil, laid in the dam; loss of small soil from the dam or foundation; extrusion from the base of the soft soil, etc. Signs of swelling of soil of the crest part of a dam aren't revealed. The curved contours of characteristic of primary

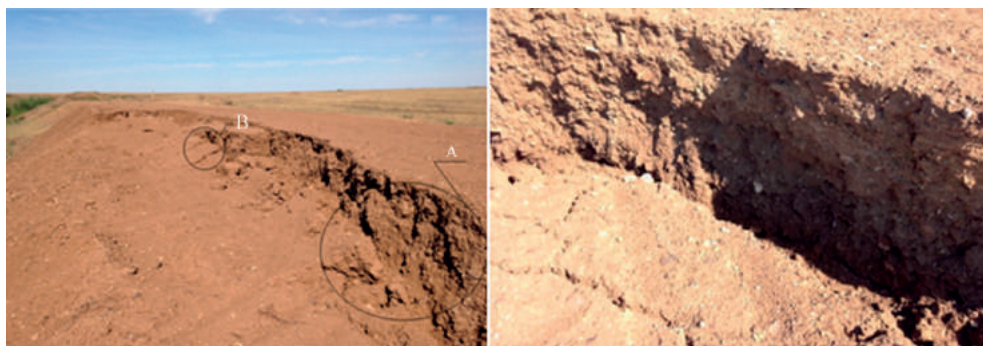


Fig. 3. (a) A separation on a crest of a dam (September, 2012) A, B – nodes, (b) Node A

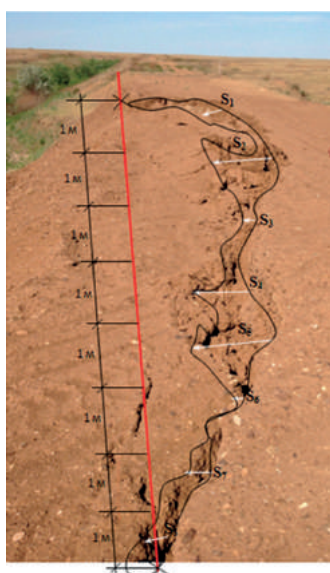


Fig. 4. Conditional fixing of marks:
S1-S8 – displacements of marks 1-8

cracks formed on the surface of the crest shaped slope collapse with a wide scope (involving) the dam crest. Condition and slope stability of the dam plays a major role in ensuring the operational reliability and safety of the building. A sign of buckling of (slumping) slope, It is: formation on the surfaces of the ridge and slopes of dam slopes with characteristic landslides of curvilinear cracks (in accordance with Fig. 3, node B); education along the track of cracks of vertical ledge (in accordance with Fig. 3, node A); the appearance of a noticeable bulge soil in the middle and lower parts of the slope (in accordance with Fig. 3). Local and frontal (at great length) slope collapse accompanied by the movement of large volumes of soil from the dam body (in accordance with Fig. 4).

According to parameters of Table 1 graphs of conditional brands rainfall of deformable part of a dam (in accordance with Fig. 5) are made.

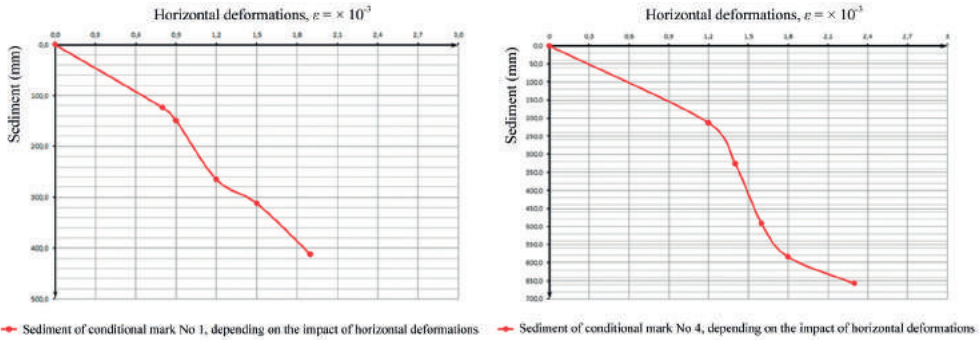


Fig. 5. Graph of rainfall of conditional marks 1, 4 of deformable part of a dam

5. Experiments on the stand

Experiments were carried out with the aid of three-dimensional test stand (Fig. 6). The test stand (three-dimensional) for soil dam prototype deformations modeling is made in the form of separate U-shaped cross-sections (1). Elastic rubber pads of thickness = 10 mm are installed between the sections. Side ledges of U-shaped sections (1) are equipped with bolted joints (3) in the upper and lower levels horizontally. There are end face walls (4) in a cradle. The lower part of U-shaped sections (1) is equipped with adjustable footings (5), made in the form of roller supports, installed on a bed frame (6).

The test stand for deformations modeling [Zhussupbekov, Bazarov 1991] operates in the following way.

U-shaped sections (1) compression or tension is conducted with the aid of bolted joint (3) together with material deformation in the cradle. Horizontal deformations of soil tension occur due to compressed elastic (rubber) pads (2) flexible strain forces by loosening bolted joints (3). Horizontal deformations of soil compression occur due to elastic (rubber) pads (2) compression by bolted joints (3) pulling U-shaped sections (1) closer to each other. Vertical deformations occur due to a step-by-step lowering of U-beams (7) installed before the experiment start in accordance with junctions A and B (Fig. 6).

As a material for dam and soil foundation model a mixture consisting of 97% fine silica sand and 3% straw oil by weight was chosen. The mixture has strong cohesion which enables to make prototypes of cohesive soils [Zhussupbekov 1994]. In order to determine mechanical strength and deformability properties of actual soils and equivalent materials under the vertical loadings a compression kind of triaxial devices was applied for horizontal deformations taking place in undermining conditions.

Sample put into compression device is matured till full consolidation under the given loading equal to 0.3 MPa. To applied weightings of vertical loadings in 0.05-0.1 MPa limits. Vertical deformations of soil sample were measured by clock-face type indicators with scale

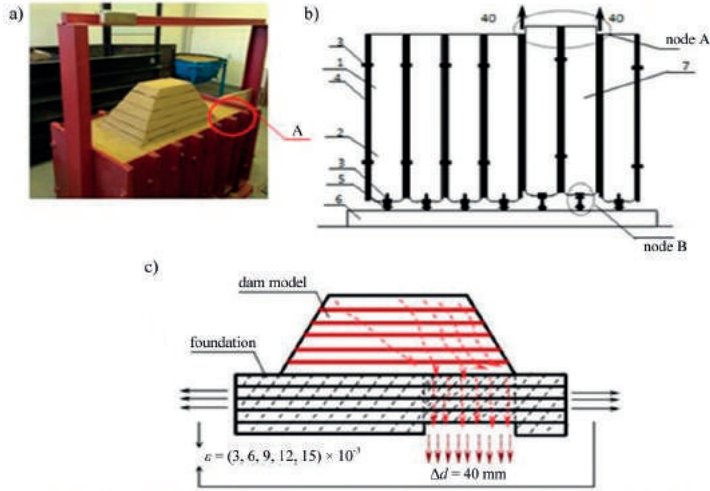


Fig. 6. Three-dimensional test stand for deformations modeling of soil foundation:
a – 3D test stand with soil dam model image; b – 3D test stand diagram view;
c – horizontal and vertical deformations effect on dam model functioning diagram

interval equal to 0.001 mm. Transmission of vertical loadings to the sample was conducted by weighting mechanisms through DOCM-3-5 dynamometer. The pressure was measured by pressure-gauge. Required parameters (Table 2) are obtained by the results of the testing trials E , c , φ , γ .

Table 2. Physical parameters of full-scale and modeled dams

Type of soil	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°, (deg))	E (MPa)	ν
full-scale soil					
1. Loam	20.5	40	22	20	0.3
model of the dam (model soil)					
2. Sand – 97% + 3% – spindle oil	17.7	0.90	39	0.27	0.25

Substitute the corresponding values for modeled and full-scale soil into the equation (1) and obtain linear scale of modeling.

$$m_c = c_m/c_n \cdot \gamma_n/\gamma_m = 0.9/40 \cdot 20.05/17.7 = 1/40 \quad (1)$$

Hence, linear scale of model and full-scale object (buildings, foundations, structures) is calculated as a proportion of strength properties (cohesion) of clay and equivalent material and equals 1:40. As a soil dam model an embankment with the corresponding dimensions was chosen (Fig. 6a):

- 700 mm × 350 mm (dam model foundation);
 - 200 mm × 150 mm (dam model crest);
 - 430 mm (dam model height).
- a) Foundations placement. Before laying a soil foundation, test stand should be installed in such a way so that in the future 1/3rd part of dam model footing was placed to the foundation, lifted to a certain distance with the aid of U-shaped sections (Fig. 7 – nodes A&B). The beams (Fig. 7) are uplifted by bolts to 40 mm. After preparation of equivalent material foundation can be placed to the 3D test stand. Equivalent material was arranged in layers of 7 cm and was compacted by a rolling press (7 full compaction cycles). During the foundation preparation process mechanical strength of material should be checked carefully.
 - b) Dam model placement without reinforcement (Fig. 7a-b), level-by-level placement in 6 layers of 7 cm plus compaction. Colored sand of thickness equal to ≈2 mm was placed between each layer. A soil sample of each layer should be taken to determine soil density.
 - c) Reinforced embankment model preparation (Fig. 7c-d) is carried out in a way of level-by-level placement in 6 layers of 7 cm plus compaction. An embankment was placed with the aid of special shape. Colored sand of thickness equal to ≈2 mm was placed between each layer. After arrangement of each layer plus coloured sand, a reinforcing net of area equal to dam model's piling layer area was installed. A soil sample of each layer should be taken to determine soil density.
 - d) The process of dam model cracks, deformations and failure development in condition of both horizontal tension and vertical deformation happening in a soil foundation at the same time can be observed and fixed with the usage of a photo camera. An invention and development of digital photography allowed to scheme out a contactless photogrammetric method of prototype systems cracks and other deformations lifecycle monitoring. Vertical and horizontal deformations of embankment foundation and model during experiments conduction process were obtained using photogrammetric approach. This method helps to determine deformations which occur in plane and are useful to examine flat objects. The method assumes that several images of prototype system can be obtained from one fixed point, e.g. first image obtained before deformations, second – during deformations development and the third – after deformations. Thus, camera

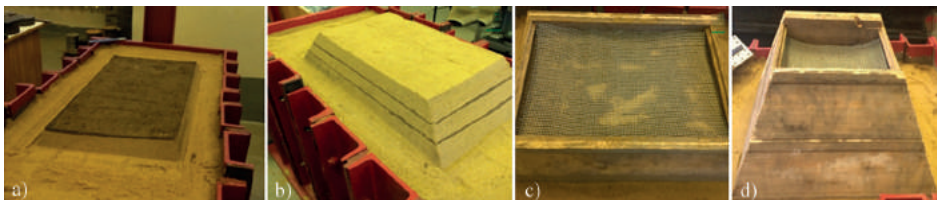


Fig. 7. Dam model level-by level placement without (a, b) and with (c, d) reinforcement

should be installed in such a way that plane of applied frame was parallel to plane of an object where image orientation elements should be preserved. In this case a periodic shoot by equipment with high matrix resolving capacity (2,000 pixels per 1 cm²) should be implemented. In the given article Canon EOS Rebel T3/DS126291 camera with matrix resolution equal to 12.2 MPa was used. The shooting data was recorded for documentation of mechanical measurements at dam model slopes and crest.

The task was to examine model stability in 5 stages of horizontal deformations $\varepsilon = (3, 6, 9, 12, 15) \cdot 10^{-3}$ and simultaneous vertical failure, using bolted joints to assemble soil foundation part with dam model in variations with and without reinforcement in order to determine conditions of embankment's critical state [Tanaka et al. 2014]. A 3D test stand allows to create independent tension and vertical uplift lowering deformations in a significant range. The following trial series were carried out: a) testing of dam model at different conditions of soil foundation part's simultaneous lowering and horizontal tension of foundation without preliminary reinforcement, b) testing of dam model at different conditions of soil foundation part's simultaneous lowering and horizontal tension of foundation with reinforcement. After each trial soil was extracted from the tray and a new foundation was prepared for the following trial series.

Figure 8 and 9 show comparison of dam model stability modeling key stages, as demonstrated on a 3D test stand with the usage of equivalent material.

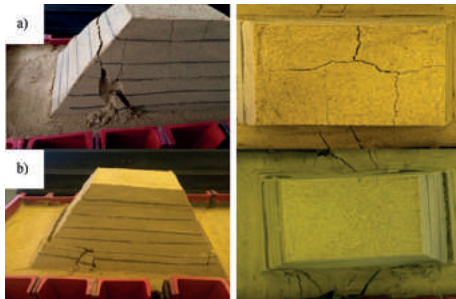


Fig. 8. Comparison of stability modeling key stages for dam model without reinforcement (a) and with reinforcement (b)

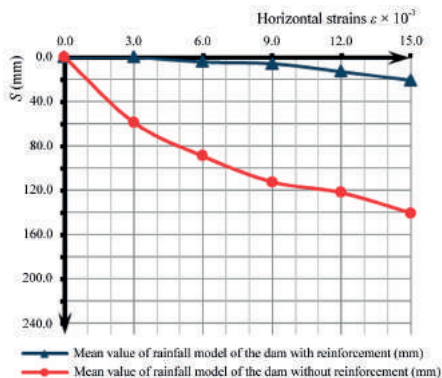


Fig. 9. Reinforced and unreinforced dam model stability dependence on horizontal and vertical strains

6. Conclusions

Following the experiment results, conclusions can be made. As it can be observed, the crest of a reinforced dam has remained in original state, without cracks which is different to dam model without reinforcement. Cracks on an unreinforced dam model begin spreading parallel all over the shape with the very first seconds of deformations whether development of cracks on a reinforced model occurs under the reinforcement netting bed.

Model of a reinforced dam is more prone to shear than to crack formation and collapse; the upper part of model placed above the reinforcement net remained in initial state, without cracks in fact, under the condition of dam model shift to 2 cm.

It can be concluded from the plot that strengthening of dam model with the use of reinforcement net significantly affected its stability at horizontal and vertical deformations. Given choice of strengthening can be applied for hydraulic engineering structures as one of the methods to increase stability and safety. 3D test stand allows to examine behavior of dam model with/without reinforcement impacted by different combinations of soil foundation deformations. These investigations are important for understanding of interaction of reinforced dam with soil ground.

Literature

- Aldungarova A., 2015, Influence of effect of reinforcing on slopes stability of a soil dam, [in:] 2015 Young Geotechnical Engineers' Symposium in Finite Element Methods, Indian Institute of Technology Bombay, 17-18 May, Mumbai, India
- Zhussupbekov A.Z., Bazarov B.A., 1991, Patent 1250808. B.E. No 8, Test stand for undermining buildings' foundations deformations modelling
- Zhussupbekov A.Z., 1994, Structural properties of buildings' foundations in undermined areas., Almaty, Gylym, 162 pp.
- Tanaka T., Zhussupbekov A.Zh., Aldungarova A.K., 2014. The influence of the stress-strain state of the soil on the stability of the dam model, [in:] Perspective trends of theory and practice development in soil rheology and mechanics. XIV Soil Rheology International Symposium, KazGASU, Kazan
- Tulebekova A.S., Alibekova N.T., Zhumadilov I.T., Alipbayeva G.R., 2016, Advantages of the piles testing methods according to the USA standards. Challenges and Innovations in Geotechnics, [in:] Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference, Kazakhstan, 51-56

Wpływ czasu i warunków twardnienia na podstawowe właściwości betonu ilastego

The effect of time and hardening conditions on the main properties of clay-cement concrete

Stanislav Viktorovich SOLSKIY,
Ekaterina Evgen'evna LEGINA, Aleksey Sergeevich VELICHKO
*B.E. Vedenev All-Union Scientific-Research Institute of Hydraulic Engineering
Gzhatskaya Street 21, 195220 Saint Petersburg, Russia*

Summary

Clay-cement concrete is a modern material used to create impervious construction in embankments and dams. The popularity of clay-cement concrete as an anti-filtration construction material is conditioned by the possibility to control its characteristics, i.e. to vary its strength and filtration properties due to changes in the component composition of the material. The paper presents the methods of filtration coefficient and compressive strength estimation. The obtained results reveal the influence of time and hardening conditions on filtration and strength characteristics. It is established that the change in the filtration coefficient, under other equal conditions, is influenced by the temperature and humidity in which the samples hardened. Variability of strength in uniaxial compression is influenced by factors such as curing time and humidity associated with cement hydration processes. The results should be taken into account in the design and operation of seepage control construction in embankments and dams.

1. Introduction

It is well known that one of the important structural elements of embankment dams is an anti-filtration construction. There are many different types of impervious structures, such as soil kernels and screens, screens and prisms made of non-soil materials, sheet piles (metal, wood, reinforced concrete, polymer, etc.), injection (cementation) diaphragms, etc. At present, in the hydraulic engineering construction, in connection with the improvement of equipment and construction technologies, new development of impervious structures made of non-soil (composite) materials is conducted. One of such materials for impervious structures is clay-cement concrete.

The popularity of clay-cement concrete as an anti-filtration construction material is conditioned by the possibility to control its characteristics, i.e. to vary its strength, deformation and filtration properties due to changes in the component composition of the material. Management of the characteristics is necessary to increase the reliable operation of the seepage control device when working together with the earth dam. Clay-cement concrete includes cement, bentonitic clay, water, sand, crushed stone, fibre, antifreeze additives, plasticizers (e.g. lignosulphonate) and other components used to change the original formulation if necessary. As our analysis [Goldina et al. 2018] shows, the cement component used in the composition of clay-cement concrete should bear the main load to ensure the strength of the structure, clay – provides its deformation properties. Both cement and clay are components of clay-cement concrete, providing its impervious properties.

In the Russian Federation, the use of clay-cement concrete as anti-filtration construction material is limited. Therefore, the number of authors dealing with this issue and the number of published research results remains insignificant to date. Until now, the hydraulic engineering construction has no regulatory documents regulating the requirements for determining the physical, mechanical and deformation characteristics of the clay-cement concrete material, methods and conditions of testing. The only document, which reflects the results of scientific research and production experience in the construction of impervious elements made of clay-cement concrete piles, accumulated over the period 2011-2017, was developed by specialists of B.E. Vedenev VNIIG¹, JSC and Lenhydroproject JSC [STP 310.02.NT-2017].

In the works of Sainov, Kotov [2014], Sainov [2016] and Sainov, Kudryavtsev [2017] with the use of numerical modeling the stress-strain state of earth dams with an impervious construction made by the method of “wall in the ground” is widely investigated. Different designs of earth dams and impervious construction (multilevel diaphragm), interfacing with galleries, base and sides are considered. The possibility of using a combined impervious blanket construction (a “wall in the ground” together with a reinforced concrete screen) is studied. Prokopovich et al. [2016] also dealt with the issues of justification of use and determination of the stress-strain state of structures of the impervious construction. The authors, using numerical modelling, considered the construction of a clay-cement concrete diaphragm wall of the earth dam in the spatial statement, which allows to assess the work of the structure as close to the real conditions.

Margolin [2015] suggested practical application of the method of designing the main parameters of impervious structures, arranged by the method of “wall in the ground”. He has received the schedules, allowing to carry out calculations in a manual mode, also the technical efficiency of impervious structures in hydraulic engineering and underground construction has been defined. Permyakov et al. [2015] reviewed the technology of erection of underground structures and filtration curtains by the method of “wall in the ground” with

¹ B.E. Vedenev All-Union Scientific-Research Institute of Hydraulic Engineering

a change in the technology of laying and composition of mixtures with a normalized setting time. Ponomarenko and Izotov [2014] consider the difficulties of implementing antifiltration measures during underground construction on the territories of flooded cities. The technology of erection of the “wall in the ground” under the surface structures based on the complex use of the curtains of injection and infusion types with the use of horizontal injection wells is proposed. Permyakov and Timofeev [2015] consider technological methods of erection of impervious curtains, their specific features and analysis of advantages and disadvantages of each technology.

Works of Deryugin [2008] and Korolev et al. [2013] are aimed at selection and analysis of properties of different compositions of clay-cement concrete for construction of impervious blankets at various hydraulic engineering objects. The selection of the composition providing the set requirements was made with the help of the theory of experiment planning. Strength and deformation characteristics of the material were determined. Works in this direction are also found in foreign literature, for example Kledyński, Rafalski [2009].

In the works considered above the issues related to filtration characteristics of both the clay-cement concrete material and filtration operation of the whole anti-filtration construction made of it are either not considered or very little investigated, while the reliability of ground hydraulic structures depends to a great extent on the efficiency of anti-filtration construction operation and filtration strength provision. The world experience of dam building testifies that due to the influence of seepage more than 50% of accidents and destructions of ground dams are observed [Shchedrin et al. 2001; Bellendir et al. 2003]. An important direction of research here is to improve the methods of assessing their seepage safety, including taking into account possible damage and cracking of impervious devices, both in the body and at the base of the dam. Since 2011, this scientific direction has been actively engaged in the laboratory “Seepage studies” named after scholar N.N. Pavlovsky of “B.E. Vedenev VNIIG”, JSC. In the works of Solskiy et al. [2016a-b, 2017a-d] reflects the results of laboratory and field studies of filtration, strength, and deformation characteristics of clay-cement concrete. With the help of numerical modelling the analysis of seepage flow in underground hydraulic structures with an impervious blanketing construction made by the “wall in the ground” method is made. The big complex of researches directed on maintenance of safety of a design of the impervious construction by selection and substantiation of transient healing layers is carried out. Methods of monitoring the filtration strength of the impervious construction by means of fiber-optic system and electrotomography method have been developed and patented. The design of the device of the system of maintenance of an optimum humidity mode in a zone of hardening of clay-cement concrete, and also interface with on-board adjunctions is offered.

The dynamic characteristics of clay-cement concrete were determined in laboratory conditions for the first time in work Voronkov et al. [2018].

Proceeding from the considered works, it is possible to draw a conclusion that use of a method “a wall in a ground” is a perspective direction at building of pressure soil hydraulic engineering constructions and, now, gets the increasing popularity. The review of sources demonstrates that, despite the considerable volume of researches on the given theme, the following aspects are insufficiently developed: possibility of using the design of anti-filtration construction made of clay-cement concrete in areas with high seismicity; technological possibilities of its execution in winter period; restrictions for application and stability to crack formation.

We have developed and are currently substantiating the design of a clay-cement concrete diaphragm wall with variable strength and deformation characteristics of the material. After the dam has been placed under the pressure, this design should minimize the tensile stress zones and, consequently, reduce the possibility of cracking. In this connection, the influence of time and curing conditions on the main characteristics of clay-cement concrete is considered in detail in this paper. Filtration (filtration coefficient) and physical-mechanical (strength at uniaxial compression, deformation module) characteristics of the clay-cement concrete material were accepted as the main ones, as they are given to the anti-filtration construction material by the project.

2. Methods

In order to assess the influence of time and curing conditions on the main characteristics of clay-cement concrete, we have planned and carried out a number of long-term laboratory tests, including variations in curing time, temperature and humidity conditions. The authors produced 107 samples, 44 of which were required to determine the filtration characteristics, 51 – strength, 12 – deformation. The total number of tests performed was 185.

2.1. Method for determination of water permeability of clay-cement concrete

To determine the permeability of water the method of axis-symmetric filtration was chosen. All tests were carried out according to methodical recommendations of P 49-90 VNIIG [*Recommendations...* 1991]. The choice of this method is due to the fact that:

- Testing of clay-cement concrete material samples according to the scheme of axis – symmetric filtration allows to reproduce in the laboratory the conditions close to those existing in anti-filtration construction.
- The use of the device of axis-symmetric filtration allows to keep the initial (natural) structure of solid samples with many gravel and rubble fractions in their composition.

The appearance of the device axis-symmetrical filtration and test scheme are shown in Figures 1 and 2.

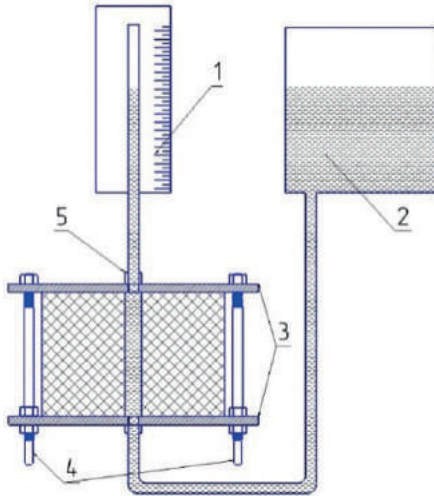


Fig. 1. Test pattern in the device of axis-symmetric filtration; explanations: 1 – pipe piezometer; 2 – water container; 3 – metal plates; 4 – stainless steel stud bolts; 5 – collet quick release coupler



Fig. 2. Appearance of the axis-symmetric filtration device

Water saturation and testing of filtration coefficient and filtration strength of clay-cement concrete samples is carried out at ascending direction of filtration flow using distilled water.

The filtration strength of clay-cement concrete samples is tested by a stepwise increase of the head gradient to the design level, which is achieved by moving the devices with samples to different levels. At each stage, 6 level (head) and flow rate measurements of the water filtered through the clay-cement concrete sample are made, which are determined by the level decrease in the tubular piezometer with a diameter of 8.3 mm in a fixed time.

The filtration coefficient of clay-cement concrete samples is calculated by the formula [Recommendations... 1991]:

$$K = \frac{Q}{2\pi TH} \ln \frac{R}{r} \quad (1)$$

where: Q is the flowrate of water filtered through the sample; T – sample height; H – average hydrostatic head for the current test period; R, r – radius of sample and radius of centre hole.

2.2. Method for determination of strength at uniaxial compression of clay-cement concrete

Laboratory test of clay-cement concrete samples on durability at uniaxial compression were conducted in accordance with GOST 10180-2012.

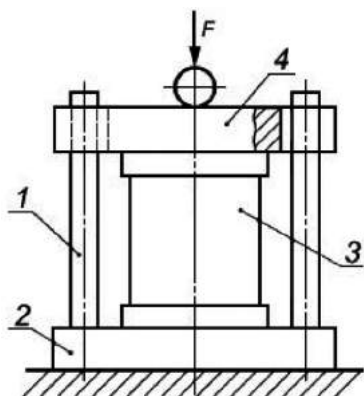


Fig. 3. Schematic diagram of uniaxial compression device; explanations: 1 – conductor rails; 2 – lower loading device; 3 – sample; 4 – top loading device



Fig. 4. Hydraulic press PSU 15

The tests were carried out on the hydraulic press PSU 15 (Fig. 3, 4), designed for static strength tests of different types of samples and structural elements.

Determination of the strength of clay-cement concrete consisted in measuring the minimum forces destroying the manufactured laboratory specimens of clay-cement concrete under their static loading with a constant rate of load growth and subsequent calculation of stresses under these forces in the assumption of the elasticity of the material.

In order to obtain reliable data, a plan for laboratory experiments was drawn up and presented in Table 1. The plan of experiments includes the list of investigated values, temperature-humidity conditions (W (%) – humidity, t (°C) – temperature) and curing time of laboratory samples.

Table 1. List of test conditions for clay-cement concrete samples

Measured value	Temperature-humidity conditions	Hardening time, day			
		28	60	120	360
Filtration coefficient K (m/day)	$W = 100; t = 10$	+	+	+	+
	$W = 45; t = 20$	+	–	–	–
	$W = 100; t = 20$	+	+	+	–
Uniaxial compression strength R (MPa)	$W = 100; t = 10$	+	+	+	+
	$W = 45; t = 20$	+	+	+	+
	$W = 100; t = 20$	+	+	+	+

3. Results and discussions

The received results of the executed experiments are presented in Figures 5, 6.

In Figure 5 it is shown that the filtration coefficient over the whole time interval under consideration for all equal conditions, except for temperature and humidity of hardening, has almost stable values (without sharp increases and decreases), therefore, it can be stated that the time factor does not affect the variability of the filtration coefficient of clay-cement concrete. Depending on the temperature-humidity conditions, the value of the filtration factor changes by an order of magnitude. Moreover, for conditions in which $W = 100, t = 10$ and $W = 100, t = 20$, the change in the value of the filtration coefficient is due to the change in temperature. And for conditions, $W = 100, t = 20$ and $W = 45, t = 20$, the change is caused by different humidity conditions.

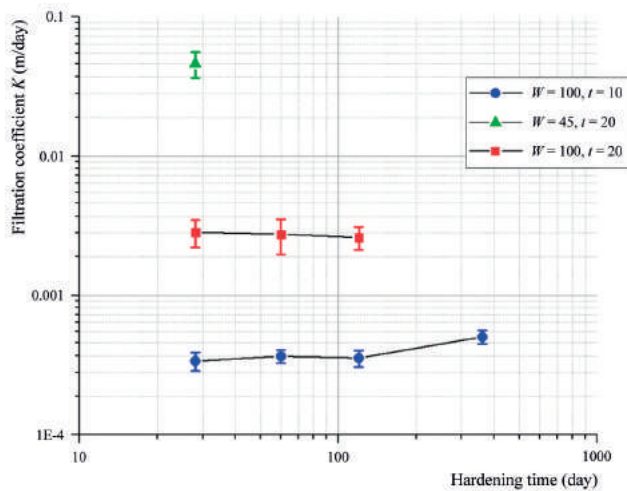


Fig. 5. Graph of dependence of the average value of the filtration coefficient with confidence limits on the hardening time

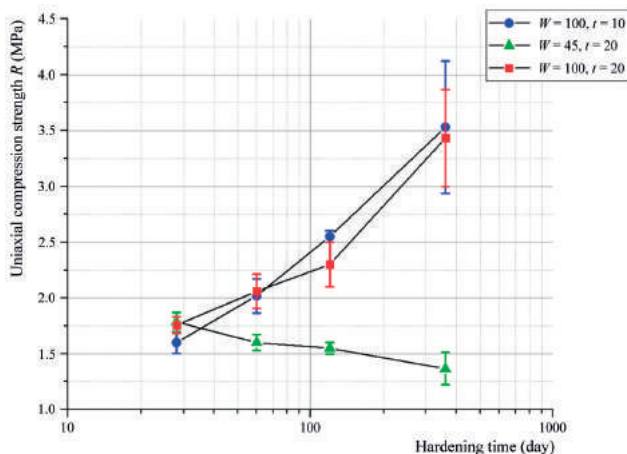


Fig. 6. Graph of the dependence of the average strength value of uniaxial compression with confidence limits on the hardening time

Analyzing the data in Figure 6, it can be concluded that under all temperature-humidity conditions, at the beginning of the interval under consideration, the value of strength at uniaxial compression is close. Under conditions in which $W = 100$, $t = 10$ and $W = 100$, $t = 20$, in the interval under consideration there is an increase in the strength at uniaxial compression. The strength values at $W = 100$, $t = 10$ and $W = 100$, $t = 20$ are quite similar. At $W = 45$, $t = 20$, in the interval under consideration, there is a decrease in the strength of the examined clay-cement concrete samples, which indicates the influence of the moisture factor. Variability of strength parameters at uniaxial compression in time from humidity conditions can be explained by the processes of cement hydration, which is one of the components of clay-cement concrete.

4. Conclusions

- Complex researches are executed on the effect of time and hardening conditions on the main properties of clay-cement concrete. This is done to confirm possible management properties of clay-cement concrete.
- It is established that the change in the filtration coefficient, under other equal conditions, is influenced by the temperature and humidity in which the samples hardened.
- Variability of strength in uniaxial compression is influenced by factors such as curing time and humidity associated with cement hydration processes.

Literature

- Bellendir E.N., Ivashincov D.A., Stefanishin D.V., Finagenov O.M., Shul'man S.G., 2003, Probabilistic methods of the estimation of the reliability of the ground hydraulic structures, (in Russian), *Izvestia VNIIG*, 1, 553 pp.
- Deryugin L.M., 2008, Properties of the bentonite-cement cast concrete for the „wall in the ground” constructions from the borescent piles, (in Russian), *Hydraulic Engineering Construction*, 4, 16-18
- Goldina T.M., Legina E.E., Velichko A.S., Bykovskaya S.A., 2018, Use of clay-cement concrete for the construction of HPP at low temperatures, (in Russian), *Izvestia VNIIG*, 289, 30-43
- GOST 10180-2012, Concretes. Methods for strength determination using reference specimens, (in Russian), available at <http://docs.cntd.ru/document/1200100908> (data access 05.07.2019)
- GOST 12248-2010, Soils. Laboratory methods for determining the strength and strain characteristics, (in Russian), available at <http://docs.cntd.ru/document/1200084869> (data access 05.07.2019)
- Kledyński Z., Rafalski L., 2009, Zawiesiny twardniejące, *Studia z Zakresu Inżynierii*, 66, 254 pp.
- Korolev V.M., Smirnov O.E., Argal E.S., Radzinsky A.V., 2013, New in the creation of an impervious element in the earth dam body, (in Russian), *Hydraulic Engineering Construction*, 8, 2-9

- Margolin V.M., 2015, Design of the effective impervious structures, arranged by the „wall in the ground” method, (in Russian), *Industrial and Civil Construction*, 8, 67-70
- Permyakov M.B., Davydova A.M., Aslanov S.A., Zarubin V.L., 2015, Research of the underground construction technology and the impervious blankets, (in Russian), *Science and Safety*, 4 (17), 28-43
- Permyakov M.B., Timofeev S.V., 2015, Technology of the impervious blanket arrangement by the „wall in the ground” method, (in Russian), *Science and Safety*, 2 (7), 33-37
- Ponomarenko Yu.V., Izotov A.A., 2014, Problems of the construction of the impervious blankets and „walls in the ground” during the development of the underground and urban flooded areas, (in Russian), *Industrial and Civil Construction*, 1, 43-45
- Prokopovich V.S., Velichko A.S., Orischuk R.N., 2016, Analysis of stress-strain state of embankment dam with CCCD, (in Russian), *Izvestia VNIIG*, 282, 87-98
- Recommendations for laboratory testing of soils for water permeability and suffosional stability, 1991, (in Russian), L.: P 49-80/VNIIG
- Sainov M.P., 2016, Influence of the impervious wall material rigidity at the foundation of the earth dam on its strength, (in Russian), *Privolzhsky Scientific Journal*, 3 (39), 62-69
- Sainov M.P., Kotov F.V., 2014, Assessment of the reliability of the borehole diaphragm made of the bored piles in the medium height dam, (in Russian), *Vestnik MSCU*, 1, 153-163
- Sainov M.P., Kudryavtsev G.M., 2017, Influence of deformability of a material of an impermeable diaphragm made in the earth dam by a method „wall in the ground” on its durability, (in Russian), *Vestnik MSCU*, 12 (2), 214-221
- Shchedrin V.N., Kosichenko Yu. M., Shkulanov E. I., 2001, Safety of hydraulic structures for reclamation purposes, (in Russian), *Rosinformagrotech*, 268 pp.
- Solskiy S.V., Kotlov O.N., Orischuk R.N., Orlova N.L., 2017a, Rationale for the application of an earthen concrete impermeable diaphragm of the II stage of construction of the Leningrad NPP-2, (in Russian), *Scientific Life*, 1, 4-13
- Solskiy S.V., Legina E.E., Orischuk R.N., Vasilieva Z.G., Velichko A.S., 2016a, Analysis of the impact of CCC components on its characteristics, (in Russian), *Vestnik MGSU*, 10, 80-93
- Solskiy S.V., Lopatina M.G., Aryn B.A., Orischuk R.N., 2017b, Monitoring of the state of the clay-cement concrete diaphragms with the use of fiber optic sensors, (in Russian), Patent for invention No. 2628447 of 16.08.2017
- Solskiy S.V., Lopatina M.G., Legina E.E., Orlova N.L., Orischuk R.N., 2016b, The results of laboratory research of filtration characteristics of clay-cement concrete, (in Russian), *Hydrotechnical Construction*, 8, 36-41
- Solskiy S.V., Lopatina M.G., Orischuk R.N., Frolova L.A., Savelieva Yu.Yu., 2017c, Analysis of the seepage flow structure in the earth dam with an clay-cement concrete diaphragm (on the example of the Gotsatlinskaya HPP), (in Russian), *Hydrotechnical Construction*, 7, 14-21
- Solskiy S.V., Orischuk R.N., Lopatina M.G., Orlova N.L., 2017d, Investigation of self-healing of cracks in clay-cement diaphragms (on the example of the Gotsatlinskaya HPP earthen dam), (in Russian), *Izvestia VNIIG*, 1 (283), 19-29

- STP 310.02.NT-2017, Recommendations for the design, calculation and erection of an impervious blanket of clay-cement concrete drilled piles. Enterprise standard, (in Russian), B.E. Vedeneev VNIIG, 117 pp.
- Voronkov O.K., Ushakova L.F., Chernov P.V., 2018, Dynamic characteristics of clay-cement concrete under the conditions of seismic influence with intensity of 8 points, (in Russian), Izvestia VNIIG, 290, 55-61

Biocementacja gruntu przez bakterie ureolityczne – określenie wytrzymałości na ścinanie

Soil biocementation by urease active bacteria – estimation of shear strength

Katarzyna MISIOŁEK, Paweł POPIELSKI, Katarzyna AFFEK

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Proces mikrobiologicznego uzyskiwania węglanu wapnia (MICP, z ang. *Microbially Induced Calcite Precipitation*) w celu biocementacji jest nową, ekologiczną metodą stabilizacji gruntów. Polega ona na wykorzystywaniu aktywności komórek bakterii, które są zdolne do magazynowania produktu metabolicznego CO_3^{2-} . Jony węglanowe reagują z wolnymi jonami wapnia ze środowiska naturalnego w skutek czego powstaje struktura minerału. Najefektywniejsze w tej metodzie okazało się wykorzystanie bakterii ureolitycznych. Rozwiązanie może być stosowane do zmniejszania efektów erozji przy osuwiskach, w budownictwie przy stabilizacji wykopów, a także w naprawie pęknięć w wapieniach. Metoda wzmocnienia gruntu jest obecnie modyfikowana dla potrzeb konstrukcji hydrotechnicznych, gdzie mogłaby zapobiegać mechanicznym uszkodzeniom gruntu z powodu erozji wewnętrznej lub upłynnienia. W artykule przedstawiono możliwości uzyskania gruntu ustabilizowanego z wykorzystaniem bakterii ureolitycznych oraz omówiono wyniki badania wytrzymałości gruntu na ścinanie z użyciem przyrządu kieszonkowego – ścinarki obrotowej.

1. Wprowadzenie

Bakterie są jedną z niewielu grup organizmów, które żyją w każdym środowisku naturalnym niezależnie od warunków, tj. temperatury, wilgotności, poziomu pH. Można je wyizolować z gleb, wód i powietrza zarówno na pustyni, jak i na lodowcu. Bakterie należą do prokariotów, czyli jednokomórkowych mikroorganizmów, które nie zawierają jądra komórkowego. Ich podstawowymi formami morfologicznymi są kształty kuliste, spiralne i cylindryczne, a wymiary oscylują od dziesiątych części do kilkunastu mikronów [Kańska i in. 2006]. Bakterie wyróżniają się łatwością podziału, dzięki czemu można otrzymać wiele organizmów w krótkim czasie, przy małym koszcie energetycznym. Pełnią bardzo ważną

rolę zarówno w środowisku naturalnym, jak i w życiu człowieka. Przyczyniają się do rozkładu materii organicznej i włączania jej w obieg, pomagają w oczyszczaniu wody i ścieków, są też niezbędne w przemyśle mleczarskim, np. przy produkcji kefirów, jogurtów naturalnych czy serów.

Bakterie stają się również coraz większym przedmiotem zainteresowania inżynierii. Znalazły zastosowanie w geotechnice, gdzie pozwoliły na zwiększenie parametrów wytrzymałościowych gruntów. Wykorzystano w tych celu proces mikrobiologicznego uzyskiwania osadu węglanu wapnia, w skrócie MICP (ang. *Microbially Induced Calcite Precipitation*). MICP staje się coraz popularniejszą metodą ze względu na walory ekologiczne i finansowe. Konwencjonalne metody, np. pale wbijane w grunt czy mieszanie podłoża z cementem, są kosztowne, szkodliwe dla środowiska oraz wymagają zastosowania ciężkich maszyn [Karol 2003]. Pierwsze badania na ten temat rozpoczęły się już w latach 80. XX wieku [Hammes i in. 2003]. Od tamtej pory metoda MICP jest udoskonalana, aby mogła być stosowana na szerszą skalę.

Proces mikrobiologicznego uzyskiwania węglanu wapnia polega na wykorzystaniu odpowiednich mikroorganizmów, które są w stanie zmagazynować produkt metaboliczny CO_3^{2-} , który reaguje z jonami wapnia pochodzącymi ze środowiska naturalnego. W wyniku reakcji powstaje struktura minerału. MICP może zajść z wykorzystaniem m.in. fotosyntezy, redukcji siarczanów, hydrolizy mocznika i wielu innych elementów metabolizmu drobnoustrojów. Najefektywniejszym sposobem wytwarzania osadu węglanu wapnia okazał się proces hydrolizy mocznika, prowadzony przez bakterie ureolityczne przy udziale enzymu ureazy.

W artykule opisano wpływ lokalnych bakterii pozyskanych z terenów Polski na wytrzymałość próbek piasku. Badania wykonano przy pomocy mikrościnkarki.

2. Mikrobiologiczne uzyskiwanie węglanu wapnia (MICP)

W licznych badaniach stwierdzono, że proces mikrobiologicznego uzyskiwania osadu węglanu wapnia jest efektywny, skuteczny i prowadzi do wzrostu naprężenia ścinającego oraz spadku parametru przepuszczalności w gruntach piaszczystych i żwirowych [van Passen i in. 2010a]. Béguin z kolei opisuje badania na próbkach wykonanych z jednorodnego piasku z okolic Fontainebleau, ze żwiru zmieszanego z piaskiem oraz na próbce warstwowej z grubego i drobnego piasku. Testy wykazały, że bakterie ureolityczne dają najlepsze parametry wytrzymałościowe w próbce ze żwiru zmieszanego z piaskiem. Zespół naukowców sprawdził wytrzymałość próbek na działania różnych typów erozji czterema różnymi sposobami. Wszystkie próbki wykazały w określonym stopniu wytrzymałość na działanie erozji [Béguin i in. 2019].

Proces MICP wykorzystywano również w celu sprawdzenia jego efektywności w stabilizacji grunt. Za podłoże posłużyła pięciometrowa kolumna piasku, przez którą filtrowano

zawiesinę mikrobiologiczną. Po określonym czasie próbkę zbadano w aparacie trójosiowym, a wyniki potwierdziły podwyższenie parametrów wytrzymałościowych [Whiffin i in. 2007].

De Belie [2016] opisuje badanie, w którym wprowadzono bakterie do próbki mieszanki betonowej wykonanej wg receptury normowej, gdzie stosunek wody do cementu (w/c) wynosi $1/2$, natomiast cementu do piasku (c/p) jest równy $1/3$. Drugą, taką samą próbkę, przygotowano w celu porównania wpływu bakterii na cement. Po określonych w normie, dwudziestu ośmiu dniach dojrzewania próbek w wodzie, badano ich wytrzymałość na ściskanie. Próbka, do której aplikowano bakterie, wykazała wzrost wytrzymałości. Należy jednak zauważyć, że zależy to głównie od typu mikroorganizmów – nie wszystkie przyczyniły się do poprawienia wytrzymałości betonu, a niektóre wręcz spowodowały jego osłabienie.

Kolejnym sposobem wykorzystania MICP jest naprawa zarysowań w ścianach budynków wykonanych z wapienia lub z betonu. Naukowcy osiągnęli zasklepienie zarysowania o głębokości 30 mm po dwóch natryskach zawiesinę mikrobiologiczną w ciągu jednego dnia. W celu obniżenia kosztów badacze dążą do optymalizacji metody, czyli do określenia stężenia ureazy oraz ilości bakterii. Rozwiązanie to ma również swoje wady, gdyż węglan wapnia ze względu na higroskopijność jest bardziej podatny na niszczenie [De Belie 2016].

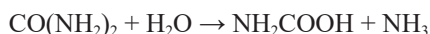
Bardzo ważnym aspektem w procesie mikrobiologicznego uzyskiwania węglanu wapnia jest optymalizacja kluczowych parametrów, tak aby struktura minerału powstawała szybko i skutecznie. Takie czynniki jak pH, temperatura, intensywność przeprowadzania hydrolizy mocznika, koncentracja jonów węglanowych oraz jonów wapnia mają znaczący wpływ na efektywność procesu biocementacji [Whiffin i in. 2007].

Innym równie ważnym czynnikiem w procesie MICP jest rodzaj użytych bakterii. To właśnie mikroorganizmy odpowiadają za typ formowanego minerału, stanowią miejsce zarodkowania, są odpowiedzialne za produkcję enzymu ureazy oraz stwarzają warunki zasadowe optymalne do biocementacji [van Passen i in. 2010a].

3. Enzymy ureolityczne w procesie MICP

W procesie MICP najefektywniejsze okazały się bakterie z rodzaju *Bacillus*. Są to Gram-dodatnie bakterie o kształtach podłużnych laseczek tworzących łańcuch. Występują w wielu miejscach w przyrodzie – wodzie, glebie, powietrzu, przewodzie pokarmowym zwierząt.

Na rysunku 1 w prosty i przejrzysty sposób przedstawiono proces tworzenia się węglanu wapnia. W pierwszej kolejności zachodzi reakcja hydrolizy (reakcja podwójnej wymiany, która przebiega między wodą i rozpuszczoną w niej substancją). Bakterie rozkładają jeden jon mocznika na jeden jon kwasu karbaminowego ($H_2N - COOH$ – nietrwały organiczny związek chemiczny, który może być związkiem przejściowym w reakcji amoniaku i dwutlenku węgla) i jeden jon amoniaku (NH_3) [van Passen i in. 2010b; Van der Star i in. 2011; van Wijngaarden i in. 2011]:

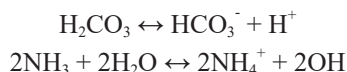


Następnie zachodzi ponowna reakcja hydrolizy kwasu karbaminowego, dzięki której powstaje jon kwasu węglanowego i jon amoniaku:



Oba procesy są możliwe dzięki enzymowi ureazy, który katalizuje reakcję hydrolytycznego rozkładu mocznika na amoniak i dwutlenek węgla.

Uzyskane produkty, tj. amoniak (NH_3) i kwas węglowy (H_2CO_3), są równoważone w wodzie, co prowadzi do powstania wodorowęglanu, dwóch jonów amonowych i dwóch wodorotlenkowych:

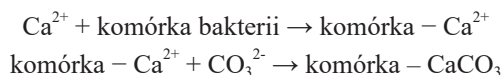


Jony wodorotlenkowe powodują wzrost pH, co zmienia stan równowagi dwuwęglanów, w wyniku czego powstaje jon węglanowy:

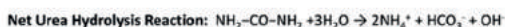
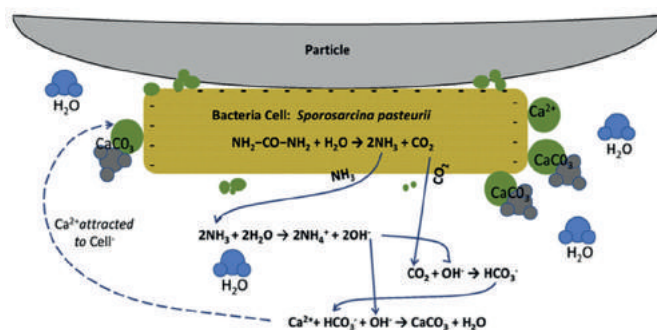


To z kolei prowadzi do wytrącenia się jonów wapnia. Jony amonowe (NH_4^+) lokalnie podnoszą odczyn pH, czego następstwem jest powstanie węglanu wapnia (CaCO_3).

Opisane reakcje wyraźnie wskazują, że przy wystarczającym stężeniu Ca^{2+} i CO_3^{2-} na powierzchni komórki bakterii powstaje osad węglanu wapnia (CaCO_3).



Kluczowym aspektem w badaniach nad biocementacją gruntów jest wyizolowanie bakterii, które odznaczając się wysoką wydajnością węglanową będą tworzyć środowisko zasadowe korzystne do powstawania osadu węglanu wapnia [Douglas, Beveridge 1998]. W wielu badaniach wykorzystano bakterie *Bacillus pasteurii*, które charakteryzują się dużą aktywnością przy rozkładzie mocznika i jednocześnie przyczyniają się do powstania osadu węglanu CaCO_3 [Bang i in. 2001; DeJong i in. 2010].



Rys. 1. Proces tworzenia się osadu węglanu wapnia podczas reakcji hydrolizy mocznika [De Jong i in. 2010]

4. Izolacja bakterii ureolitycznych

Dla przeprowadzenia badań wytrzymałościowych kluczowe było pozyskanie bakterii charakteryzujących się wysoką wydajnością węglanową i zdolnością do wytwarzania enzymu ureazy. W środowisku naturalnym mikroorganizmy tego typu najłatwiej znaleźć przy wapiennych kamieniach, w glebach, mułach lub w środowisku zurbanizowanym, przy składach budowlanych. Próbkę gruntu do badania pobrano z Warszawy i okolic (rys. 2).

Przeprowadzono izolację bakterii w warunkach laboratoryjnych metodą płytkową Kocha. Stosując posiew powierzchniowy na podłoże agarowe odżywcze (wzbogacony LAB-AGAR), inkubowano bakterie przez dwadzieścia cztery godziny w temperaturze 37°C. W kolejnym etapie wykorzystano posiew redukcyjny w celu wyizolowania czystych szczepów bakterii i ponownie inkubowano bakterie na nowym podłożu agarowym – w temperaturze 37°C (rys. 3).

Aby znaleźć bakterie o wysokiej aktywności ureolitycznej, posiano wyizolowane kolonie na podłoże agarowe wg Christensena (BTL PL Company) (24 h, 37°C). Bakterie wytwarzające enzym ureazy zmieniały podłoże wg Christensena na kolor różowy (rys. 4).

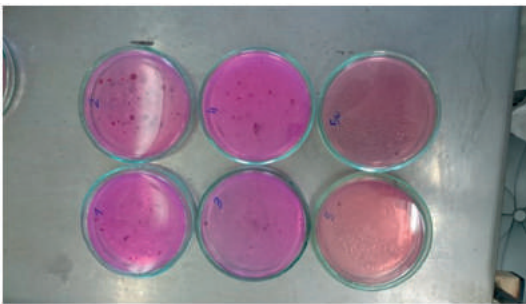
W trakcie badań otrzymano szesnaście szczepów bakterii aktywnych ureolitycznie. W celu identyfikacji morfologicznej szczepów wykonano barwienie komórek metodą Grama. Do dalszych badań nad biocementacją wytypowano cztery szczepy Gram-dodatnie, ze względu na opisaną w innych opracowaniach bakterię Gram-dodatnią *Bacillus pasteurii*, która wykazywała się wysoką aktywnością w tworzeniu węglanu wapnia. Wybrano również jeden szczep bakterii Gram-ujemnych, ponieważ charakteryzowały się bardzo intensywnym zabarwieniem podłoża agarowego wg Christensena, co oznacza ich dużą aktywność ureolityczną (rys. 5).



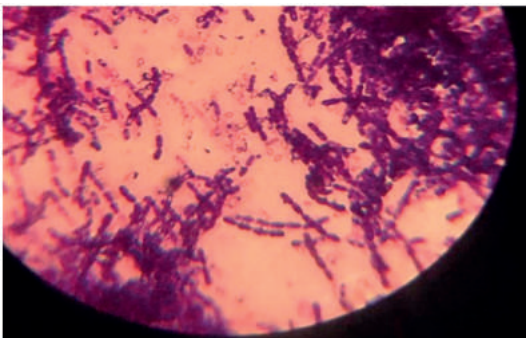
Rys. 2. Próbkki gruntu
pobrane do badania



Rys. 3. Posiew bakterii
na agarze odżywcym



Rys. 4. Kolonie bakterii
na agarze wg Christensena



Rys. 5. Laseczki
po barwieniu Grama

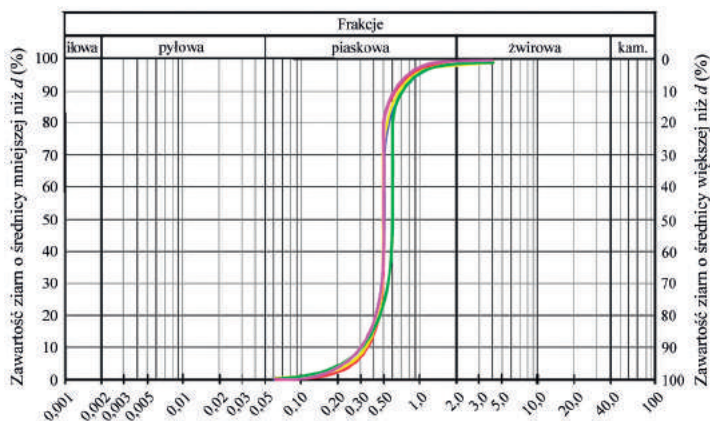
5. Wykonanie badań wytrzymałościowych

W celu przeprowadzenia badań wytrzymałościowych wykonano próbki z biocementowanego piasku. Do pojemników o wymiarach 6 cm × 6 cm i głębokości 5 cm wsypano 190 g piasku na wysokość 2 cm. Wykonano sześć próbek z aplikowanymi bakteriami – w każdej zastosowano piasek pochodzący z warszawskiego odcinka rzeki Wisły. Po analizie sitowej materiał określono jako piasek drobny/średni. Charakterystyczna pionowa krzywa uziarnienia odpowiadała piaskom równoziarnistym pochodzenia rzecznoego (rys. 6) [Smoliński i in. 2017].

Kąt tarcia wewnętrznego dla piasku rzecznoego wyznaczono w aparacie bezpośredniego ścinania. W tym celu wykorzystano skrzynkę o wymiarach 6 cm × 6 cm. Do badań użyto próbek o średniej wilgotności, tj. około 3%, o średniej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego $\rho_D = 1,59 \text{ g/cm}^3$ oraz o maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego $\rho_D = 1,75 \text{ g/cm}^3$. W wyniku badań uzyskano wartości kąta tarcia wewnętrznego $\varphi = 35\text{-}36^\circ$, (wyższa wartość uzyskana dla większego zagęszczenia badanego gruntu) [Smoliński i in. 2017]. Parametr spójności dla badanego gruntu, $c = 0 \text{ kPa}$, w badaniach nad biocementacją modyfikowany jest przez bakterie.

Następnie każdą z próbek zalano podłożem namnażającym z inną kolonią bakterii. Otrzymano dziewięć próbek piasku z zaaplikowanymi bakteriami i dwie próbki zerowe – jedną podlewaną wodą, drugą z podłożem namnażającym bez kolonii bakterii. Po dwóch dobach rozpoczęto cykliczne wprowadzanie podłoża cementującego przez następne dwa-następnie dni co 48 godzin, po tym okresie odczekano dwie doby i rozformowano próbki. Przykład uzyskanej próbki z piasku przedstawiono na rysunku 7.

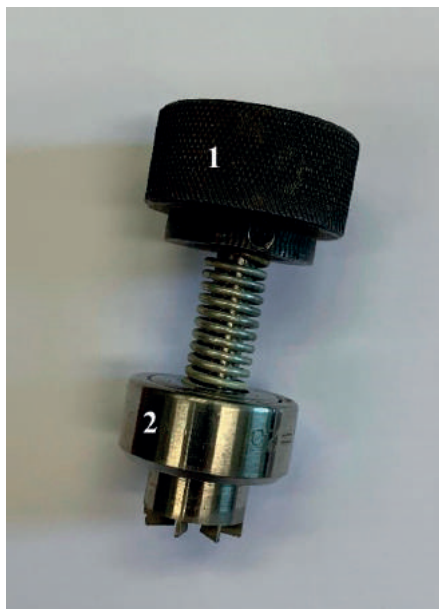
Każdą uzyskaną próbkę poddano badaniu wytrzymałości na ścinanie. W tym celu wykorzystano przyrząd kieszonkowy – ścinarkę „Trovane” (rys. 8). Działa ona na zasadzie momentu obrotowego powstającego podczas ręcznego obrotu pokrętkła (1), który jest przekaza-



Rys. 6. Krzywe uziarnienia piasku rzecznoego wiślanego [Smoliński i in. 2017]



Rys. 7. Próbką zbiocementowanego gruntu



Rys. 8. Przyrząd kieszonkowy: ścinarka „Trovane”

zywany na końcówkę (2). Odształcenia sprężyny powodują obrót pokrętki względem tarczy podziałki połączonej nieruchomo z końcówką. Wynik wytrzymałości gruntu na ścinanie (τ_f) bezpośrednio przedstawia podziałka ścinarki. Końcówki ścinające przyrządu są wymienne i stosuje się je w zależności od spodziewanego stanu gruntu [Pisarczyk, Rymsza 2003]. W doświadczeniu użyto końcówkę małą ($\varnothing 20$ mm) dla gruntów w stanie twaroplastycznym i półzwardym, której odpowiada wartość mnożnika $k = 2,5$ korygującego wskazania pomiarowe. Uzyskane wyniki przedstawiono w tabeli 1.

Bakterie pochodzą z aktualnie wykonywanych wykopów. Największą wytrzymałością na ścinanie charakteryzuje się próbka z jednocześnie dwoma szczepami bakterii Gram-dodatnimi. Kolejną próbka o dużej wytrzymałości jest ta z jednym szczepem bakterii. W badaniach zidentyfikowano je jako mikroorganizmy Gram-ujemne, jednak przeprowadzono testy z ich użyciem ze względu na bardzo intensywne zabarwienie podłoża agarowego wg Christensena. Pozostałe próbki zawierają szczepy Gram-dodatnie, a ich wytrzymałość oscyluje pomiędzy 0,125 a 0,25 .

6. Podsumowanie

W artykule opisano proces mikrobiologicznego uzyskiwania węgla wapnia i jego wpływ na stabilizację gruntu. Przedstawiono metodę pozyskania lokalnych bakterii ureolitycznych na potrzeby zbiocementowania próbki gruntu. Opisano badanie wytrzymałościowe

Tabela 1. Wytrzymałość na ścinanie zbiocementowanych próbek gruntu

Lp.	Pochodzenie szczepu bakterii	Wynik barwienia metodą Grama	Wskazania mikrościnarki	Wytrzymałość na ścinanie
1	Głęboki wykop pod budynkiem Sezam, Warszawa	Gram-ujemne	0,20	0,500
2	Wykop pod budynek mieszkalno-usługowy z podziemnym garażem, Mińsk Mazowiecki, lokalizacja A	Gram-dodatnie	0,08	0,200
3	Grunt ze zbiornika retencyjnego, Mińska Mazowiecki, obwodnica	Gram-dodatnie	0,05	0,125
4	Wykop pod budynek mieszkalno-usługowy z podziemnym garażem, Mińsk Mazowiecki, lokalizacja B	Gram-dodatnie	0,10	0,250
5	Wykop pod budynek mieszkalno-usługowy z podziemnym garażem, Mińsk Mazowiecki, lokalizacja C	Gram-dodatnie	0,06	0,150
6	MIX pkt 1 i pkt 2	Gram-dodatnie	0,50	1,250

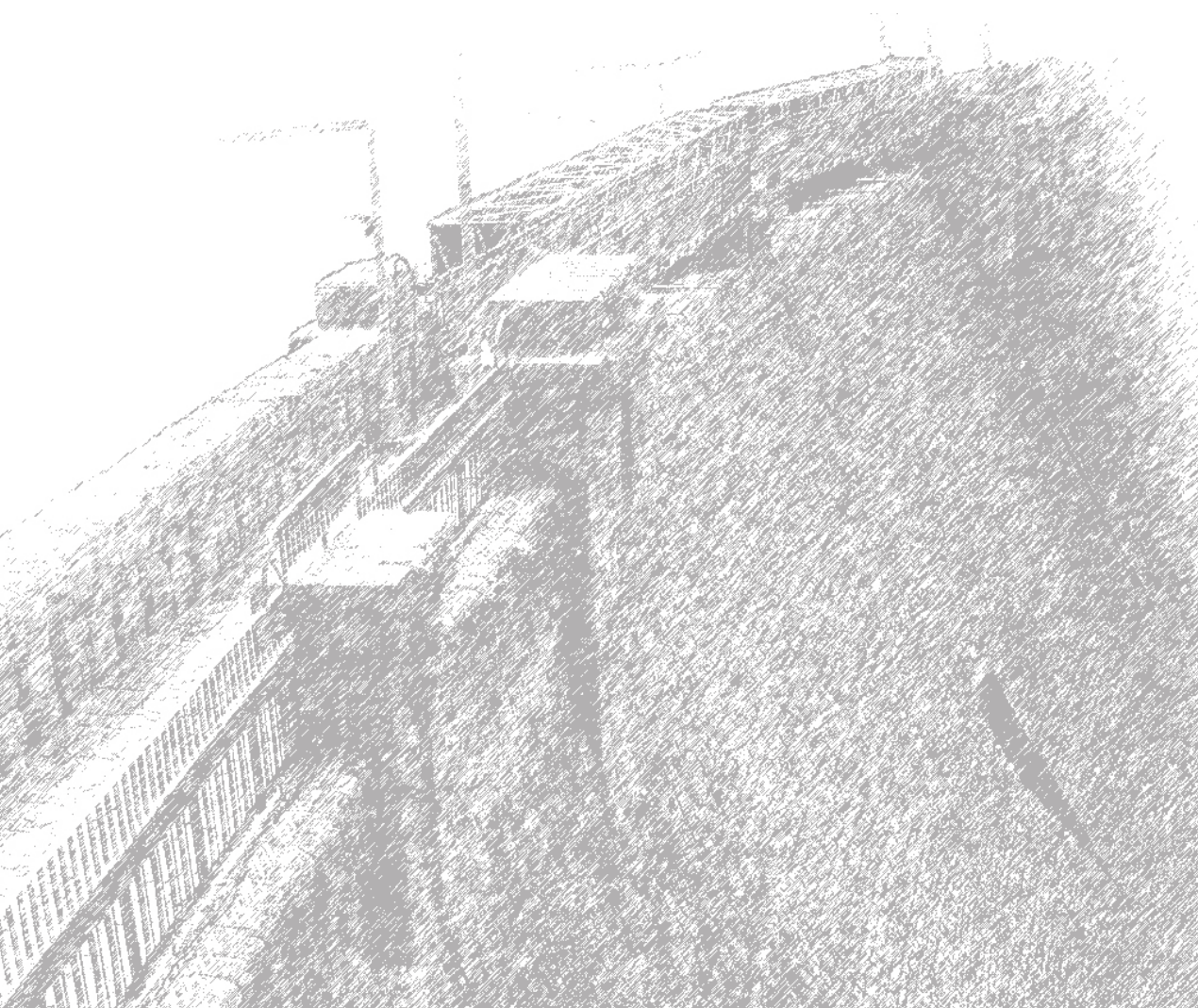
na ścinanie próbek wykonane przyrządem kieszonkowym – ścinarką, którego rezultaty wskazały na zwiększenie się odporności próbki zawierającej mieszanek dwóch szczepów bakterii. W kolejnym etapie planuje się wykonanie badań w aparacie skrzynkowym na większej liczbie próbek, w celu wyznaczenia zmian parametrów kąta tarcia wewnętrznego i spójności oraz wykonanie analizy piasku o większej zawartości grubszych frakcji. Metoda MICP jest ekologiczna i przyszłościowa, wymaga jednak dalszych badań, aby mogła konkurować z konwencjonalnymi metodami przy zastosowaniu w budownictwie hydrotechnicznym.

Literatura

- Bang S.S., Galinat J.K., Ramakrishnan V., 2001, Calcite precipitation induced by polyurethane-immobilized *Bacillus pasteurii*, *Enzyme and Microbial Technology*, 28 (4-5), 404-409, DOI: 10.1016/S0141-0229(00)00348-3
- Béguin R., Oxarango L., Sapin L., Garandet A., Viglino A., François E., Mora H., Martins F., Duchesne L., Albrecht D., Esnault-Filet A., Gutjahr I., Lépine L., 2019, Experimental tests of soil reinforcement against erosion and liquefaction by microbially induced carbonate precipitation, [w:] *Internal erosion in earthdams, dikes and levees*, S. Bonelli, C. Jommi, D. Sterpni (red.), Springer International Publishing, 16-24
- DeJong J.T., Mortensen B.M., Martinez B.C., Nelson D.C., 2010, Bio-mediated soil improvement, *Ecological Engineering*, 36 (2), 197-210, DOI: 10.1016/j.ecoleng.2008.12.029
- De Belie N., 2016, Application of bacteria in concrete: a critical review, *RILEM Technical Letters*, 1, 56-61, DOI: 10.21809/rilemtechlett.2016.14

- Dhami N.K., Reddy M.S., Mukherjee A., 2013, Biomineralization of calcium carbonates and their engineered applications: a review, *Frontiers in Microbiology*, 4 (314), DOI: 10.3389/fmicb.2013.00314
- Douglas S., Beveridge T.J., 1998, Mineral formation by bacteria in natural microbial communities, *FEMS Microbiology Ecology*, 26 (2), 79-88, DOI: 10.1111/j.1574-6941.1998.tb00494.x
- Hammes F., Seka A., Hege K.V., de Wiele T.V., Vanderdeelen J., Siciliano S.D., Verstraete W., 2003, Calcium removal from industrial wastewater by bio-catalytic CaCO₃ precipitation, *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, 78 (6), 670-677, DOI: 10.1002/jctb.840
- Kańska Z., Grabińska-Łaniewska A., Łebkowska M., Rzechowska E., 2006, Ćwiczenia laboratoryjne z biologii sanitarnej. Część I, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 270 s.
- Karol R.H., 2003, Chemical grouting and soil stabilization, CRC Press, 584 s.
- Pisarczyk S., Rymaszka B., 2003, Badania laboratoryjne i polowe gruntów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 489 s.
- Smoliński B., Popielski P., Kaczyński Ł., Godlewski T., 2017, Zróżnicowanie parametrów geotechnicznych w georurze na podstawie badań polowych i laboratoryjnych, [w:] Budowle piętzące – eksploatacja i monitoring, J. Winter, A. Wita, P. Popielski, E. Sieński (red.), IMGW-PIB, Warszawa, 279-288
- van der Star W.R.L., van Wijngaarden-van Rossum W.K., van Paassen L.A., van Baalen L.R., van Zwieten G., 2011, Stabilization of gravel deposits using microorganisms, [w:] Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, A. Anagnostopoulos, M. Pachakis, C. Tsatsanifos (red.), IOS Press, 85-90, DOI: 10.3233/978-1-60750-801-4-85
- van Paassen L.A., Daza M.C., Sorokin D.Y., van der Zon W., van Loosdrecht M.C., 2010a, Potential soil reinforcement by biological denitrification, *Ecological Engineering*, 36 (2), 168-175, DOI: 10.1016/j.ecoleng.2009.03.026
- van Paassen L.A., Ghose R., van der Linden T.J.M., van der Star W.R.L., van Loosdrecht M.C.M., 2010b, Quantifying biomediated ground improvement by urealys: large-scale biogrout experiment, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136 (12), 1721-1728, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000382
- van Wijngaarden W.K., Vermolen F.J., van Meurs G.A.M., Vukic C., 2011, Modelling biogrout: a new ground improvement method based on microbial-induced carbonate precipitation, *Transport in Porous Media*, 84 (2), 397-420, DOI: 10.1007/s11242-010-9691-8
- Whiffin V.S., van Paassen L.A., Harkes M.P., 2007, Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique, *Geomicrobiology Journal*, 24 (5), 417-423, DOI: 10.1080/01490450701436505

BUDDOWLE WODNE WYBRANE ZAGADNIENIA



Budownictwo hydrotechniczne w Sudetach po powodzi w roku 1897

Hydraulic construction in the Sudeten Mountains after the flood of 1897

Jan WINTER

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

W artykule przedstawiono obiekty hydrotechniczne Sudetów polskich i czeskich, przede wszystkim z rejonu Jeleniej Góry, Gór Izerskich oraz Kotliny Kłodzkiej. Omówiono ich historię oraz charakterystyki techniczne na tle zagospodarowania terenu i zagrożenia powodziowego, ze szczególnym uwzględnieniem powodzi z 1897 r., która stała się impulsem do powstania funkcjonujących dzisiaj budowli hydrotechnicznych.

1. Wprowadzenie

Budowle i urządzenia hydrotechniczne wykonywane są z jednej strony w celu wykorzystania wody, z drugiej zaś dla ochrony przed jej niszczącym działaniem. Połączenie tych, wydawałoby się paradoksalnie odmiennych, dążeń od zarania ludzkości stanowi wyzwanie dla inżynierów i techników. Jednocześnie obiekty te są bardzo zróżnicowane. W Polsce za budowle hydrotechniczne uważa się [Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579] budowle wraz z urządzeniami i instalacjami technicznymi z nimi związanymi, służące gospodarce wodnej oraz kształtowaniu zasobów wodnych i korzystaniu z nich. Są to: zapory ziemne i betonowe, jazy, budowle upustowe z przelewami i spustami, przepusty wałowe i mnichy, śluzy żeglugowe, wały przeciwpowodziowe, siłownie i elektrownie wodne, ujęcia śródlądowych wód powierzchniowych, wyloty ścieków, czasy zbiorników wodnych zaporowych wraz ze zboczami i skarpami, pompownie, kanały, sztolnie, rurociągi hydrotechniczne, syfony, lewary, akwedukty, budowle regulacyjne na rzekach i potokach, progi, grodze, nadpoziomowe zbiorniki gromadzące substancje płynne i półpłynne, porty, baseny, zimowiska, pirsy, mola, pomosty, nabrzeża, bulwary, pochylnie i falochrony na wodach śródlądowych, przepławki dla ryb. Oczywiście najpopularniejsze są jazy i zapory. Te pierwsze przegradzają koryta

rzeczne, tworząc zalew w jego obrębie lub niewiele je przekraczający, zapory zaś – całą dolinę rzeczną, powodując powstanie zbiornika (nie zawsze wypełnionego wodą przez cały okres użytkowania obiektu). W języku polskim często używa się błędnego określenia zapory wodnej, używając terminu „tama”, które w hydrotechnice oznacza budowlę regulacyjną na rzece. Słowo to pochodzi zapewne od średnioangielskiego „dam”¹, które z kolei wywodzi się z języka średnioniderlandzkiego, w którym ślady tego określenia można zaobserwować w nazwach wielu miast, jak choćby Amsterdam czy Rotterdam [Brill 1948].

Budowle hydrotechniczne, głównie wszelkiego rodzaju budowle piętrzące, były jednym z pierwszych i podstawowych przejawów działalności inżynierskiej w dziejach ludzkości. Dawne cywilizacje identyfikowały się z budową zbiorników wodnych projektowanych głównie dla celów gromadzenia wody do nawodnień rolniczych. Budowa zapór stanowi jedno z najważniejszych osiągnięć sztuki inżynierskiej. Ważnym impulsem do ich rozwoju było opanowanie przez człowieka wytwarzania energii elektrycznej i jej przesyłania. Elektrownie wodne wykorzystują dwa istotne elementy budowli piętrzących, tj. spad i przepływ wody. Turbiny wodne, przetwarzające energię płynącej wody w energię mechaniczną, są jednymi z najsprawniejszych urządzeń, a przy tym nie powodują żadnych zanieczyszczeń. Wytwarzają energię elektryczną ekologicznie czystą i odnawialną.

Z biegiem czasu zapory i powstające przy nich zbiorniki wodne, oprócz zaopatrzenia w wodę i wytwarzania energii elektrycznej, zaczęły być wykorzystywane do innych ważnych celów: ochrony przeciwpowodziowej i żeglugi śródlądowej, rozwoju rekreacji, sportów wodnych czy urozmaicenia krajobrazu. Dziś można powiedzieć, że wszystkie tego typu obiekty to budowle wielofunkcyjne, wymagające bardzo profesjonalnego zarządzania, bowiem często poszczególne zadania im stawiane są ze sobą sprzeczne. Dla przykładu: dla energetyki wodnej najlepszym rozwiązaniem jest stałe, całkowite napełnienie zbiornika, co daje największy spad i dużą wydajność produkcyjną, podczas gdy na potrzeby ochrony przeciwpowodziowej należy w akwenu zachować rezerwę, pozwalającą na przyjęcie nagle pojawiającej się fali powodziowej. Znalezienie optymalnego rozwiązania jest często bardzo trudne.

W Polsce pierwsze zapory i elektrownie wodne pojawiły się stosunkowo późno. Jednym z najstarszych tego typu obiektów, nieprzerwanie funkcjonującym, jest zaporą ziemną Myłof wybudowana w latach 1848-1853 na Brdzie. Nieco wcześniej, bo w 1841 r., powstała zaporą Brody Hżeckie (rzeka Kamienna), tworząc zbiornik zaopatrujący w wodę tutejszą pudlingarnię (zakład, w którym oczyszcza się surówkę z węgla i innych domieszek). Historia tego obiektu związana jest z rozwojem Staropolskiego Okręgu Przemysłowego i koncepcją Stanisława Staszica budowy *»ciągłych zakładów fabryk żelaza na rzece Kamiennej«*, realizowaną w pierwszej połowie XIX wieku. Katastrofalna powódź z 1903 r. zniszczyła zaporę i związane urządzenia hydrotechniczne. W latach 1959-1964 zbiornik odbudowano, lokalizując zaporę

¹ <https://ahdictionary.com/word/search.html?q=dam> (19.07.2019)



Rys. 1. Zapora Brody Ilżeckie na rzece Kamiennej z kamiennym przelewem – pozostałością obiektu zniszczonego w powodzi 1903 r. – wkomponowanym w skarpe odpowietrzną [fot. P. Kuźniar]

w tym samym co dawniej miejscu, a zachowany kamienny przelew (zwany staszycowskim) wkomponowano w skarpe odpowietrzną zapory (rys. 1).

Inne rozwiązania hydrotechniczne pojawiły się w Polsce oczywiście znacznie wcześniej, szczególnie na Śląsku, którego główną oś wytycza Odra z licznymi, wypływającymi z Sudetów, lewobrzeżnymi dopływami. Już w XIII wieku na Odrze funkcjonowało około dwudziestu jazów piętrzących wodę do napędzania kół wodnych. Do dzisiaj przetrwały relikty trzech z nich – w Brzegu, Oławie i Wrocławiu [Winter 2004]. We wrocławskich kronikach z 1242 r. znajduje się informacja o jazie i młynie Klara w pobliżu Ostrowa Tumskiego, dwanaście lat później wspomina się też o jazie i młynie Macieja, a w roku 1314 o młynie Maria. W 1334 roku krakowski bankier Mikołaj Wierzynek zawarł z gminą Wrocław umowę na budowę młynów w przekroju rzeki, dzielącej się przed Wyspą Mieszczańską na dwie odnogi – Odrę Południową i Odrę Północną. W 1343 roku we Wrocławiu działało dwadzieścia osiem zakładów wykorzystujących energię wodną (koła wodnego), w tym: młyny, papiernie, tkalnie, kuźnie i tartaki [Winter 2004]. Okres XV i XVI wieku charakteryzował się, szczególnie intensywnym na ziemiach polskich, rozwojem osadnictwa. Skutkowało to wzrostem zapotrzebowania na wodę (przede wszystkim dla rzemiosła i rolnictwa) oraz koniecznością pozyskiwania nowych terenów – często zagrożonych powodzią. W odpowiedzi na te problemy powstawały liczne urządzenia hydrotechniczne, wśród których dużą część stanowiły wszelkiego rodzaju zbiorniki wodne. Poszukiwano specjalistów inżynierii wodnej, pojawiały się pierwsze fachowe podręczniki – wśród nich książka autorstwa biskupa ołomunieckiego Jana Dubrawiusa, opublikowana we Wrocławiu w 1547 r. w języku łacińskim (w 1600 r. pojawiło się wydanie w języku polskim) [Nyrek 1997]. Drugi podręcznik, z zakresu budownictwa stawowego, wyszedł w połowie XVI w. spod ręki Ślązaka z Mysłowic – mistrza stawiarskiego Olbrychta Strumińskiego [1573]. We wstępie to dzieła pt. *O sprawie, sypaniu, wymierzaniu*

D Sprawie

Sypánii/ Wymierzánii
y Rybieniu Stawów: także
o Przekopach / o Wążeniu
y prowadzeniu Wody. Książki
li wyfysfikun gospodarzóm
potrzebne.

Przez Ołbrychtá Strumieniśkiego z
Wysłowic/ Drzedničá Bális
čiego wydáné.

ANno DŌmini, 1 5 7 3.



W Kráľowie / Cázary
Andryfowic Drukowat

Rys. 2. Strona tytułowa dzieła pt.

*O sprawie, sypaniu, wymierzaniu i rybieniu stawów,
także o przekopach, o ważeniu i prowadzeniu wody.*

Książki wszystkim gospodarzom potrzebne

[Strumieński 1573]

i rybieniu stawów, także o przekopach, o ważeniu i prowadzeniu wody. Książki wszystkim gospodarzom potrzebne autor pisze, że we Wrocławiu wcześniej wydano już podręcznik o urządzaniu stawów w języku łacińskim, jednak on, prosty człowiek, budowniczy stawów, zna tylko język polski (rys. 2).

2. Powódzie na rzekach sudeckich

2.1. Charakterystyka rzek sudeckich (lewobrzeżnej zlewni Odry)

Sudety stanowią dział wodny pomiędzy dorzeczami Odry, Łaby oraz Dunaju i charakteryzują się bardzo gęstą siecią rzeczną. Główne rzeki to: Nysa Łużycka, Bóbr z Kwisą, Kaczawa, Bystrzyca i Nysa Kłodzka. Cieki te są zazwyczaj krótkie, o dużych spadkach i zmiennych stanach wód, co wynika z urozmaiconej rzeźby terenu oraz różnic w budowie geologicznej podłoża [Kasprzak 2010]. W tabeli 1 zawarto podstawowe charakterystyki wymienionych rzek.

Tereny górskie i górzyste wyraźnie odróżniają się od pozostałych rejonów naszego kraju. Najważniejsze cechy to: różnorodność form krajobrazu, surowy klimat, przewaga mało urodzajnych gleb i krótszy okres wegetacyjny, co odbija się niekorzystnie przede wszystkim na rozwoju rolnictwa. Z drugiej strony obszary te charakteryzują się dużymi walorami przyrodniczymi, związanymi z: wysokim poziomem zalesienia, dużym udziałem obszarów prawnie chronionych (parki narodowe, parki krajobrazowe, rezerваты), zróżnicowaną rzeźbą i bogactwem wód mineralnych, co sprzyja rozwojowi turystyki. Ponadto spełniają one

Tabela 1. Podstawowe charakterystyki wybranych rzek sudeckich^{*}; oznaczenia: L – długość rzeki, F – powierzchnia zlewni, $H_{max-min}$ rzędne terenu źródeł i ujścia, SSQ – przepływ średni z wielolecia, SNQ – przepływ średniej niskiej wody z wielolecia, SWQ – przepływ średniej wielkiej wody z wielolecia

Rzeka	L (km)	F (km ²)	$H_{max-min}$ (m n.p.m.)	SSQ (m ³ /s)	SNQ (m ³ /s)	SWQ (m ³ /s)
Nysa Kłodzka	181,7	4 565	845-140	35,4	10,52	582,8
Bystrzyca	101,5	1 768	690-110	9,16	1,91	78,5
Kaczawa	83,9	2 261	640-95	8,59	3,01	140,5
Kwisa	126,8	1 026	1 020-105	10,4	3,6	79,3
Bóbr	272	5 874	600-39	41,6	16,6	189
Nysa Łużycka	251,6	4 297	788-33	28,8	9,27	179

^{*}) przepływy charakterystyczne z wielolecia dla odcinków ujściowych; opracowanie własne na podstawie różnych źródeł

niezwykle ważną rolę w gospodarce wodnej całego kraju ze względu na, niewykorzystane jeszcze, potencjalne możliwości retencjonowania wody. Z tych samych powodów są to tereny szczególnie narażone na powódzie, które z reguły przebiegają tu w sposób nagły i gwałtowny [Winter, Zaleski 2000].

Zjawiska powodziowe na rzekach sudeckich związane są z różnymi typami opadów i roztopów. Najbardziej niebezpieczne są powódzie, wywołane krótkotrwałymi ulewami lub opadami rozlewnymi. Ulewy trwają od kilkudziesięciu minut do kilku godzin, ich natężenie to średnio 40-200 mm (w przypadku katastrofalnych deszczy nawalnych nawet znacznie więcej). Ich efektem jest nieznaczna infiltracja i duży spływ powierzchniowy wywołujący intensywne splukiwanie gleb, erozję liniową, płytkie osuwiska ziemne, a przede wszystkim gwałtowne wezbrania. Z kolei opady rozlewne, trwające przez dwa do pięciu dni, wynoszące 150-600 mm, charakteryzują się znacznie mniejszymi natężeniami. Nasycone pokrywy stokowe oddają wodę przy trwającym nadal opadzie i wezbrania obejmują wówczas całe dorzecza [Winter, Zaleski 2000].

Na Śląsku regularne obserwacje i opisy zjawisk klimatyczno-meteorologicznych rozpoczęto w roku 1810. Wówczas do rejencji śląskich zaczęły spływać systematyczne sprawozdania z wynikami pomiarów z terenowych stacji meteorologicznych. Informacji dotyczących wcześniejszych zjawisk powodziowych doszukiwać się można jedynie w lokalnych kronikach, które najczęściej odnoszą się do poszczególnych miast i subregionów. Są to krótkie wzmianki, jedno- lub kilkudzaniowe, na temat szkód czynionych przez powódzie, z odniesieniem się do ich wielkości i zasięgu, oparte na subiektywnych odczuciach autorów. Jedynym elementem tych wspomnień, który może dawać wyobrażenie o skali zjawiska, jest opis skutków – strat i zasięgu obszaru, który znalazł się pod wodą [Krajniak 2016].

2.2. Historyczne powodzie w lewobrzeżnym dorzeczu Odry

Prowadząc rozważania o powodzi, dobrze jest zdefiniować to zjawisko. Zgodnie z obowiązującym w Polsce Prawem wodnym [Dz.U. 2017, poz. 1566] oraz tzw. Dyrektywą Powodziową Unii Europejskiej [2007/60/WE], jako powódź rozumie się czasowe pokrycie przez wodę terenu, który w normalnych warunkach nie jest nią pokryty, w szczególności wywołane przez wezbranie wody w ciekach naturalnych, zbiornikach wodnych, kanałach oraz od strony morza. Często wezbranie i powódź są traktowane jednakowo, odnoszą się jednak do dwóch różnych zjawisk. Wezbraniem nazywamy wzrost poziomów wody wywołany działaniem kompleksu czynników meteorologicznych, hydrograficznych i fizjograficznych. Natomiast powódź to wezbranie, które powoduje straty – zarówno w sferze społecznej, jak i materialnej.

Na Śląsku budownictwo urządzeń hydrotechnicznych rozwinęło się stosunkowo wcześniej, szczególnie na przełomie XIII i XIV wieku, co miało związek z hodowlą ryb, ale także uzyskiwaniem pod zabudowę i uprawę coraz to większych przestrzeni. W XV wieku, po zakończeniu wojen husyckich, nastąpił gwałtowny rozwój osadnictwa, zarówno rolniczo-pasterskiego, jak i górniczo-hutniczego. Tereny Sudetów i Pogórza Sudeckiego przyciągały osadników znajdującymi się tam bogactwami mineralnymi, przede wszystkim rudami żelaza i szlachetnymi kruszcami. Znacznie wzrosło zapotrzebowanie na ziemię, drewno i jego pochodne oraz na żelazo i materiały budowlane. W rezultacie nastąpił gwałtowny spadek powierzchni drzewostanów i zmniejszenie naturalnej retencji. Na problem ten zwracał uwagę w swoich pracach Nyrek [1997], stwierdzając że bezpośrednim skutkiem tych procesów była zwiększająca się od połowy XVI w. liczba powodzi na Śląsku. Najbardziej kompleksowe ich badania prowadził Ingłot [1986], a najpełniejsze zestawienie powodzi podał Kasprzak [2010]. Przyjrzyjmy się, wymieniając tylko lata wystąpienia powodzi, tych najważniejszych, które miały miejsce do końca XX w. w dorzeczych rzek: Nysa Kłodzka, Bystrzyca, Kaczawa, Kwisa, Bóbr i Nysa Łużycka oraz w dorzeczu Izery (zlewnia Łaby) na terenie dzisiejszej Republiki Czeskiej.

NYSA KŁODZKA:

1270, 1310, 1387, 1400, 1403, 1405, 1432, 1441, 1460, 1578, 1591, 1598, 1611, 1655, 1675, 1689, 1736, 1763, 1773, 1783, 1813, 1827, 1829, 1833, 1850, 1854, 1879, 1882, 1883, 1888, 1893, 1897, 1903, 1907, 1910, 1938, 1943, 1977, 1961, 1965, 1997, 1998.

BYSTRZYCA:

1454, 1464, 1493, 1496, 1500, 1501, 1560, 1567, 1573, 1598, 1734, 1786, 1804, 1907, 1910, 1922, 1964, 1977, 1979, 1984, 1997.

KACZAWA:

1445, 1464, 1501, 1515, 1568, 1569, 1587, 1608, 1667, 1702, 1804, 1829, 1897, 1898, 1903, 1907, 1926, 1977.

KWISA:

1351, 1432, 1469, 1496, 1550, 1556, 1567, 1570, 1591, 1609, 1613, 1649, 1653, 1667, 1675, 1686, 1688, 1692, 1702, 1703, 1714, 1723, 1732, 1750, 1766, 1795, 1797, 1803, 1804, 1858, 1888, 1897, 1977, 1981.

BÓBR:

1351, 1412, 1428, 1462, 1468, 1496, 1567, 1570, 1587, 1591, 1596, 1608, 1622, 1653, 1667, 1702, 1715, 1775, 1778, 1785, 1795, 1804, 1810, 1813, 1829, 1858, 1883, 1888, 1897, 1906, 1926, 1938, 1977.

NYSA ŁUŻYCKA:

1432, 1433, 1529, 1591, 1604, 1609, 1703, 1723, 1780, 1803, 1804, 1808, 1813, 1850, 1858, 1897, 1907, 1958, 2010.

IZERA:

1501, 1858, 1888, 1897, 1915, 1920, 1948, 1974, 1978.

Jak widać z zestawienia, na przestrzeni wieków zdarzeń powodziowych było bardzo dużo. Oczywiście różniły się one zasięgiem i wielkością, generalnie jednak ich skutkiem były zniszczenia oraz niestety, w większości przypadków, utrata życia ludzkiego.

Największą klęską w ujęciu historycznym była powódź z roku 1897 – zarówno po obecnej stronie polskiej, jak i czeskiej (obszar Gór Izerskich). Ówczesne wydarzenia miały kluczowe znaczenie dla stworzenia w przyszłości systemu budowl i znaczeniu przeciwpowodziowym, o czym będzie mowa w dalszej części referatu. Straty były ogromne. Tylko w dorzeczu Nysy Łużyckiej po czeskiej stronie oszacowano je na ponad 3,3 milionów ówczesnych koron austriackich; w dorzeczu Białej i Czarnej Desny – 2,16 milionów, w dorzeczu Izery – 2,9 milionów, a na Śląsku – na 10 milionów marek (ok. 1,2 milionów koron) [Żák 2006]. W regionie jeleniogórskim Bóbr podtopił Lubawkę, zalał część Kamiennej Góry, a w Kotlinie Jeleniogórskiej utworzyło się potężne jezioro obejmujące tereny poniżej Kowar, Mysłakowice, Łomnicę, Miłków, Podgórzyn, Sobieszów, Piechowice i Cieplice Śląskie. Ucierpiało głównie Pogórze Karkonoskie oraz teren dzisiejszego powiatu lubańskiego wzdłuż Kwisy. Rwące potoki niszczyły wezbrany nurtem wszystko, co napotkały na swojej drodze. Potężne głazy niesione rzekami siały spustoszenie w podgórskich miejscowościach. W tamtym okresie nie było systemów wczesnego ostrzegania o nadchodzących opadach, choć istniało już obserwatorium meteorologiczne na Śnieżce. Nikt nie przypuszczał, że ulewa, która zaczęła się 29 lipca 1897 r., przyniesie aż tak fatalne skutki dla miejscowości w pobliżu Jeleniej Góry. Jedną z osad, która najbardziej ucierpiała, były Kowary. Wydarzenia z nocy 29-30 lipca roku 1897 pozostały w pamięci mieszkańców na długie lata. Skromny potok Jedlica, który przepływa przez Kowary, w jednej chwili zamienił się w niosącą spustoszenie porywistą rzekę. Woda uderzyła z impetem w domy, w których spali nieświadomi niczego ludzie. Zmyła warsztaty rzemieślnicze, ówczesną fabrykę porcelany i stajnię z końmi. Impetu żywiołowi dodały głazy niesione przez nurt wezbranej Jedlicy oraz pnie drzew (rys. 3), czego skut-

kami były ofiary i ogromne zniszczenia². Straty w całym regionie spowodowały natychmiast duże zainteresowanie władz centralnych. We wrześniu tereny dotknięte powodzią odwiedziła Augustyna Wiktoria, cesarzowa Niemiec (rys. 4). Przywiozła nie tylko słowa wsparcia i otuchy, ale również, lub przede wszystkim, środki finansowe na odbudowę zniszczeń.

Tych kilka lipcowych dni roku 1897 na trwałe zmieniło podejście do ochrony przeciwpowodziowej. Kolejna pamiętna powódź z 1997 r., przez wielu nazywana Powodzią Tysiąclecia, odbiła się kolejnym piętnem. Jednak to wydarzenia z końca XIX w. spowodowały powstanie dużej liczby zaporowych zbiorników retencyjnych, budowanych również dla innych niż powodziowe celów, m.in. energetycznych.

2.3. Powódź z 1897 roku jako stymulator powstania wielkiego programu ochrony przeciwpowodziowej

Powódź z końca lipca roku 1897 stała się bodźcem dla niemieckich inżynierów i techników do pojęcia działań, których celem było zapobieżenie tak bardzo niszczącym klęskom w przyszłości. Powstał ambitny plan wzniesienia konstrukcji hydrotechnicznych – zapór i zbiorników retencyjnych – które miały pomóc człowiekowi ujarzmić siłę żywiołu wód powodziowych. Projekt zakładał wzniesienie zapór przeciwrumowiskowych, regulację stopniową potoków i budowę różnych zbiorników wodnych (wielofunkcyjnych i przeciwpowodziowych) oraz zbiorników suchych. Pierwsze inwestycje ruszyły już w 1901 roku. Na początku skupiono się nad zabezpieczenia Kotliny Kłodzkiej, Kotliny Jeleniogórskiej i doliny Bobru. Przeprowadzono regulację dopływów Bobru biorących początek w Karkonoszach, wznosząc mury oporowe wzdłuż brzegów, progi i zapory przeciwrumowiskowe. W Kotlinie Kłodzkiej w roku 1907 oddano do eksploatacji suchy zbiornik w Stroniu Śląskim na rzece Morawce, a w 1909 r. w Międzygórzu na Wilczce. U podnóża Karkonoszy powstały trzy suche zbiorniki: na Łomnicy w Mysłakowicach, na Kamiennej w Jeleniej Górze-Sobieszowie oraz na Wrzosówce z Podgórną w Jeleniej Górze-Cieplicach. Kolejno wybudowano zapory i elektrownie wodne: Leśna (1905 r.) i Złotniki (1919 r.) na Kwisie oraz Pilchowice (1912 r.) na Bobrze. Niewątpliwie największym ze zrealizowanych przedsięwzięć była zapora w Pilchowicach. Głównym jej projektantem był profesor Otto Intze z Aachen (Akwizgranu), a na otwarcie obiektu przyjechał sam cesarz Niemiec Wilhelm II.

Na obszarze dzisiejszej Republiki Czeskiej, szczególnie na terenie Gór Izerskich, katastrofalna powódź z 1897 r. również wywołała potrzebę utworzenia kompleksowego planu ochrony przeciwpowodziowej. Inicjatorami tych działań byli przede wszystkim właściciele fabryk i zakładów z okolic Liberca. Do współpracy zaproszono, podobnie jak na Śląsku, profesora Otto Intzego. Już 13 stycznia 1901 roku na konferencji w Libercu uczony przedstawił

² https://dolny-slask.org.pl/5982053,Wielka_powodz_1897.html (19.07.2019)



Rys. 3. Zniszczenia w Kowarach po powodzi 1897 r., dzisiejsza ul. Stanisława Staszica
[\[https://dolny-slask.org.pl/511605,Kowary,1897_Powodz_w_Kowarach.html\]](https://dolny-slask.org.pl/511605,Kowary,1897_Powodz_w_Kowarach.html)



Rys. 4. Wizyta w Kowarach, dotkniętych zniszczeniami
 w wyniku powodzi 1897 r., cesarzowej Niemiec Augustyny Wiktorii
[\[https://dolny-slask.org.pl/511605,Kowary,1897_Powodz_w_Kowarach.html\]](https://dolny-slask.org.pl/511605,Kowary,1897_Powodz_w_Kowarach.html)

projekt budowy wielu zbiorników zaporowych, który bardzo szybko wdrożono do realizacji. Powstały wówczas zapory: Harcov (1902-1904) na potoku o tej samej nazwie, Bedřichov (1902-1906) na Czarnej Nysie, Fojtka (1904-1906) na Jeřice, Mlýnice (1904-1906) na Potoku Albrechta, Mšeno (1906-1910) na potoku o tej samej nazwie, Souš (1911-1915) na Czarnej Desnie i Bílá Desná (1911-1915) na Białej Desnie [Žák 2006]. Ta ostatnia 18 września 1916 r. uległa katastrofie, w której zginęły aż sześćdziesiąt dwie osoby. Była to w tamtym okresie największa katastrofa hydrotechniczna na świecie [Winter, Winter 1995], a samej zapory już nigdy nie odbudowano (rys. 5).

3. Przykłady budowli – opis rozwiązań technicznych

3.1. Zapory na suchych zbiornikach

Głównym celem budowy zbiorników suchych jest ochrona przeciwpowodziowa terenów leżących poniżej obiektu. Zadaniem takiego zbiornika przechwycenie znaczących objętości fali powodziowej oraz umożliwienie ciągłego odpływu wody w bezpiecznej ilości do obszarów położonych poniżej zbiornika. Pojemność czaszy zbiornika, jak i potencjalna kubatura „zatrzymanej” fali powodziowej, determinowana jest przez wysokość zapory oraz wydajność urządzeń upustowych. W wyniku przyjętych po powodzi 1897 r. programów ochrony przeciwpowodziowej, najwięcej obiektów, szczególnie suchych zbiorników przeciwpowodziowych, zrealizowano na rzekach Kotliny Kłodzkiej oraz Kotliny Jeleniogórskiej. Niektóre z nich warto omówić.

MIĘDZYGÓRZE

Zbiornik Międzygórze na potoku Wilczka został oddany do eksploatacji w roku 1909. Dolinę przegrodzono kamienną zaporą (rys. 6), o długości 110 m i wysokości 29 m, zamykającą zlewnię o powierzchni 25 km². Parametry urządzeń zrzutowych obiektu przedstawiają się następująco: dwa upusty denne – 8,8 m³/s, upust środkowy – 15,0 m³/s, przelew powierzchniowy – 37,5 m³/s. Maksymalna pojemność zbiornika wynosi 0,83 mln m³. Podczas powodzi w 1997 r. przepływy poniżej zapory wynosiły szacunkowo 80-100 m³/s, co znacznie przekroczyło łączną wartość wydatku zaprojektowanych elementów zrzutowych. Budowla, pomimo iż odniosła znaczne zniszczenia, wytrzymała.

STRONIE ŚLĄSKIE

Suchy zbiornik przeciwpowodziowy zlokalizowany w gminie Stronie Śląskie na potoku Morawka. Zapora ziemna, o długości 500 m, zamyka zlewnię o powierzchni 53,46 km² i wyposażona jest w upust denne, środkowy oraz przelew powierzchniowy (rys. 7). Zbiornik został wybudowany w latach 1906-1910 i początkowo był stale napełniony wodą. Jego maksymalna pojemność to 1,38 mln m³.

SOBIESZÓW

Suchy zbiornik na potoku Kamienna powstał w latach 1904-1908, a do eksploatacji oddano go w roku 1909. Zbudowany u podnóża Karkonoszy, stanowi jeden z głównych obiektów ochrony przeciwpowodziowej tego regionu, zrealizowanych na początku XX wieku. W okresach powodzi gromadzi wodę spływająca z gór Izerskich, gdzie częste i gwałtowne opady stwarzają wysokie zagrożenie [Kuszevska 2019]. Obiekt składa się z zapory ziemnej o długości 1440 m, która zamyka zlewnię o powierzchni 118,80 km², upustu dennego, przelewu i dwóch przepustów wałowych. Maksymalna pojemność zbiornika wynosi 6,74 mln m³.



Rys. 5. Zapora Bilá Desná,
zniszczona w wyniku katastrofy
w 1916 r. – stan obecny
[fot. J. Winter]



Rys. 6. Zapora suchego zbiornika
w Międzygórzcu [fot. J. Winter]



Rys. 7. Zapora w Stroniu Śląskim
[<https://polska-org.pl/892375,foto.html?idEn tity=5170049>]



Das Staubecken bei Erdmannsdorf
Leberfallbauwert (Wasserseite)

TW40 - cetrzylak.org.pl



Rys. 8. Zapora w Mysłakowicach z 1913 r.
[<https://polska-org.pl/3333378,foto.html?idEntity=5834987>]

CIEPLICE

Suchy zbiornik, zamykający zlewnię o powierzchni 94 mln m³, zlokalizowany jest na potoku Wrzosówka w Jeleniej Górze, w dzielnicy Cieplice. Obiekt tworzy zapora ziemna o długości 2925 m i maksymalnym poziomie piętrzenia 8,4 m, upust denny i środkowy oraz przelew. Maksymalna pojemność zbiornika to 4,93 mln m³.

MYSŁAKOWICE

Suchy zbiornik Mysłakowice znajduje się na potoku Łomnica na terenie gminy Mysłakowice i zamyka zlewnię o powierzchni 49,6 km². Podstawowe obiekty tworzące zbiornik to: zapora, upust górny i dolny, przelew, trzy przepusty wałowe, jaz zastawkowy poniżej przepustu wałowego. Obiekt zbudowano w 1913 roku (rys. 8).

3.2. Zapory na zbiornikach wielozadaniowych

Przełom XIX i XX wieku to okres dynamicznego rozwoju energetyki wodnej na świecie. Znalazło to również odzwierciedlenie w programach ochrony przeciwpowodziowej Otto Inzego w polskich i czeskich Sudetach. Oprócz przywołanych już wcześniej budowli hydrotechnicznych *stricte* powodziowych, takich jak przedstawione przykłady zapór na suchych zbiornikach, rozpoczęto z dużym rozmachem realizację wielozadaniowych zbiorników retencyjnych, z których bardzo wiele pełniło i pełni do dzisiaj funkcje energetyczne.

LEŚNA

Zapora w Leśnej (rys. 9) na Kwisie jest najstarszą zaporą kamienną w Polsce. Jej budowę rozpoczęto 5 października 1901 roku. W uroczystościach położenia kamienia węgielnego brali udział m.in. minister rolnictwa Wiktor von Pobielski i nadprezydent Śląska Hermann von Hatzfeld. Uroczystego otwarcia obiektu, z napełnionym już zbiornikiem, dokonano 15 lipca 1905 roku. Kamienna zapora usytuowana jest u wylotu wąskiej doliny w km 89+750 rzeki Kwisy i zamyka zlewnię o powierzchni 303,34 km². Jej wysokość wynosi 45 m, długość i szerokość w koronie odpowiednio 130 m oraz 8 m. Pojemność całkowita zbiornika to 16,8 mln m³. W latach 1905-1907 poniżej zapory wybudowano również elektrownię wodną, co ciekawe, wyłącznie ze środków prowincji śląskiej. Pierwsze trzy turbozespoły oddano do eksploatacji w 1907 r., rok później – dwa następne. Jest to najstarsza elektrownia wodna w Polsce. Obecnie znajduje się w niej zespół sześciu oryginalnych turbin typu Francis firmy J.M. Voith z 1907 r. o łącznej mocy 2,61 MW oraz generatory SSW (z 1907 r. i współczesne). Całe wyposażenie siłowni zachowało się w bardzo dobrym stanie. Oprócz celów energetycznych, Zbiornik Leśna, razem z oddanym do eksploatacji w 1924 r. Zbiornikiem Złotniki, chroni przed powodzią dolinę rzeki Kwisy.

PILCHOWICE

Zapora Pilchowice (rys. 10) jest drugą po Solinie, a najwyższą kamienną (łukową), zaporą w Polsce. Jej wysokość wynosi 62 m, a długość i szerokość w koronie odpowiednio 280 m oraz 7,5 m. Wybudowana została w latach 1904-1912 przez firmę B. Liebold & Co. AG (Holzminden/Berlin) pod kierownictwem Alberto Cucchiero, według projektu profesora Otto Intze oraz doktora Curta Bachmanna. Zapora, zlokalizowana w km 196+513 rzeki Bóbr, zamyka zlewnię o powierzchni 1 208,7 km², tworząc zbiornik o całkowitej pojemności 50,0 mln m³. Poniżej zapory zbudowano elektrownię o mocy 7,6 MW złożoną z sześciu turbozespołów z turbinami Francisa firmy Voith (początkowo z pięciu, ale w roku 1921 rozbudowano elektrownię o kolejny hydrozespół o mocy czynnej 145 kW).

KARPACZ

Zapora na Łomnicy w Karpaczu to piękna kamienna konstrukcja łukowa zbudowana z granitowych bloków (rys. 11). Powstała w ramach programu przeciwpowodziowego, który opracowano po wydarzeniach w Karpaczu w 1897 r., kiedy to w wyniku oberwaniu chmury spiętrzona woda zniszczyła mosty, ulice oraz kilkanaście domów, a także podmyła nasyp kolejowy nowo powstałej linii. Obiekt budowano w latach 1910-1915. Zadaniem zapory było nie tylko gromadzenie nadmiaru wody, ale także zatrzymywanie skalnego rumoszu, który niesiony z nurtem, stanowił szczególne zagrożenie dla miejscowej zabudowy. Korona zapory ma długość około 105 m, a pojemność powstałego zbiornika wynosi ok. 540 000 m³.



Rys. 9. Zapora w Leśnej
[fot. W. Rędownicz]



Rys. 10. Zapora i Zbiornik
Pilchowice [fot. J. Winter]



Rys. 11. Zapora w Karpaczu
[fot. J. Winter]



Rys. 12. Zapora w Lubachowie
[fot. J. Winter]

LUBACHÓW

Zapora i elektrownia zostały wybudowane w latach 1912-1917. Zapora to konstrukcja typu ciężkiego (rys. 12), grawitacyjna, w planie łukowa o promieniu 250,0 m, wysokości maksymalnej 44,0 m i długości 230,5 m. Posadowioną ją na podłożu skalistym zbudowanym z gnejsów biotytowych. Korpus zapory, o szerokości w podstawie 29,0 m i w koronie 3,5 m, wykonany został z naturalnego kamienia miejscowego, spoinowanego zaprawą cementową. Zapora usytuowana jest w km 75+200 rzeki Bystrzycy i zamyka zlewnię o powierzchni 149,5 km². Pojemność całkowita zbiornika wynosi 8,0 mln m³. Około kilometra poniżej zapory wybudowano elektrownię wodną z trzema turbozespołami z turbinami Francisa firmy Voith. Od zapory do elektrowni poprowadzony jest stalowy rurociąg o średnicy 1,8 m.

4. Podsumowanie

Katastrofalna powódź z 1897 r. odcisnęła się trwałym piętnem po obydwu stronach Sudetów. Przystępując do odbudowy ogromnych zniszczeń, zdano sobie sprawę, że potrzebny jest program kompleksowych działań w zakresie ochrony przeciwpowodziowej. Co ciekawe, do opracowania i realizacji tego programu zaproszono tą samą osobę – Otto Intzego. W ramach zakrojonego na szeroką skalę projektu powstało wiele budowli hydrotechnicznych, służących nie tylko do ochrony przed powodzią, ale także umożliwiających wykorzystanie zasobów wodnych dla celów energetycznych. W ciągu zaledwie kilkunastu lat wybudowano dziesiątki zapór i zbiorników retencyjnych. Impet prac wyhamował wybuch I wojny światowej. Obiekty z tamtego okresu pracują do dzisiaj, oparły się wielu niszczycielskim powodziom, co dowodzi, że budowle hydrotechniczne mogą przyczynić się w znakomity sposób do zwiększenia bezpieczeństwa ludzi zamieszkujących doliny górskich rzek.

Literatura

- 2007/60/WE, Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2007 r. w sprawie oceny ryzyka powodziowego i zarządzania nim, EUR-Lex, Bruksela
- Brill E.J. (red.), 1948, Tijdschrift voor Nederlandse Taal- en Letterkunde, Jaargang 65, dostępne online file:///C:/Users/rstepnowski/Desktop/_tij003194801_01.pdf (19.07.2019)
- Dz.U. 2007 Nr 86, poz. 579, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Dz.U. 2017 poz. 1566, Ustawa z dnia 20 lipca 2017 r. – Prawo wodne, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Ingot S., 1986, Z dziejów wsi polskiej i rolnictwa, Ludowa Spółdzielnia Wydawnicza, Warszawa
- Kasprzak M., 2010, Wezbrania i powódzie na rzekach Dolnego Śląska, [w:] Wyjątkowe zdarzenia przyrodnicze na Dolnym Śląsku i ich skutki, P. Migoń (red.), Rozprawy Naukowe Instytutu Geografii i Rozwoju Regionalnego Uniwersytetu Wrocławskiego, 14, 81-140
- Krajniak W., 2016, Wpływ gospodarki leśnej i lesistości na częstotliwość powodzi w lewym dorzeczu Odry między XV a XX wiekiem, Studia i Materiały Ośrodka Kultury Leśnej, 15, 13-140
- Kuszevska M., 2019, Projekt zapory suchego zbiornika w Okocimiu na rzece Uszwicy. praca inżynierska wykonana pod opieką Jana Wintera, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Warszawa
- Nyrek A., 1997, Gospodarczo-społeczne przyczyny i skutki ekologiczne powodzi na Śląsku od XV w. do XX w. w dotychczasowych badaniach, Śląskie Studia Historyczne, 5, 75-89
- Strumieński O., 1573, *O sprawie, sypaniu, wymierzaniu i rybieniu stawow, także o przekopach, o ważeniu i prowadzeniu wody. Książki wszystkim gospodarzom potrzebne*, Kraków, (reprint: Wydawnictwo Instytutu Śląskiego w Opolu, Opole, 1987, z przedmową Aleksandra Nyrka)
- Winter J., 2004, Infrastruktura żegluga i drogi wodne w rejonie Wrocławia, [w:] Miasto Wrocław – przestrzeń komunikacji i transportu, K. Lewandowski (red.), Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 121-140
- Winter J., Winter G., 1995, Przyczyny i przebieg katastrofy zapory ziemnej Biała Desna w Górach Izerskich, Gospodarka Wodna, 10, 272-275
- Winter J., Zaleski J., 2000, Powódzie i ochrona przeciwpowodziowa w górach, Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu, 387, 118-131
- Žák L. (red.), 2006, Jizerskohorské přehrady a katastrofa na Bílé Desné – Protržená přehrada, KNIHY 555, Město Desná v Jizerských horách, Liberec, 155 s.

Dwustopniowa aplikacja KRPAN do obliczania korzyści wynikających z zastosowania środków ochrony przeciwpowodziowej

The two-step KRPAN application for calculating the benefits of flood protection measures

Andrej VIDMAR, Katarina ZABRET, Klaudija SAPAČ,
Petra PERGAR, Andrej KRYŽANOWSKI

*University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana, Slovenia*

Summary

Floods are the most frequent natural disasters and cannot be prevented. However, we can mitigate their consequences by implementing flood protection measures, which have to be economically sound. Therefore, when planning such measures, we have to know how to reduce the damage caused by floods and increase the actual benefits of the implemented measures. In the presented project, we upgraded the existing unified method for Slovenia. This method covers flood damage in different sectors (cultural heritage, natural environment, residential, agricultural and business sector). For each of the sectors a simple equation is used to calculate the damage cost, taking into account strength, duration and dimension of the expected flood event with different return periods as well as exposure, vulnerability and values of the exposed elements in the targeted area. To estimate these values, both data from the census and market values were used. Using the proposed methodology, an application was developed based on the GIS. According to their type, the input data are based on three main forms: point, line, and polygon. For each type of data separate databases were established. The developed application was tested for three flood areas in Slovenia. According to the results it was adjusted to be used by various groups of users. For now, this application enables calculation of annual expected damage for the territory of the Republic of Slovenia. However, with an appropriate modification and adjustments of the methodology and KRPAN (depending on the available data in other countries), both the methodology and application could be transferred to other countries.

1. Introduction

Reducing the risks of adverse consequences associated with floods is one of the main purposes of the Directive 2007/60/EC on the assessment and management of flood risks. Therefore, in all EU Member States various activities are being carried out in order to reduce flood risk. One of the activities that Member States put a lot of emphasis on is flood damage assessment. According to Merz et al. [2010], in this way decision and policy makers can receive important information for effective flood risk management.

Not only in Europe, but also elsewhere in the world, different methodologies have already been developed for flood damage estimation. Methodologies differ from one another depending on whether damage is estimated based on the past flood events (empirical data) or whether one is estimating the potential damage in the future (synthetic data) [Meyer et al. 2013]. Due to different purposes of use and data availability different models for estimation of expected or potential flood damage were developed and applied [Jongman et al. 2012]. For example, FLEMOps and FLEMOcs [Thieken et al. 2008; Kreibich et al. 2010] were developed in Germany for direct monetary estimation of damage in the private and commercial sector, respectively. In Croatia, the NACER model was developed for assessing flood damage for 7 different sectors [Vidmar et al. 2015; Zabret et al. 2018]. For estimating flood damage at the macro level, a pan-European model was developed by EU's Joint Research Centre [Huizinga et al. 2007]. Despite a number of already developed models, their transferability is questionable and difficult. Kreibich and Neuhold [2012] have shown that direct transfer of the model that was developed for a specific area can cause large errors in damage assessment for a different area.

Therefore, in 2014 a methodology for Slovenia was developed [IzVRS 2014]. This methodology was designed to enable calculation of expected flood damage before and after flood protection measure implementation (i.e. benefits of measures) for four sectors: human health, the environment, cultural heritage, and economic activity. However, in 2017 the Slovenian Ministry of the Environment and Spatial Planning recognized the need to upgrade the methodology and develop an application for calculating the expected annual damage. The need to improve the methodology was identified especially in the fields of cultural heritage, public infrastructure, watercourses, and water infrastructure. Moreover, the latest flood damage data should also be considered.

In this paper, we present the application KR PAN which was developed based on the upgraded methodology for assessing the benefits of constructional and non-constructional measures to reduce flood risk. Data that are used for the calculation are described in detail. For now, the application enables calculation of annual expected damage for the territory of the Republic of Slovenia. However, with an appropriate modification and adjustments of the methodology and KR PAN (depending on the available data in other countries), both the methodology and application could be transferred to other countries.

2. Methodology

The purpose of both the original methodology [IzVRS 2014] and the upgraded methodology is to support strategic decision making about the measures for reducing flood risk at the level of the state. The general equation for calculating the expected damage (ED) remained the same:

$$ED = M \cdot D \cdot E \cdot Vu \cdot Va$$

where: M is the magnitude of the event (water depth and/or velocity); D is dimension (number or size of the exposed element in a given area); E is exposure (probability that an individual sector element will be present in a given area at a given time); Vu is vulnerability (structural damage of the individual element); and Va is the economic value of the individual element in a given area.

However, there are four main differences in comparison with the original method:

- 1) Calculations are mostly based on the same spatial layers as those used in the original method, but in the upgraded method, this application allows for an easy and quick calculation of the benefits of constructional and non-constructional measures to reduce flood risk is enabled for users.
- 2) Results can be displayed in space for all sectors (in GIS).
- 3) The method allows the inclusion of additional parameters of damage that are linked to the statistics and are not geolocated.
- 4) KR PAN enables rapid analysis and production of various variant solutions.

KR PAN can be used for calculating the expected damage in any selected area. Moreover, if the user has flood hazard maps with the dimension of floods for a certain return period (e.g., 10-, 100-, 500-year return period), KR PAN calculates the expected annual damage. The expected annual damage (EAD) is defined as the area under the curve, which is determined with at least 3 points (Fig. 1).

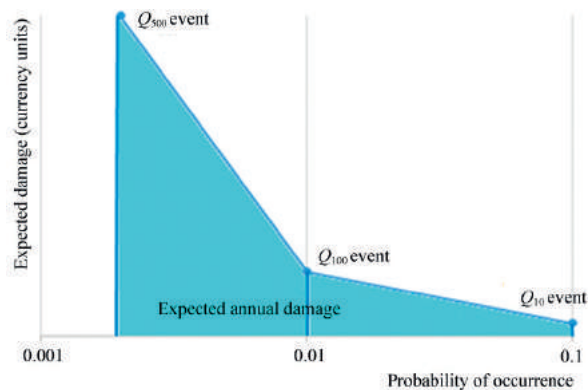


Fig. 1. Example of expected annual damage curve based on three points [Vidmar et al. 2019]

To evaluate the benefit of a planned or an implemented measure, one has to calculate the difference between the expected annual damage before the measure implementation and after its implementation (Fig. 2).

The method for the environment domain takes into account the parameters and values for determining the aesthetic value of the environment and biodiversity-dependent services. Also intangible damages such as environmental goods and services that have no market prices are covered. They are included by using the Contingent Valuation Method from the literature [Markantonis et al. 2013; IzVRS 2014]. Damages to cultural heritage cover tangible damages based on average damages recorded in the AJDA application and intangible damages based on the magnitude of tangible damages and an additional factor for intangible damage [Das-sanayake et al. 2012], for which V_u of the individual elements of cultural assets were proposed already in 2011 [Adamič et al. 2011]. Depth-damage curves, which are used for calculation of tangible damage to structures, equipment and other fixtures of residential buildings are adopted by FEMA [2014]. Additionally, intangible damages due to replacement housing are determined for residential buildings. The method also covers tangible damages to vehicles and the cost of cleaning urban and other external surfaces next to the buildings. Tangible damages to business entities, i.e. structural damages based on depth-damage curves are determined [FEMA 2014]. Damages to equipment, machinery, and stocks and damages due to loss in revenue are determined in four company size classes according to average recorded damages during past events. Based on the recorded damages in the AJDA application we determined the average expected damage to watercourses, for various flood event magnitudes (Q_{10} , Q_{100} , Q_{500}). The tangible damage to public infrastructure is determined as the average of recorded damages in AJDA. For critical sections, where public infrastructure collapse is possible, a higher vulnerability factor is set. Damages to agricultural land and crops are based on the parameters used in the original method [Glavan et al. 2012; IzVRS 2014]. Based on the proposed method it is possible to determine the benefits of non-structural measures and benefits of the measures of flood forecasting and the issuing of alerts, awareness-raising, sealing, and adjustments of buildings. This application may also provide a useful tool for assessing the benefit of non-structural measures in spatial planning.

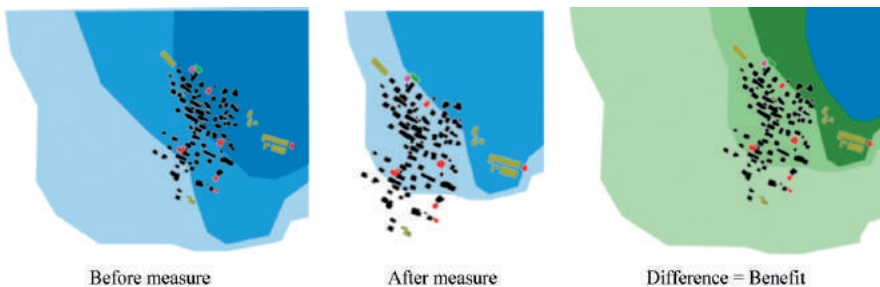


Fig. 2. Scheme of flood protection measure benefit [Vidmar et al. 2019]

3. KRPAN application

Both the methodology and KRPAN were developed based primarily on the data availability. The key process was the optimization of large-scale databases, since one of the main project goals was to develop an application that will operate on average-performance personal computers. This would not have been possible if the relational database had not been established. The relational database allows periodic updating of input data. All GIS tools that are necessary for the operation of KRPAN are freely available (e.g. SAGA [Conrad et al. 2015], GDAL) and built in the application. However, the geolocated records can be opened and edited in any GIS software (e.g. Google Earth).

KRPAN application consists of several spatial modules (Fig. 3, Tab. 1): KrpaK, KrpaP, KrpaL, KrpaT (which altogether represent KrpaZ), and KrpaV.

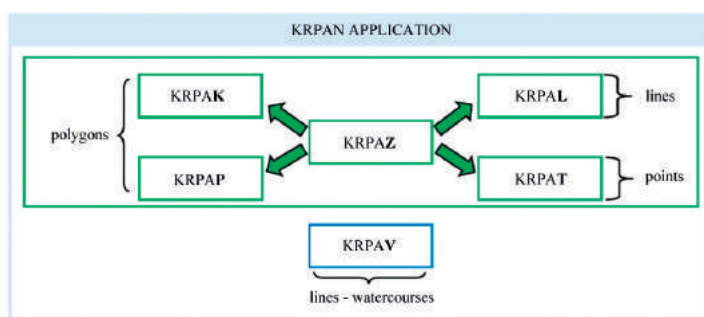


Fig. 3. Scheme of KRPAN application modules [Vidmar et al. 2019]

3.1. Input data

To enable KRPAN to operate in a GIS environment, we first divided the input data according to the data types: lines, points, polygons. Below, each module is described more in detail.

Table 1. Modules of KRPAN application

Module	Type of spatial layer	Source of data
KrpaP	polygons	Building Cadastre, Register of Spatial Units, Real Estate Register, Land Use, Central Residential Register
KrpaL	lines	Cadastre of Public Infrastructure
KrpaT	points	Central Residential Register, Slovenian Business Register, IPPC and SEVESO
KrpaK	polygons	Intangible Cultural Heritage of Slovenia
KrpaV	lines	Hydrology

3.1.1. KrpaP – polygons

For the entire Slovenian territory, the KrpaP spatial layer was established. To reduce the amount of data in the layer, the only attribute data is “NR”, i.e. the sequence number of each polygon. When using the application, other attributes are added for the calculation area (Fig. 4). This kind of an approach to optimizing the amount of data was necessary to enable using KRPAN on average personal computers. However, the KrpaP spatial layer consists of 1,343,060 complex polygons.

3.1.2. KrpaL – lines

KrpaL was established similarly – the only attribute data in the spatial layer is the sequence number “NR” of each line element. When using KRPAN for calculating the expected damage, other attributes are added for elements located in the calculation area. However, even after the optimization, the line spatial layer KrpaL contains more than 110,000 line elements.

3.1.3. KrpaT – points

KrpaT is the module for spatial calculation of potential flood damages for elements which are in space represented by points. Points graphically represent the locations of cen-

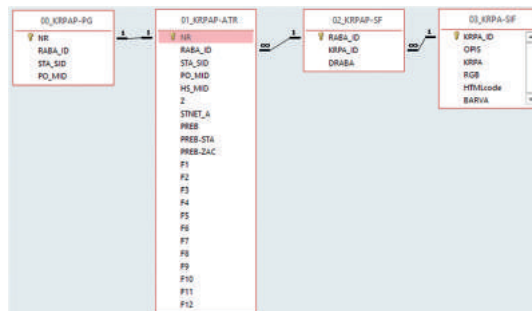


Fig. 4. Relational database of polygon data type [Vidmar et al. 2019]

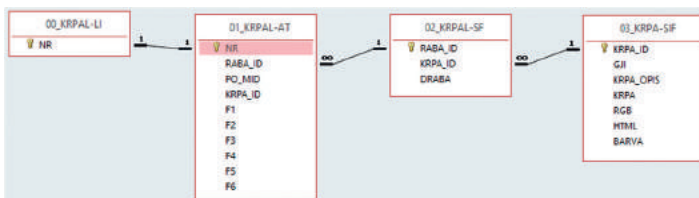


Fig. 5. Relational database of line data type [Vidmar et al. 2019]

troids of the buildings, to which other descriptive data or attributes of flood damages are linked. Point entities are, for example, personal vehicles, companies, and replacement housing. The basis for establishing graphical module KrpaT were the centroids of buildings.

3.1.4. KrpaK – cultural heritage

KrpaK is a polygon layer, which was prepared on the basis of data from the Slovenian Register of Immovable Cultural Heritage. In the layer, tangible and intangible values were calculated for each element. When performing calculation of damage using KR PAN, the values of elements are taken into account in proportion according to how much of the element is located in the calculation area. Figure 6 shows an example of cultural heritage data, which were included into the calculation procedure at Vipava case study.

3.1.5. KrpaV – watercourses

KrpaV consists of hydrological line data and the code list prepared based on these data. Since the KrpaV module is separated from other line data modules and because the data range enables additional attributes, some original data on the hydrology are visible in the output files. This is important and helpful for users of KR PAN, who are in this way able to determine the sections of the watercourses that will be regulated and/or protected against flood events with a certain return period. Watercourses are classified into 5 different torrential areas and 2 classes of watercourse widths. Moreover, potential damages can be calculated for discharges with 10-, 100- or 500-year return periods. The values for calculating flood damage in the watercourses were determined based on the damages recorded in the past flood events (Fig. 7).

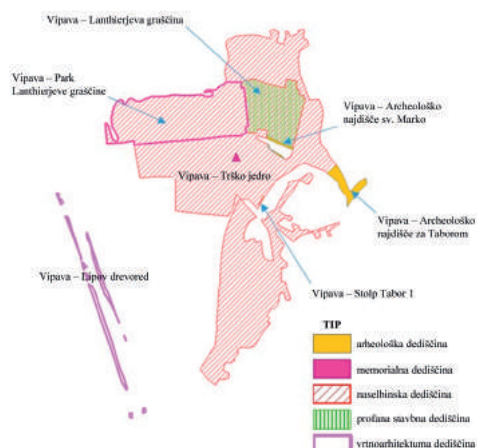


Fig. 6. Display of elements of cultural heritage at Vipava case study [Vidmar et al. 2019]

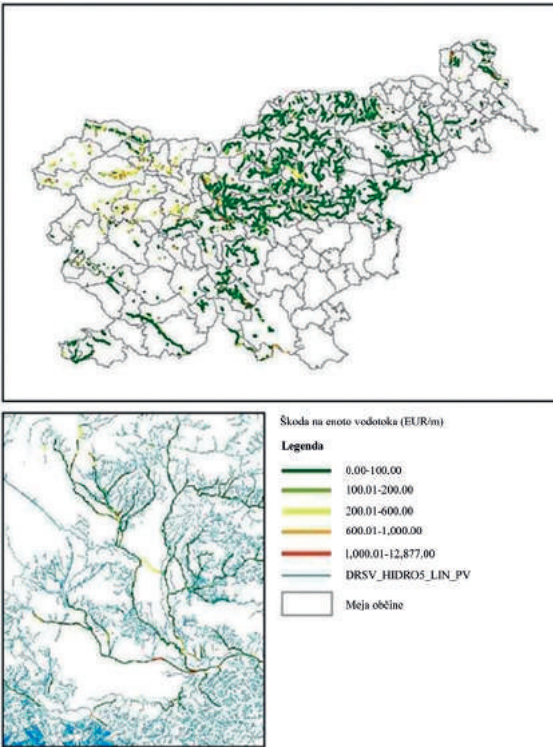


Fig. 7. Recorded flood damage on watercourses in past flood events; the damage is shown in EUR/metre of a watercourse [Vidmar et al. 2019]

3.2. Calculation procedure

Calculation of expected damage is based on pre-prepared spatial layers that are intersected by the flood affected area. The calculation procedure can be divided into two main steps: (1) definition of the calculation area, and (2) calculation in KR PAN. In the first step, the user defines the calculation area by using Google Earth (Fig. 8) or any other GIS software. Also national flood hazard maps can be used for the definition of the area concerned. Flood hazard maps are used to analyse the benefits of the proposed flood protection measures. In this case, the user will have to carry out two calculations, i.e. for the flooded area before implementation of the measure, and for the flooded area after the implementation of the measure. The difference in flood damage is called the benefit of the measures.

In the second step, the user continues with the calculation in KR PAN. KR PAN enables calculation of the expected flood damage for the cases when water levels are available and also for the cases when they are not. In the first case, damage is calculated using damage curves. When the water depth is not known, KR PAN adopts the default average depth of floods for the whole country (i.e. 0.62 m for Slovenia). The application is designed as a console application (Fig. 9), which means that it is used via a text-only computer interface (command-



Fig. 8. Example of a selected calculation area in Google Earth [Vidmar et al. 2019]

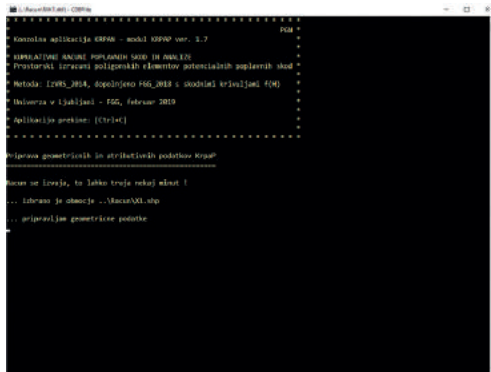


Fig. 9. KRPA console application during the calculation [Vidmar et al. 2019]

line interface, CLI). The reason for selecting this kind of application is in complex background tasks of data processing. It is well known that CLI programs allow faster completion of tasks and they consume a lot less computer system resources than graphical user interfaces [e.g. Mauro 2018].

3.3. Results

The result of the calculation, i.e. expected flood damage, can be displayed in two ways: (1) in GIS, and (2) in spreadsheet programs such as MS Excel. Figure 10 shows the graphical representation of the results in Google Earth. For each of the selected elements a table can be generated showing the basic attribute data (basic information on the structure, zoned land use, damage class). Beside this, the amount of damage for a certain flood event can be shown for each element just by clicking on it.

Table 2 shows flood damage calculation by taking into account the dimension of floods occurring with probabilities of 10-, 100-, and 500-year return periods. In the bottom right corner of the table, the total expected annual damage is calculated. To evaluate the benefits of the planned measures to reduce flood risk, the user has to make two calculations; first for the size of floods before the measure implementation and second for the size of floods after the implementation. The difference between EADs is the benefit of a measure.

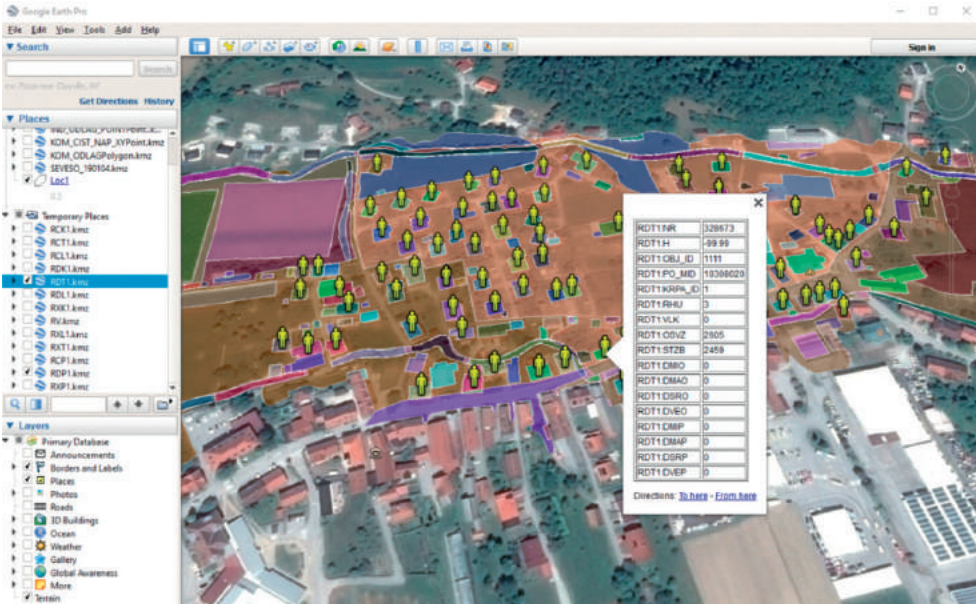


Fig. 10. Display of the assessed flood damage in the Google Earth application at the element level of detail [Vidmar et al. 2019]

During the project of upgrading the methodology, several calculations at different case studies in Slovenia have been made (e.g. Vipava River, Dravinja River). On average, the largest percentage of the estimated flood damage is the damage to building structures (approx. 60%), followed by economic damage (approx. 30%). Damages in other sectors do not exceed 10% in total.

The adequacy of the proposed upgraded methodology, and consequently of KR PAN, was checked. For example, for damages to building structures we compared the results from KR PAN (1) with those of the NACER model and (2) with the AJDA data (damages recorded in the past flood events). In KR PAN the price for construction was set at 800 EUR/m² by taking into account the vulnerability factor. This is comparable with the price used in the NACER model for the Republic of Croatia, where the value was 780 EUR/m² [Brilly et al. 2014]. Moreover, the selected price in KR PAN is comparable with the costs reported in the restoration project after the flood event in Kostanjevica na Krki, Slovenia.

4. Conclusions

One of the main advantages of the presented upgraded methodology and the KR PAN application is their transferability to the entire Republic of Slovenia. The calculation procedure is relatively easy, fast and user friendly. Also users with no or little experience in using

Table 2. Summary of the assessed flood damage in an excel table; results are given per sector and per events with 10-, 100-, and 500-year return periods before the implementation of the measure; the expected annual flood damage is calculated in the last column (*EAD*)

Account area:	Before measure			
	ED_Q10(€)	ED_Q100(€)	ED_Q500(€)	EAD(€)
Estimated number of threatened persons:	66	283	420	
Threatened				
CULTURAL HERITAGE - Archaeological heritage	3'352	12'011	42'148	908
CULTURAL HERITAGE - Memorial heritage	0	0	0	0
CULTURAL HERITAGE - Urban heritage	5'336	13'036	19'286	956
CULTURAL HERITAGE - Profana building heritage	65'659	192'053	303'397	13'579
CULTURAL HERITAGE - Sacral building heritage	0	0	16'448	66
CULTURAL HERITAGE - The sacred profane building heritage	0	0	0	0
CULTURAL HERITAGE - Garden Architectural Heritage	0	0	0	0
CULTURAL HERITAGE - Cultural landscape	0	0	0	0
CULTURAL HERITAGE - Historical landscape	0	0	0	0
CULTURAL HERITAGE - Other	0	0	0	0
INFRASTRUCTURE - State roads	0	0	0	0
INFRASTRUCTURE - Local roads	12'741	45'638	50'532	3'012
INFRASTRUCTURE - Forest roads	0	97	123	5
INFRASTRUCTURE - Electric power underground network	3'936	5'866	6'364	490
INFRASTRUCTURE - Water supply network	12'918	34'159	37'647	2'406
INFRASTRUCTURE - Sewage network	31'677	64'523	82'291	4'916
AGRICULTURE - Fields	6'140	9'746	10'618	796
AGRICULTURE - Crops— meadow	4'389	6'968	7'591	569
AGRICULTURE - Meadow	1'368	2'521	2'753	196
AGRICULTURE - Crops— meadow	4'240	7'795	8'520	607
AGRICULTURE - Forest	105	186	215	15
GROUND SURFACES - Cleaning and decontamination	34'787	104'529	133'539	7'221
GROUND SURFACES - Personal vehicles	52'956	159'110	203'268	10'992
BUILDINGS - Construction, agricultural equip. and mach.	177'584	480'070	501'814	33'522
BUILDINGS - Construction of a residential building	686'291	2'898'982	4'371'168	190'418
BUILDINGS - Equipment for residential buildings	403'481	1'705'495	2'571'770	112'013
BUILDINGS - Construction of industrial and comm. Build.	0	0	0	0
BUILDINGS - Construction of another building, auxiliary	39'558	130'759	187'261	8'936
ENVIRONMENT - Aesthetic value, biodiversity	20'000	31'811	34'444	2'597
TRAFFIC - Personal vehicles	41'771	179'992	267'226	11'768
HOUSING - Residents substitute temporary residence	39'430	169'899	252'247	11'108
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Equipment, machinery, micro	0	8'400	14'000	468
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Equipment, machinery, small	0	0	0	0
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Equipment, machinery, middle	0	0	0	0
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Equipment, machinery, large	0	0	0	0
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Missing income micro comp.	0	2'100	3'500	117
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Missing revenue small comp.	0	0	0	0
IND. AND BUSINESS ENTITIES - Income from middle comp.	0	0	0	0
IND. AND BUSINESS ENTITIES - The loss of revenue big comp.	0	0	0	0
WATER - Watercourses	79'636	404'842	1'254'439	28'439
Total (€)	1'727'355	6'670'588	10'382'609	446'120
Unforeseen damage 10% (€)	172'736	667'059	1'038'261	44'612
EXPECTED ANNUAL DAMAGE - EAD (rounded to 000 €)	1'900'000	7'338'000	11'421'000	491'000

GIS tools are able to use KRPA. However, results still need to be evaluated from objective and professional points of view. Besides, some of the input data were not available or had to be generalised. Therefore, one should have in mind that the result is still an estimate of the expected damage if a flood event with a return period T occurs in a specific area.

Just like the original method, the upgraded method and the KRPA application are primarily intended to support strategic decision making about the measures for reducing flood risk at the level of the state. Some constructional or non-constructional measures to reduce flood risk may not be of benefit to a wider society, but are important for the local community, and *vice versa*. Therefore, an objective expert analysis of KRPA's results is necessary.

During the project of upgrading the methodology and developing KRPAN we faced many challenges and some of them remain to be solved, such as automatic updating of data in KRPAN. KRPAN is designed in a way so that it can be used also outside Slovenian territory. However, before use, spatial data must be appropriately processed and adjusted according to the characteristics and availability of databases for the area concerned. We believe that with appropriate modifications and adjustments of the methodology and KRPAN (depending on the available data in other countries), both the methodology and application could be transferred to other countries.

Acknowledgment: The authors acknowledge the financial support from the Slovenian Research Agency and the Ministry of the Environment and Spatial Planning (project No. V2-1733).

Literature

- Adamič T., Britovšek T., Đurovič B., Grobovšek J., Kovačec Naglič K., Miklavčič Pintarič M., Pediček Terseglav D., 2011, Ocena poplavnega škodnega potenciala nepremične kulturne dediščine, Ministrstva za kulturo, Direktorata za kulturno dediščino, INDOK centra in Inštituta za vode Republike Slovenije, 34 pp.
- Brilly M., Hozjan U., Vidmar A., Zabret K., Gole A., Kryžanowski A., 2014, Ekonomski aspekti procjene potencialnih poplavnih šteta: konačno izvješće, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 97 pp.
- Conrad O., Bechtel B., Bock M., Dietrich H., Fischer E., Gerlitz L., Wehberg J., Wichmann V., Böhner J., 2015, System for Automated Geoscientific Analyses (SAGA) v.2.1.4, Geoscientific Model Development Discussions, 8 (2), 2271-2312, DOI: 10.5194/gmdd-8-2271-2015
- Dassanayake D., Burzel A., Oumeraci H., 2012, Evaluation of cultural losses. XtremRisk Progress Report. Leichtweiß-Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources, Technische Universität Braunschweig, available at https://www.tu-braunschweig.de/Medien-DB/hyku-xr/43_dassanayake_et_al_xtremrisk_evaluation_of_cultural_losses.pdf (data access 10.07.2019)
- FEMA, 2014, HAZUS-MH. Technical Manual. Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, USA, available at http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1820-25045-8292/hzmmh2_1_fl_tm.pdf (data access 10.07.2019)
- Glavan M., Cvejič R., Udovč A., Pintar M., 2012, Prostorsko in ekonomsko vrednotenje vpliva suhih zadrževalnikov na kmetijstvo, [in:] 23. Mišičev vodarski dan, 38-46
- Huizinga H.J., Moel H., Szewczyk W., 2017, Global flood damage functions. Methodology and the database with guidelines, Publications Office of the European Union, JRC105688, DOI: 10.2760/16510
- IzVRS, 2014, Priprava ekonomskih vsebin načrtov zmanjševanja poplavne ogroženosti (Poročilo o realizaciji naloge I/2/3), Inštitut za vode Republike Slovenije, available at <http://www.izvrs.si/project/>

izdelava-kart-poplavne-ogrozenosti-za-obmocja-pomembnega-vpliva-poplav-v-republiki-sloveniji/
(data access 22.07.2019)

- Jongman B., Kreibich H., Apel H., Barredo J.I., Bates P.D., Feyen L., Gericke A., Neal J., Aerts J.C.J.H., Ward P.J., 2012, Comparative flood damage model assessment: towards a European approach, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12 (12), 3733-3752, DOI: 10.5194/nhess-12-3733-2012
- Kreibich H., Neuhold C., 2012, Cross-country transferability of flood damage models for residential buildings, [in:] *Proceedings of the EGU General Assembly*, 22-27 April, Vienna, Austria, p. 1915
- Kreibich H., Seifert I., Merz B., Thielen A.H., 2010, Development of FLEMOcs – a new model for the estimation of flood losses in the commercial sector, *Hydrological Sciences Journal*, 55 (8), 1302-1314, DOI: 10.1080/02626667.2010.529815
- Markantonis V., Meyer V., Lienhoop N., 2013, Evaluation of the environmental impacts of extreme floods in the Evros River basin using Contingent Valuation Method, *Natural Hazards*, 69 (3), 1535-1549, DOI: 10.1007/s11069-013-0762-3
- Mauro A., 2018, CLI vs. GUI for VMware Admins, *StarWind Blog*, available at <https://www.starwind-software.com/blog/cli-vs-gui-for-vmware-admins> (data access 10.07.2019)
- Merz B., Kreibich H., Schwarze R., Thielen A.H., 2010, Assessment of economic flood damage, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10 (8), 1697-1724, DOI: 10.5194/nhess-10-1697-2010
- Meyer V., Becker N., Markantonis V., Schwarze R., van den Bergh J.C.J.M., Bouwer L.M., Bubeck P., Ciavola P., Genovese E., Green C., Hallegatte S., Kreibich H., Lequeux Q., Logar I., Papyrakis E., Pfurtscheller C., Poussin J., Przyluski V., Thielen A.H., Viavattene C., 2013, Assessing the costs of natural hazards – state of the art and knowledge gaps, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13 (5), 1351-1373, DOI: 10.5194/nhess-13-1351-2013
- Thielen A.H., Olschewski A., Kreibich H., Kobsch S., Merz B., 2008, Development and evaluation of FLEMOps – a new Flood Loss Estimation MOdel for the private sector, [in:] *Flood recovery, innovation and response*, D. Proverbs, C.A. Brebbia, E. Penning-Rowsell (eds.), WIT Press, 315-324
- Vidmar A., Zabret K., Hozjan U., Gole A., Kryżanowski A., Brilly M., 2015, NACER: Model for flood damage assessment, [in:] *Croatian waters on the investment wave. 6th Croatian Water Conference with International Participation*, 20-23 May, Opatija, D. Biondić, D. Holjević, M. Vizner (eds.), *Hrvatske vode*, 593-602
- Zabret K., Hozjan U., Kryżanowski A., Brilly M., Vidmar A., 2018, Development of model for the estimation of direct flood damage including the movable property, *Journal of Flood Risk Management*, 11 (51), 527-540, DOI: 10.1111/jfr3.12255

Projektowanie i wykonawstwo betonu hydrotechnicznego w Polsce – obecne tendencje i ich wpływ na trwałość betonu

Designing and execution of concrete for dams in Poland – current trends and their impact onto durability of concrete

Witold JAWAŃSKI, Maciej WIŚNIEWSKI

Sika Poland Sp. z o.o., Karczkowska 89, 02-871 Warszawa, Polska

Streszczenie

Brak odrębnej, kompleksowej normalizacji betonu hydrotechnicznego w Polsce może prowadzić do projektowania, badań i wykonawstwa konstrukcji w sposób niegwarantujący odpowiedniej trwałości betonu. Wymagana trwałość budowli wodnych, takich jak zapory, jazy i śluzy, powinna wynosić co najmniej osiemdziesiąt do stu lat i z takim zamysłem, już ponad trzydzieści lat temu, przygotowano projekt odpowiedniej normy branżowej, który niestety nie został wdrożony. Przestarzałe wytyczne i odwoływanie się do norm na beton zwykły mogą prowadzić do wykonania konstrukcji z materiału o znacznie mniejszej trwałości. Podstawowy problem to dążenie do wbudowywania betonu hydrotechnicznego pompami do betonu zwykłego, co wymaga drobniejszego kruszywa, większych ilości cementu i dodatków zastępujących cement oraz wysokich klas konsystencji. Efektem końcowym może być obniżenie trwałości betonu, w naszym klimacie przede wszystkim jego mrozoodporności strukturalnej, która w dodatku bywa nagminnie oznaczana metodą zwykłą zamiast metodą hydrotechniczną. Do takich wniosków prowadzą wyniki badań przedstawione w niniejszym referacie.

1. Wprowadzenie

Beton hydrotechniczny jest betonem specjalnym, różniącym się przeznaczeniem i szeregiem właściwości od betonu zwykłego. Dla laików nazwa „hydrotechniczny” kojarzy się przede wszystkim z wodoszczelnością, podczas gdy fachowcy, znający dobrze pojęcie stopni wodoszczelności, wiedzą, że wcale tak być nie musi. Trudno jest podać krótką i zwięzłą definicję betonu hydrotechnicznego, można jednak podjąć następującą, przytoczoną w [Jawański 2017], próbę syntezy jego przeznaczenia i właściwości podanych zarówno w szeregu opracowań krajowych (np. normy i wytyczne – Kempa i in. 1989; Bialik i in. 1994; oraz publikacje – Kledyński 1988, 2005]), jak i zagranicznych (np. wytyczne japońskie – JSCE 2010]):

Beton hydrotechniczny jest to układany i zagęszczany konwencjonalnie beton specjalny przeznaczony do wykonywania konstrukcji i elementów betonowych i żelbetowych związanych z gospodarką wodną i narażonych co najmniej jednostronnie na stałe lub okresowe obciążenie wodą stojącą lub płynącą. Jego wymagana trwałość znacznie przekracza okres 50 lat przy jednoczesnej całkowitej lub częściowej ekspozycji na czynniki zewnętrzne takie jak: ciśnienie wody, naprzemienne zamarzanie-rozmarzanie, ścieranie lub kawitacja oraz obciążenia chemiczne. W większości przypadków beton hydrotechniczny to beton masywny, wymagający zastosowania cementu o niskim cieple hydratacji w ilościach mniejszych niż w betonie zwykłym, a także kruszywo grubszych frakcji, niż w betonie zwykłym. Podstawową wielkością kryterialną dla trwałości betonu hydrotechnicznego w warunkach polskich jest jego mrozoodporność, której wymagany stopień M , sprawdzany według kryterium dopuszczalnego spadku siły rozłupującej, zależy od rodzaju ekspozycji oraz oczekiwanej trwałości.

W przypadku betonów wykonywanych inną techniką (np. beton natryskowy lub wałowany), a także podlegających odrębnym przepisom z uwagi na miejsce stosowania (np. beton w środowisku morskim, beton górniczy lub beton dla zastosowań wojskowych), mogą obowiązywać dodatkowe uregulowania prawne, być może nadrzędne w stosunku do obowiązujących w budownictwie hydrotechnicznym.

Historia powstawania w naszym kraju norm i wytycznych regulujących projektowanie i wykonawstwo betonu hydrotechnicznego, opisana skrótowo przez Jawańskiego [2018], nie zaowocowała niestety jednoznacznymi i związłymi uregulowaniami prawnymi. Podstawowym zaniechaniem była rezygnacja z wprowadzenia bardzo dobrego projektu normy branżowej BN-88/6738 [Kempa i in. 1989] na rzecz uwzględnienia wybranych jej zapisów w dokumencie PN-88/B-06250, który po wprowadzeniu norm europejskich EN 206 [aktualna wersja – PN-EN 206+A1:2016-12; oraz jej krajowe rozszerzenie – PN-B-06265:2018-10] stał się normą archiwalną. Norma europejska PN-EN 206+A1:2016-12 odnosi się do betonów zwykłych o trwałości do pięćdziesięciu lat, zaznaczono w niej jednak, że *»uzupełniające wymagania lub inne procedury badań mogą być określone dla specjalnych rodzajów betonu i zastosowań, na przykład – betonu do konstrukcji masywnych (np. zapór)«*. W jej rozszerzeniu krajowym [PN-B-06265:2018-10] zlikwidowano jednak, dotychczas stosowane na podstawie projektu BN-88/6738 [Kempa i in. 1989] i PN-88/B-06250, stopnie wodoszczelności W , przerzucając na projektanta obowiązek określenia maksymalnej dopuszczalnej penetracji wody pod ciśnieniem, ale przy badaniu już wg normy europejskiej [EN 12390-8], tj. przy stałym ciśnieniu 0,5 MPa i przez czas zaledwie siedemdziesięciu dwóch godzin. Stopnie mrozoodporności M , badane metodą hydrotechniczną, również nie zostały w niej uwzględnione, pozostawiono jedynie stopnie mrozoodporności F , a więc badane metodą zwykłą.

Problemy związane z normalizacją betonu hydrotechnicznego w Polsce były wielokrotnie naświetlane w wielu publikacjach od momentu odstąpienia od wdrożenia projektu

normy branżowej w 1988 r. [Kledyński 1988], przez okres implementacji norm europejskich w latach 2001-2005 [Kledyński 2005], aż do chwili obecnej, gdy jej praktyczny brak prowadzi do zamieszania już na etapie projektowania i badań wstępnych [Jawański 2017, 2018]. Nadal jedynym w miarę kompleksowym, choć mocno już przestarzałym dokumentem odniesienia, pozostają *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót w dziedzinie gospodarki wodnej w zakresie konstrukcji hydrotechnicznych z betonu*” [Bialik i in. 1994], określane dalej skrótem „WTWiO”, odwołujące się w szerokim zakresie do niewdrożonego (więc trudno dostępnego) projektu normy branżowej BN-88/6738 [Kempa i in. 1989].

2. Beton hydrotechniczny – klasy wytrzymałości

Opisana wyżej sytuacja często prowadzi do problemów już na etapie projektowania. Modne jest obecnie posługiwanie się klasami ekspozycji wg PN-EN 206+A1:2016-12, jednak ich przywołanie wprost oznacza spore zagrożenie zastosowania minimalnych ilości cementu, które będą o wiele za duże dla masywnych konstrukcji hydrotechnicznych, ich elementów i pojedynczych bloków betonowania. Nie podano żadnej metody redukcji ilości cementu w zależności od maksymalnego wymiaru kruszywa, co zwłaszcza w przypadku betonu masywnego z kruszywem gruboziarnistym powinno być obowiązkowe. Z przyjętych klas ekspozycji wynikają następnie minimalne klasy wytrzymałości, jednak trzymając się domyślnie odwołań do norm europejskich powinniśmy badać wytrzymałość wg PN-EN 12390-2:2011 i PN-EN 12390-3:2011, a następnie określać jej klasy wg PN-EN 206+A1:2016-12, czyli w sposób odmienny niż podano w WTWiO. Warto zaznaczyć, że dopiero w krajowym uzupełnieniu normy europejskiej PN-B-06265:2018-10 jednoznacznie „zalegalizowano” badania wytrzymałości po czasie innym niż dwadzieścia osiem dni, a w przypadku typowych dla betonu hydrotechnicznego cementów o niskim cieple hydratacji standardem powinny być badania po dziewięćdziesięciu dniach (praktyczniej po dziewięćdziesięciu jeden dniach, gdyż jest to liczba podzielna przez siedem) – dotyczy to też oczywiście badań pozostałych właściwości betonu. Jeżeli analizujemy wytrzymałość na ściskanie odwołując się do normy europejskiej PN-EN 12390-3:2011, próbki należy, zgodnie z PN-EN 12390-2:2011, przechowywać do momentu badania w wodzie o temperaturze 18-20°C. Jeżeli odwołamy się do WTWiO, należy je przechowywać w warunkach laboratoryjnych, tj. w temperaturze 16-20°C i wilgotności względnej powietrza min. 90%, czyli w praktyce na ruszcie nad wodą. Wyniki są wtedy z reguły wyraźnie wyższe. W pierwszym przypadku beton zalicza się do klasy wytrzymałościowej Cxx/yy na podstawie wytrzymałości charakterystycznej, w drugim – do klasy wytrzymałościowej BHyy na podstawie wytrzymałości gwarantowanej. W praktyce możemy otrzymać wyniki różniące się o klasę, a nawet o dwie!

3. Beton hydrotechniczny – wodoszczelność

Niejasna może być również sprawa wodoszczelności betonu hydrotechnicznego. Parametr ten nie jest w normie europejskiej PN-EN 206+A1:2016-12 przywołany wprost, a w rozszerzeniu krajowym wskazano jako metodę badania wodoszczelności metodę opisaną w normie europejskiej PN-EN 12390-8:2011 – badanie głębokości wnikania wody pod stałym ciśnieniem 0,5 MPa w czasie zaledwie siedemdziesięciu dwóch godzin, przy czym próbki do momentu badania również przechowywane są w wodzie. Obowiązek określenia wartości kryterialnej – dopuszczalnej głębokości wnikania wody – przerzucano na projektanta, nie podając jednak, na podstawie jakich danych powinien ją określić. Przy odwołaniu się do WTWiO obowiązują natomiast stopnie wodoszczelności W według norm – archiwalnej PN-88/B-06250 lub projektu branżowej BN-88/6738 [Kempa i in. 1989] (są one tam określane identycznie, w funkcji stosunku wysokości słupa wody do szerokości przegrody). Należy zwrócić uwagę, że w obu przypadkach posługujemy się odmiennymi wielkościami kryterialnymi – głębokością wnikania wody, badając beton jak beton zwykły; oraz liczbą próbek, na której może nastąpić przesiąknięcie wody na wylot, badając beton jak beton hydrotechniczny.

4. Beton hydrotechniczny – mrozoodporność – stopnie M czy F ?

Z punktu widzenia trwałości, w naszym klimacie najważniejszą właściwością betonu hydrotechnicznego jest jego mrozoodporność. Dotyczy to też krajów alpejskich, chociaż obserwuje się tam wyraźnie mniejszą liczbę przejść temperatury przez 0°C . W Austrii dominującymi typami uszkodzeń zapór są lokalne uszkodzenia mrozowe oraz przecieki na szwach roboczych [Pichler 2009]. W normie europejskiej PN-EN 206+A1:2016-12 podano jedynie, że aby spełnić wymagania dla określonej klasy ekspozycji XF, należy beton napowietrzyć do poziomu co najmniej 4% i to niezależnie od jego uziarnienia, przy czym dla najbardziej typowej dla budowli wodnych śródlądowych klasy ekspozycji XF3 wymagane są: minimalna klasa wytrzymałości C30/37, maksymalne $W/C = 0,50$ oraz minimalna ilość cementu 320 kg/m^3 . W przypadku masywnych bloków betonu hydrotechnicznego taka ilość cementu jest zbyt duża, nawet gdy stosowany jest cement hutniczy o niskim cieple hydratacji (LH). Rozszerzenie krajowe tej normy [PN-B-06265:2018-10] poprawiło pierwszy z tych błędów zapisem o możliwości stosowania kruszyw o różnym uziarnieniu maksymalnym oraz uzależniając wymagane minimalne napowietrzenie betonu od maksymalnego uziarnienia kruszywa tak, jak podawała to norma archiwalna PN-88/B-06250. Niestety nie wykonano w nim podobnego zabiegu, jeśli chodzi o minimalną ilość cementu. Implikacje tego mogą być poważne, gdyż beton w próbkach laboratoryjnych może spełnić wymagania dla mrozoodporności, natomiast beton w konstrukcji masywnej, dojrzewający w zbyt wysokiej temperaturze, doznać mikro-

uszkodzeń obniżających istotnie jego mrozoodporność. Jako podstawową metodę badania mrozoodporności strukturalnej betonu w wodzie w rozszerzeniu krajowym przywrócono metodę zwykłą wg normy archiwalnej, zaznaczając wyraźnie – i słusznie – że próbki do badań mają być przechowywane nie w wodzie, a w warunkach laboratoryjnych, w wilgotności co najmniej 90%. Niestety metoda zwykła wprowadza stopnie mrozoodporności F , co oznacza, że podstawową wielkością kryterialną jest spadek wytrzymałości na ściskanie, a nie względny spadek wartości siły rozłupującej, charakteryzujący odpowiednie dla betonu hydrotechnicznego stopnie mrozoodporności M . Stopnie M wymagane są jednoznacznie w projekcie normy branżowej na beton hydrotechniczny. Inaczej jest niestety w przypadku WTWiO. Posługujący się tym dokumentem projektant trafia na pokazane kolejno w tabeli 1:

- Tablice 3-1 i 3-3, na podstawie których do projektowania powinien przyjąć stopnie F (jak dla betonu zwykłego).
- Tablicę 6-4, która uzależnia maksymalne W/C w betonie od wymaganego stopnia mrozoodporności M (już jak dla betonu hydrotechnicznego).
- Odnosząc się do kontroli zgodności tablicę 20-3, która przywołując projekt normy branżowej [Kempa i in. 1989] wymaga kontroli stopnia mrozoodporności M (czyli jak dla betonu hydrotechnicznego).

Najczęściej spotykanym rezultatem tego stanu rzeczy jest wyspecyfikowanie przez projektanta betonu hydrotechnicznego o wymaganym stopniu mrozoodporności F (czyli badanego metoda zwykłą, jak dla betonu zwykłego). Wątpliwości pojawiają się potem przy projektowaniu składu betonu i ustalaniu maksymalnego dopuszczalnego stosunku W/C , który przyporządkowany jest już do założonych stopni mrozoodporności M (czyli badanego metodą hydrotechniczną). Z kolei konfrontacja obu metod na etapie kontroli jakości może okazać się bardzo negatywna w skutkach, gdyż w przypadku betonów hydrotechnicznych z kruszywem gruboziarnistym metoda hydrotechniczna jest z reguły o wiele bardziej wymagająca od metody zwykłej – beton zaprojektowany i przebadany na stopień mrozoodporności $F200$ z reguły nie spełnia wymagań dla stopnia mrozoodporności $M200$.

Jedynym sposobem zachowania jednocześnie „litery prawa” oraz poprawności merytorycznej wydaje się być zatem przyjęcie do projektowania stopnia mrozoodporności F badanego metodą zwykłą, a potem niezwłoczne zweryfikowanie tego na etapie projektowania betonu przez zbadanie stopnia mrozoodporności M metodą hydrotechniczną. Jest to niestety jeden z efektów zaniechania normalizacji betonu hydrotechnicznego w Polsce. Należy zatem dołożyć wszelkich starań, aby dwudziestopięcioletni już dokument WTWiO został jak najszybciej znowelizowany.

Brak wyraźnej korelacji między wynikami badań mrozoodporności betonu hydrotechnicznego metodami zwykłą i hydrotechniczną oraz fakt, że metoda hydrotechniczna jest bardziej wymagająca, były już od wielu lat podkreślane w publikacjach [np. Kledyński 2005]. Potwierdziło to wykonane w latach 2013-2014 studium technologiczne betonu hydrotechnicznego [Batóg i in. 2014], którego efektem były również pierwsze spostrze-

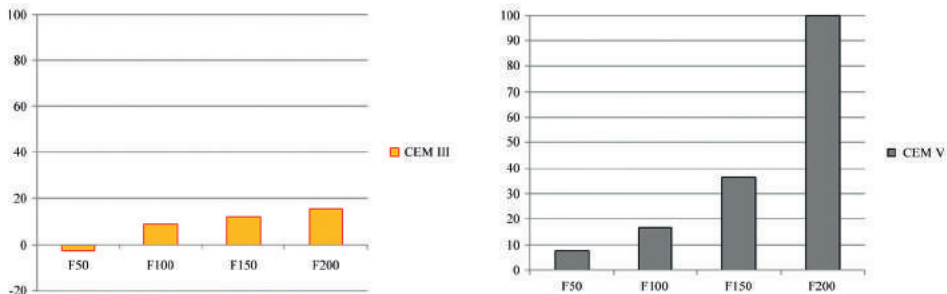
Tabela 1. Stopnie mrozoodporności F i M (odmienne metody badań)
podane w tablicach 3-1, 3-3, 6-4 i 20-3 dokumentu WTWiO [Bialik i in. 1994]

Przyjmowane do projektowania: klasa betonu hydrotechnicznego, stopień wodoszczelności i mrozoodporności wg tablicy 3-1 WTWiO					
Właściwości betonów (podstawowe)			Oznaczenia		
Klasa betonu			BH 7,5; BH 10; BH 12,5; BH 15; BH 17,5; BH 20; BH 25; BH 30		
Stopień wodoszczelności			W2; W4; W6; W8; W10; W12		
Stopień mrozoodporności			F50; F100; F150; F200; F250		
Przyjmowany do projektowania zalecany stopień mrozoodporności w zależności od warunków pracy wg tablicy 3-3 WTWiO					
Warunki pracy betonu			Zalecany stopień mrozoodporności		
1. Betony nadwodne narażone na działanie czynników atmosferycznych			F50		
2. Betony nadwodne narażone na działanie czynników atmosferycznych i dodatkowo na podsiakanie kapilarne wody			F100		
3. Jak w p. 2 ale szczególnie wyeksponowane na działanie wiatru i nasłonecznienia			F150		
4. Betony okresowo zalewane wodą			F200		
5. Jak w p. 4 i dodatkowo szczególnie wyeksponowane na działanie wiatru i nasłonecznienia oraz kontakt z ciepłymi mediami zimą (ścieki, zrzuty wody chłodzącej)			F250		
Dopuszczalne maksymalne W/C w betonie hydrotechnicznym w zależności od stopnia mrozoodporności wg tablicy 6-4 WTWiO					
Stopień mrozoodporności			Wartość stosunku W/C najwyżej		
M50, M100			0,60		
M150, M200			0,55		
M250			0,50		
Metoda i częstotliwość badania mrozoodporności betonu hydrotechnicznego wg lp. 8 tablicy 20-3 WTWiO					
Kontrola procesów produkcji mieszanki i właściwości betonu. Tablica 20-3					
Lp.	Rodzaj kontroli, badania	Nr punktu WTWiD-KHB lub inne	Metoda badania	Miejsce badań lub pobrania próbek	Termin lub częstotliwość minimalna
8	Badanie mrozoodporności	3.2.4	Projekt normy na beton hydrotechniczny 1989 r. (czyli stopnie M)	W miejscu układania mieszanki	Przy pierwszym betonowaniu i następnie co 8000 m ³

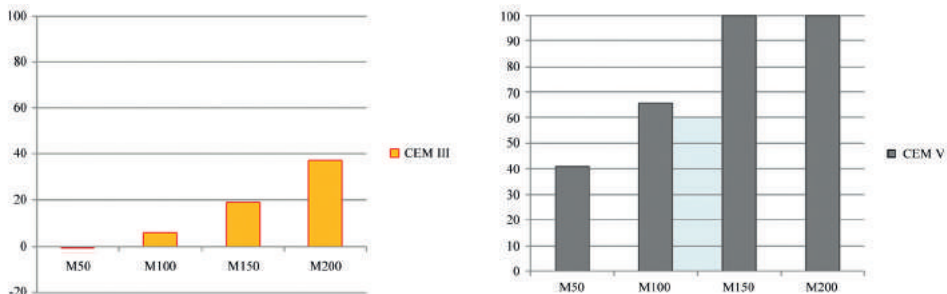
żenia związane ze stosowaniem popiołu lotnego i jego wpływem na mrozoodporność. Dla jego potrzeb przebadano m.in. wzorcową recepturę betonu hydrotechnicznego BH25 M150 W8 o konsystencji KH3, zbliżoną do stosowanej podczas budowy zapory Świnna Poręba. Stosowano dwa cementy klasy wytrzymałościowej 32,5 o niskim cieple hydratacji – hutniczy CEM III/A (zawierający żużel wielkopiecowy) oraz mieszany CEM V/A (zawierający mieszankę żużla wielkopiecowego oraz popiołu lotnego). Obydwa rodzaje betonu osiągnęły zbliżone wytrzymałości na ściskanie oraz stopień wodoszczelności W8. Betony te przebadano następnie pod kątem osiągnięcia stopni mrozoodporności F50, F100, F150 i F200 oraz M50, M100, M150 i M200, uzyskując wyniki zilustrowane na rysunkach 1 i 2.

Wyniki te można podsumować w następujący sposób:

- Beton z cementem CEM III/A osiągnął stopień mrozoodporności F200, z cementem CEM V/A – F100.
- Ten sam beton z cementem CEM III/A osiągnął stopień mrozoodporności M150, z cementem CEM V/A nie osiągnął nawet stopnia M50.
- Metoda hydrotechniczna jest dla tego typu betonów bardziej wymagająca niż metoda zwykła.
- Popiół lotny zawarty w cemencie CEM V/A radykalnie obniża mrozoodporność takiego betonu.



Rys. 1. Wyniki badań betonu dla stopni mrozoodporności F50 do F200 metodą zwykłą – wartość kryterialna spadku wytrzymałości na ściskanie 20%



Rys. 2. Wyniki badań betonu dla stopni mrozoodporności M50 do M200 metodą hydrotechniczną – wartość kryterialna spadku siły rozłupującej 25%

Należy jednak wyraźnie podkreślić, że w przypadku betonów specjalnych, innych niż omawiane, może być zupełnie inaczej. Przykładem takiej sytuacji były, opublikowane referacie Jawański i in. [2018], wyniki badań napowietrzanych, pompowalnych betonów mostowych. Betony takie zawierają znacznie większe ilości bardziej kalorycznych cementów i płukane kruszywa grysowe wysokiej jakości, a także napowietrzane są one w stopniu pozwalającym na osiągnięcie wskaźnika rozkładu porów L na poziomie niższym niż 0,200 mm. Badania przeprowadzone w latach 2016-2017 wykazały, że w tym przypadku sytuacja była odwrotna – metoda hydrotechniczna dawała korzystniejsze wyniki niż metoda zwykła (badano rodzinę dziewięciu betonów C35/45 różniących się rodzajem cementu i piasku – we wszystkich przypadkach po dwustu cyklach stwierdzono wzrost wartości siły rozłupującej). Spostrzeżenie to potwierdza tylko starą, sprawdzoną zasadę, że odmienne rodzaje betonów specjalnych wymagają odmiennych, odpowiednich dla nich metod badań.

5. Beton hydrotechniczny – konsystencja i sposoby wbudowania

Konsystencja mieszanki betonowej ma znaczny wpływ na właściwości betonu stwardniałego. Masywny beton hydrotechniczny powinien być układany w możliwie gęstej konsystencji, aby ograniczyć lub nawet wyeliminować zjawisko osiadań plastycznych w dużych blokach. Doskonale znany jest też fakt, że prawidłowo zagęszczone betony, o konsystencjach gęstoplastycznych do plastycznych, są bardziej trwałe niż upłynniane do konsystencji ciekłych. Oczywiście nie wolno też stosować konsystencji zbyt gęstych, utrudniających prawidłowe wbudowanie i zagęszczanie mieszanek, gdyż powoduje to powstawanie poważnych wad strukturalnych betonu w postaci „raków” i niedowibrozań. Dlatego też precyzyjne określenie wymaganej konsystencji w momencie wbudowania mieszanki betonowej oraz sposobu jej wbudowania i zagęszczenia stanowi jedno z najważniejszych zadań projektanta.

Jedną z przyczyn gwałtownego pogorszenia się jakości betonów w latach 70. XX w. było wprowadzenie pomp do betonu, bez odpowiedniego zaprojektowania receptur betonu oraz zastosowania właściwych domieszek upłynniających. Trend ten dotyczył też betonów hydrotechnicznych, zwłaszcza nie masywnych, co prowadziło w pierwszej kolejności do nadmiernego rozwoju rys [Żabówka 2006]. Niestety w ostatnim okresie obserwujemy wzmożone tendencje do wbudowywania pompami niemal każdego rodzaju betonu, w tym hydrotechnicznego. Należy zdać sobie sprawę z faktu, że do betonu hydrotechnicznego zawierającego znacznie mniejsze ilości cementu niż beton zwykły, nie wystarczy po prostu dolać domieszkę upłynniającą najnowszej generacji – konieczne jest również zwiększenie ilości spoiwa oraz zawartości piasku, aby nie doszło do zjawisk „bleedingu” i segregacji kruszywa. Oczywiście wskazane jest równoczesne ograniczenie maksymalnego uziarnienia kruszywa. Po zastosowaniu tych zabiegów receptura betonu hydrotechnicznego zaczyna przypominać recepturę betonu zwykłego ze wszystkimi tego konsekwencjami. W przypadku

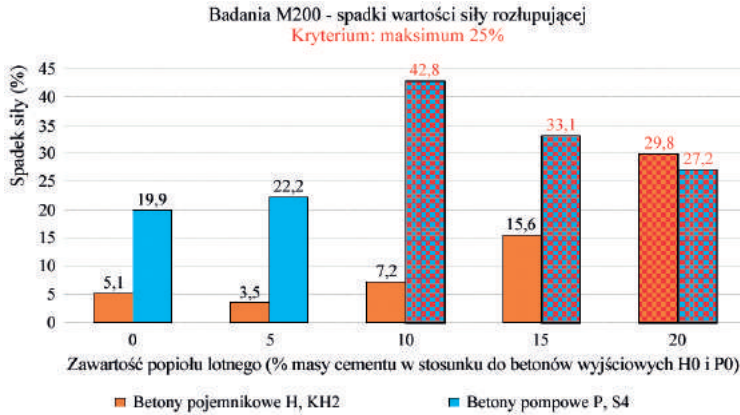
betonów masywnych pojawia się problem nadmiernej termiki, stąd dodatkowe tendencje do wprowadzenia do receptur popiołu lotnego, aby ograniczyć ilość cementu i ciepło uwodnienia, zachowując jednocześnie dużą ilość spoiwa wymaganą dla uzyskania konsystencji i pompowalności. Wzrasta zatem zagrożenie nieosiągnięcia wymaganej mrozoodporności, a co za tym idzie trwałości betonu hydrotechnicznego. Niestety podejmowane są również próby wykorzystania „tricku” z zastąpieniem stopni mrozoodporności M przez równoważne liczbowo stopnie F , co często umyka uwadze inwestora czy przyszłego użytkownika, a może skutkować radykalnym skróceniem okresu eksploatacji konstrukcji, szczególnie w narażonych na wielokrotne zamarzanie i rozmarzanie strefach zmiennych stanów zwierciadła wody.

Aby pokazać potencjalny wpływ obecnych tendencji na mrozoodporność, w 2018 r. wykonano serię badań dwóch rodzajów betonu hydrotechnicznego BH25 o uziarnieniu do 32 mm – klasycznego, o konsystencji KH2 wg WTWiO (opad stożka 0-2 cm), przeznaczanego do podawania pojemnikami, oraz pompowego, o konsystencji S4 wg PN-EN 206+A1:2016-1 (opad stożka 15-22 cm). W betonie klasycznym zastosowano cement CEM III/A 32,5N HSR/NA/LH w ilości 250 kg/m^3 , w betonie pompowym ilość tę trzeba było zwiększyć do 290 kg/m^3 oraz podnieść punkt piaskowy z 28% na 33%. Następnie do obu mieszanek dodawano popiół lotny w ilościach kolejno 5%, 10%, 15% i 20%, stosując doświadczalnie określony współczynnik $k = 0,30$ i zachowując stałe zastępcze $W/C = 0,50$. Różnice w urabialności kompensowano zmiennymi dawkami domieszek upłynniającej i napowietrzającej tak, aby zachować zakładaną konsystencję oraz napowietrzenie na poziomie 4-5%. Po dziewięćdziesięciu jeden dniach betony poddano badaniu stopnia mrozoodporności M200 metodą hydrotechniczną. Badania i wyniki oraz wnioski szczegółowo opisano w referacie [Jawański 2018]. Najważniejsze z nich, ilustrujące wpływ konsystencji oraz zawartości popiołu lotnego na wyniki badań stopnia mrozoodporności M200, pokazano na rysunku 3.

Wyniki te można podsumować w następujący sposób:

- Klasyczny, pojemnikowy beton hydrotechniczny o konsystencji KH2, osiągnął stopień mrozoodporności M200 przy zastosowaniu popiołu lotnego w ilości max. 15% masy cementu CEM III/A 32,5N HSR/NA/LH.
- Po przeprojektowaniu na beton pompowy o konsystencji S4, beton osiągnął stopień mrozoodporności M200 przy zastosowaniu popiołu lotnego w ilości max. 5% masy cementu i to przy znacznie gorszych wartościach spadku siły rozłupującej.

Należy uznać, że taki beton pompowy w warunkach rzeczywistych (wahania jakości kruszyw, zmiany konsystencji oraz napowietrzenia itp.) mógłby nie osiągnąć kryterium spadku siły rozłupującej poniżej 25% oraz że jego trwałość będzie nieporównywalnie niższa niż trwałość równoważnego, klasycznego hydrotechnicznego betonu podawanego pojemnikami. Nie jest to wniosek nowy, nie bez powodu kraje wiodące w technologii betonów hydrotechnicznych podają w specyfikacjach wymogi stosowania gęstych konsystencji mieszanek oraz wbudowywania ich pojemnikami, samojezdnymi przemościami taśmowymi („telebelts”) lub specjalnymi pompami wielkośrednicowymi, przystosowanymi do kruszyw



Rys. 3. Wpływ konsystencji betonu hydrotechnicznego oraz zawartości popiołu lotnego na wyniki badań stopnia mrozoodporności M200

gruboziarnistych oraz gęstych konsystencji. Znaczący jest też fakt, że w przypadku bardzo odpowiedzialnych konstrukcji hydrotechnicznych również producenci pomp nie zalecają ich użycia, natomiast pokazują chętnie referencje z zastosowania przenośników taśmowych, jak np. chiński oddział firmy Putzmeister w publikacji referencyjnej [Qifeng 2009] z budowy zapory XiLuoDu (trzecia co do wielkości elektrownia wodna na świecie) i podkreślają w niej uzasadnienie merytoryczne stosowania gęstych mieszanek: niewielka ilość cementu, niskie W/C , kruszywo o uziarnieniu do 120 mm, ograniczenie rozwoju ciepła oraz redukcja skurczu.

6. Klasyczny, masywny beton hydrotechniczny – jak projektować?

W obecnej sytuacji trudno jest zaprojektować klasyczny, masywny beton hydrotechniczny, unikając prawnych i merytorycznych pułapek spowodowanych brakiem jego normalizacji. Można jednak uniknąć wielu z nich, stosując kilka prostych zasad:

- Przyjąć jako podstawowy dokument WTWiO [Bialik i in. 1994].
- Wprowadzić klasy wytrzymałości badane jak dla betonu zwykłego wg PN-EN 206+A1:2016-12, ale tylko wtedy, jeśli ze względów statycznych wymagane byłyby wyższe klasy niż maksymalna wg WTWiO klasa BH25.
- Przyjąć klasy ekspozycji jak dla betonu zwykłego wg PN-EN 206+A1:2016-12, jednak z zaznaczeniem, że wynikające z nich minimalne ilości cementu należy odnosić do betonu o uziarnieniu maksymalnym 16 mm, a w betonach o uziarnieniu powyżej 16 mm można je odpowiednio zredukować pod warunkiem osiągnięcia wymaganej wytrzymałości, wodoszczelności i mrozoodporności (jedną z możliwych metod takiego „dowiązania” betonu hydrotechnicznego do betonu zwykłego jest np. metoda modelowania granulometrycznego opisana przez Jawańskiego [2017]).

- Wprowadzić obowiązkowe napowietrzanie betonu, jeśli wymagana jest jego mrozo-odporność, najlepiej do wartości podanych w krajowym uzupełnieniu PN-B-06265: 2018-10 normy europejskiej (te same wartości podane są w projekcie normy branżowej BN-88/6738).
- Po przyjęciu wymaganego w WTWiO stopnia mrozoodporności F , uzależnionego od warunków pracy betonu, jednoznacznie zapisać, że beton ma być badany metodą hydro-techniczną i należy osiągnąć stopień mrozoodporności M o tej samej wartości liczbowej.
- Przyjąć wymagany stopień wodoszczelności W wg BN-88/6738 [Kempa i in. 1989]. Prawidłowe określenie wymagania maksymalnej głębokości wnikania wody, w celu wyspecyfikowania badania wg PN-EN 12390-8:2011, wymaga sporego doświadczenia, co oznacza, że wymaganie może być zbyt restrykcyjne.
- Zalecić stosowanie jako podstawowych cementów rodzaju CEM III/A, klasy 32,5N lub 42,5N z oznaczeniem LH – o niskim ciepłe hydratacji.
- Dopuścić stosowanie popiołu lotnego w ilości maksymalnej do 15% masy cementu w przypadku betonów pojemnikowych o konsystencji KH2 do KH3 – w przypadku betonów o konsystencji ciekłej podawanych pompą ilość tę ograniczyć do 5% masy cementu.
- Zalecić stosowanie maksymalnego możliwego uziarnienia kruszywa – w przypadku elementów masywnych co najmniej do 32 mm – w celu zredukowania ilości cementu, a co za tym idzie: ciepła hydratacji i skurczu.
- Narzucić konsystencję i sposób wbudowania mieszanki betonowej – klasyczny, masywny beton hydrotechniczny powinien być zawsze wbudowywany w konsystencji KH2 do KH3 pojemnikami lub przenośnikami taśmowymi, chyba, że wykonawca dysponuje pompą przystosowaną do mieszanek o takiej konsystencji.
- Wbudowanie pompą w konsystencji bardziej ciekłej niż KH3 – jedynie wtedy, gdy zastosowanie innych metod nie jest technicznie możliwe.

Przestrzeżenie tych zasad doprowadzi do uporządkowania projektowania oraz wykonawstwa, a w konsekwencji osiągnięcia wymaganej jakości i trwałości materiału, przy jednoczesnej optymalizacji kosztów i zachowaniu zasad zrównoważonego rozwoju (ekonomiczne ilości cementu, niższy ślad CO_2 oraz dłuższy czas bezawaryjnej eksploatacji konstrukcji).

7. Wnioski

Nie po raz pierwszy w przypadku referatu na temat betonów hydrotechnicznych w podsumowaniu należy wymienić następujące punkty:

- Dobrze zaprojektowany i wykonany beton hydrotechniczny, szczególnie masywny, zawierający kruszywo gruboziarniste, jest materiałem spełniającym założenia strategii zrównoważonego rozwoju w sposób bardziej spektakularny niż beton zwykły – zawiera

mniej energochłonnych składników, a jego okres oczekiwanej eksploatacji jest co najmniej dwa razy dłuższy.

- Zaniedbanie normalizacji betonu hydrotechnicznego w Polsce doprowadziło niemal do jego degradacji do poziomu betonu zwykłego, co może długofalowo zagrozić trwałości budowli wodnych.
- Minęło ćwierć wieku od opublikowania ostatniego dokumentu WTWiO, w miarę kompleksowo obejmującego problematykę betonu hydrotechnicznego, który powinien być jak najszybciej zaktualizowany.
- W Polsce mamy długą i chlubną tradycję normalizacji branżowej, projektowania i wykonawstwa betonu hydrotechnicznego, która w chwili obecnej wydaje się być nie wykorzystana, jeśli wręcz nie lekceważona.
- W referacie przedstawiono istotne problemy i zagrożenia, mimo to nadal jesteśmy w stanie projektować i wykonywać trwałe, klasyczny beton hydrotechniczny, podtrzymując piękną historię i tradycję polskiego budownictwa wodnego.

Literatura

- Batog M., Giergiczny Z., Jawański W., Kledyński Z., Szuba J., 2014, Studium technologiczne betonu hydrotechnicznego na bazie wybranych cementów i kruszyw, *Gospodarka Wodna*, 9, 325-333
- Bialik G., Kempa Cz., Misiak W., Strzemiecki S., 1994, Warunki techniczne wykonania i odbioru robót w dziedzinie gospodarki wodnej w zakresie konstrukcji hydrotechnicznych z betonu, Ministerstwo Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, Warszawa, 71 s.
- Jawański W., 2006, Doświadczenia ze stosowania cementów żuźlowych w budownictwie hydrotechnicznym, [w:] *Beton cementowy w obiektach hydrotechnicznych. Materiały sympozjum naukowo-technicznego*, V. Sawicka (red.), Wydawnictwo Instytut Śląski, Opole, 87-97
- Jawański W., 2017, Modelowanie fizyczne betonów hydrotechnicznych z kruszywem gruboziarnistym, praca doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa, 146 s.
- Jawański W., 2018, Wpływ popiołu lotnego na mrozoodporność strukturalną masywnego betonu hydrotechnicznego, [w:] X Konferencja „Dni Betonu 2018”, Polski Cement, Kraków, referaty tom 1, 450-470
- Jawański W., Michalik A., Stachowicz R., 2018, Wpływ doboru cementu i piasku na charakterystykę napowietrzenia oraz rzeczywistą mrozoodporność pompowalnego betonu mostowego, [w:] X Konferencja „Dni Betonu 2018”, Polski Cement, Kraków, referaty tom 1, 471-485
- JSCE, 2010, Standard specifications for concrete structures – 2007 “Dam Concrete”, JSCE Guidelines for Concrete No. 18, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, 101 s., dostępne online http://www.jsce-int.org/system/files/JGC18_Standard_Specifications_Dam_Concrete_1.1.pdf (23.07.2019)
- Kempa C., Chrzanowski J., Kledyński Z., Ładyżyński K., 1989, BN-88/6738 Beton hydrotechniczny – projekt normy po ankietyzacji, Warszawa, 41 s.

- Kledyński Z., 1988, Kilka uwag o betonie hydrotechnicznym w aspekcie normalizacji, *Gospodarka Wodna*, 5, 116-117
- Kledyński Z., 2005, Beton hydrotechniczny w świetle aktualnych wymagań normowych, *Gospodarka Wodna*, 10, 409-416
- Ładyżyński K., 2006, Specyfika projektowania i produkcji betonów hydrotechnicznych oraz wykonawstwa budowli wodnych, [w:] *Beton cementowy w obiektach hydrotechnicznych. Materiały sympozjum naukowo-technicznego*, V. Sawicka (red.), Wydawnictwo Instytut Śląski, Opole, 51-59
- Pichler W., 2009, Langzeitverhalten von Talsperrenbeton, *Oesterreichische Wasser- und Abwasserwirtschaft*, 61 (9-10), 133-137, DOI: 10.1007/s00506-009-0120-6
- PN-88/B-06250, Beton zwykły, norma archiwalna, wydanie 2, PKNMiJ, Warszawa, 17 s.
- PN-B-06265:2018-10, Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A1:2016-12, PKN, 48 s.
- PN-EN 12390-2:2011, Badania betonu, Część 2 – Wykonywanie i pielęgnacja próbek, PKN, 9 s.
- PN-EN 12390-3:2011, Badania betonu, Część 3 – Wytrzymałość na ściskanie, PKN, 20 s.
- PN-EN 12390-8:2011, Badania betonu, Część 8 – Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem, PKN, 8 s.
- PN-EN 206+A1:2016-12, Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność, PKN, 94 s.
- Qifeng Z., 2009, XiLuoDu Dam project. Telebelt TB110G at the World's Third Largest Hydropower Station, Good news Nr. 100818, Putzmeister,
- Żabówka A., 2006, Kilka uwag o praktyce zapewniania trwałości betonów hydrotechnicznych, [w:] *Beton cementowy w obiektach hydrotechnicznych. Materiały sympozjum naukowo-technicznego*, V. Sawicka (red.), Wydawnictwo Instytut Śląski, Opole, 109-124

Beton masywny ze spoiwem żuźlowo-popiołowym

Mass concrete with slag-fly ash binder

Agnieszka MACHOWSKA

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

W artykule przedstawiono właściwości betonu masywnego z niskoemisyjnym spoiwem powstałym ze skojarzonego połączenia wybranych ubocznych produktów przemysłowych hutnictwa i energetyki: żuźła wielkopieczowego i popiołu lotnego z fluidalnego spalania węgla brunatnego. Podano wyniki badań laboratoryjnych mieszanki betonowej (temperatura mieszanki, konsystencja) oraz stwardniałego betonu masywnego (wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, wodoszczelność, mrozoodporność). Uzyskane dane potwierdziły (z pewnymi ograniczeniami) potencjał spoiwa żuźlowo-popiołowego do zastąpienia cementu powszechnego użytku w betonie masywnym.

1. Wprowadzenie

Wieloletnia eksploatacja surowców naturalnych w celu pozyskania materiału do produkcji cementu i betonu prowadzi do nieodwracalnych strat w środowisku naturalnym. Zastąpienie części cementu przemysłowymi produktami ubocznymi pozwala na ograniczenie ilości składowanych odpadów i ilości wydobywanych surowców, co wpisuje się w nowy model gospodarki o obiegu zamkniętym (GOZ, ang. *Circular Economy*). Ponadto poszukiwanie spoiw alternatywnych przyczynia się do obniżenia emisji dwutlenku węgla do atmosfery – w Polsce emisja związana z produkcją jednej tony klinkieru portlandzkiego wynosi około 800 kg, a emisję CO₂ podczas produkcji jednej tony żuźła szacuje się na poziomie 70 kg [Matthes i in. 2018].

Popioły lotne z palenisk fluidalnych charakteryzują się właściwościami, które niejednokrotnie ograniczają lub uniemożliwiają ich wykorzystanie do produkcji betonu. Wysoka wodożądność tego rodzaju popiołu i rozwinięta powierzchnia właściwa ziaren negatywnie wpływają na urabialność mieszanki betonowej. Cechą pozytywną popiołu fluidalnego jest zawartość aktywnych związków wapnia w postaci m.in. anhydrytu i tlenku

wapnia, które nadają mu właściwości pucolanowe i hydrauliczne. Spoiwo wykonane jedynie z ubocznych produktów przemysłowych hutnictwa i energetyki w postaci mielonego żużla wielkopieczowego i popiołu fluidalnego z węgla brunatnego stanowi alternatywę dla cementu portlandzkiego i wpisuje się w założenia gospodarki o obiegu zamkniętym. Spoiwo żużlowo-popiołowe charakteryzuje się niskim ciepłem twardnienia w porównaniu z ciepłem wydzielanym podczas hydratacji cementu powszechnego użytku. Wskazuje to na możliwość wykorzystania go w betonie masywnym narażonym na powstawanie rys i spękań wywołanych różnicą temperatur między wnętrzem i zewnętrznymi powierzchniami elementu, które doprowadzają do obniżenia jego wytrzymałości i trwałości.

2. Beton masywny

Poza oddziaływaniami związanymi ze sposobem pracy, beton w konstrukcjach masywnych narażony jest również na oddziaływania pośrednie – termiczno-skurczowe. Wynikają one m.in. z rodzaju zastosowanego spoiwa i gabarytów konstrukcji. W początkowym okresie hydratacji spoiwa w młodym betonie masywnym powstają naprężenia rozciągające, których wartości przekraczają osiągniętą przez beton wytrzymałość. Reakcja egzotermiczna spoiwa z wodą powoduje wzrost temperatury we wnętrzu masywu, a warstwy przypowierzchniowe ulegają szybszemu schłodzeniu w wyniku wymiany ciepła z otoczeniem. Prowadzi to do powstawania naprężeń własnych wywołanych wysokimi gradientami temperatury i zmianami wilgotności w betonowym elemencie masywnym, w konsekwencji których pojawiają się rysy termiczne.

Jednym ze sposobów radzenia sobie z nadmiernym nagrzewem masywu betonowego we wczesnym stadium dojrzewania jest wykorzystanie spoiwa o niskim ciepłe hydratacji. Powszechnie do betonów masywnych stosuje się cement hutniczy, który z racji wysokiej zawartości żużla wielkopieczowego charakteryzuje się niższym ciepłem twardnienia w porównaniu z cementem portlandzkim. Zastosowanie tego rodzaju cementu pozwala uzyskać mieszkankę betonową o niskiej temperaturze twardnienia. Spoiwo niskoemisyjne, powstałe ze skojarzonego połączenia jedynie ubocznych produktów przemysłowych (mielonego żużla wielkopieczowego i popiołu lotnego z fluidalnego spalania węgla brunatnego), stanowi alternatywę dla cementów powszechnego użytku zawierających klinkier portlandzki. Wyniki badań ciepła wydzielonego podczas twardnienia tego spoiwa wskazują na możliwość jego zastosowania w betonie masywnym [Machowska i in. 2019]. Do wykonania betonów masywnych wykorzystano spoiwo żużlowo-popiołowe w pięciu proporcjach (% masy) dozowania składników: 70ż/30p – rec. 1, 60ż/40p – rec. 2, 50ż/50p – rec. 3, 40ż/60p – rec.4, 30ż/70p – rec. 5.

Projektując skład betonu na elementy lub konstrukcje masywne, należy również zwrócić uwagę na prawidłowy dobór kruszywa, które w głównej mierze ma wpływ na właściwości betonu, także na jego trwałość. Niezwykle ważny jest właściwy dobór ilości frakcji grubej

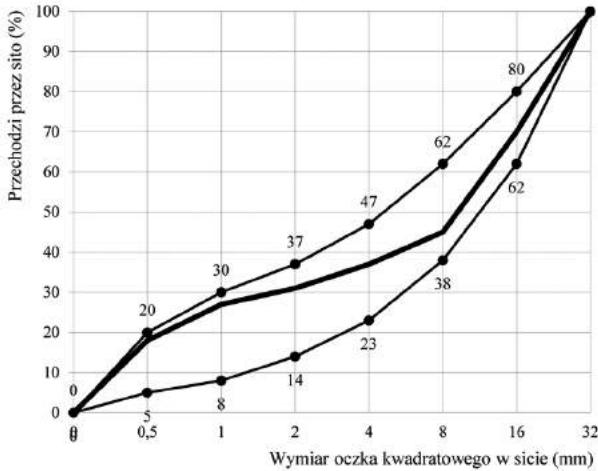
i drobnej, dzięki czemu uzyskuje się szczelny stos okruszowy, co pozwala na obniżenie zapotrzebowania na zaczyn cementowy wypełniający przestrzenie między ziarnami. Zalecane graniczne krzywe uziarnienia betonów konstrukcji masywnych podano w projekcie normy branżowej dotyczącej betonu hydrotechnicznego [Kempa i in. 1988]. Do wykonania betonu masywnego wykorzystano piasek rzeczny 0-2 mm i kruszywo zwykle żwirowe o wymiarach ziaren 2-32 mm. Zawartość poszczególnych frakcji kruszywa w zaprojektowanym betonie masywnym na tle zalecanych krzywych przedstawiono na rysunku 1.

Do wykonania betonu masywnego zastosowano wodę wodociągową. Przygotowano beton o wskaźniku wodno-spoiwowym równym 0,5. Dodano również domieszkę upłynniającą. Spoiwo żużlowo-popiołowe charakteryzuje się niską urabialnością, wynikającą z wykorzystania popiołu lotnego pochodzącego z fluidalnego spalania węgla brunatnego. Tego typu popiół składa się z ziaren o rozwiniętej powierzchni właściwej i wysokiej wodożądności, co w znacznym stopniu pogarsza urabialność mieszanki betonowej z jego udziałem. W celu poprawy tego parametru, popiół wstępnie aktywowano mechanicznie, uzyskując materiał o ziarnach z odświeżoną powierzchnią i nietworzących aglomeratów. Wykorzystano domieszkę w postaci superplastyfikatora na bazie polieteru karboksylowego PCE, stosowanego do specjalistycznych betonów konstrukcyjnych, w tym do betonów hydrotechnicznych. Domieszka tego rodzaju uniemożliwia nadmierne zbliżanie się ziaren spoiwa do siebie i powstawanie aglomeratów. Referencyjną mieszankę betonową (rec. 0) wykonano z cementem hutniczym CEM III/A 32,5N-LH/HSR/NA, bez użycia domieszki upłynniającej.

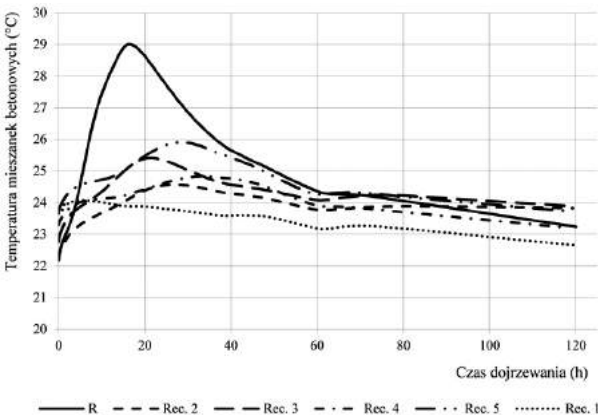
3. Mieszanka betonowa

Reakcje egzotermiczne, zachodzące w mieszance betonowej podczas hydratacji spoiwa, prowadzą do nadmiernego ocieplenia wnętrza dojrzewającego elementu masywnego. Różnice temperatur między wnętrzem a zewnętrznymi powierzchniami masywu są źródłem naprężeń własnych powodujących jego zarysowanie. Wykorzystanie spoiwa o niskim cieple twardnienia pozwala na ograniczenie lub wyeliminowanie tego zjawiska. Pomiar zmian temperatury podczas dojrzewania badanych mieszanek betonowych wykonano w kalorymetrze semiadiatycznym SemAment firmy Sika. W przypadku wszystkich badanych receptur betonu zarejestrowano temperaturę niższą niż w mieszance referencyjnej (rys. 2). Maksymalną wartość temperatury w drugiej dobie dojrzewania uzyskał beton ze spoiwem z największą ilością popiołu (70% masy spoiwa – rec. 5).

Mieszanka betonowa ze spoiwem żużlowo-popiołowym charakteryzowała się wysokim stopniem ciekłości dzięki zastosowaniu superplastyfikatora. Zaobserwowano, że wraz ze wzrostem dozowania popiołu fluidalnego powyżej 50% masy spoiwa, następuje nieznaczne obniżenie konsystencji mieszanki (rec. 4 i 5) – rysunek 3. Utrzymanie konsystencji mieszanki betonowej w czasie było tym trudniejsze, im więcej było popiołu fluidalnego w spoiwie –



Rys. 1. Uziarnienie kruszywa na tle zalecanych krzywych granicznych do betonu hydrotechnicznego [Kempa i in. 1988]

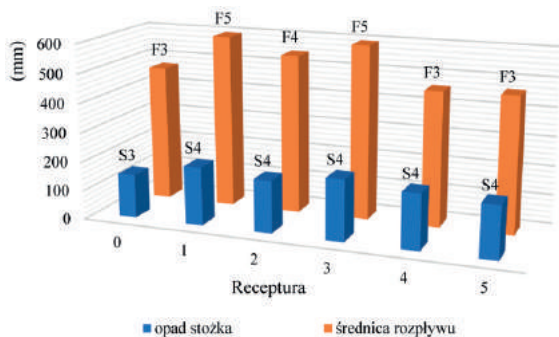


Rys. 2. Temperatura badanych mieszanek betonowych w czasie dojrzewania

po ok. 30 minutach od wykonania zarobu następowała utrata ciekłości. Ze względów wykonawczych konsystencja mieszanki betonowej powinna być właściwie zaprojektowana dla wybranej technologii wbudowania betonu w szalunki. Jednak brak ciekłości mieszanki nie wyklucza jej wykorzystania, gdyż inne technologie wbudowania, np. za pomocą pojemników, choć są obecnie mniej popularne, również mogą być wykorzystane podczas realizacji budowli masywnych.

4. Stwardniały beton masywny

Kształtowanie rozwoju wytrzymałości betonu masywnego opiera się na doborze właściwego rodzaju i uziarnienia kruszywa, spoiwa o niskim ciepłe hydratacji oraz odpowiedniego wskaźnika wodno-spoiwowego. Poprawny dobór ilości wody i spoiwa warunkuje osiągnięcie przez beton w czasie dojrzewania odpowiedniego poziomu wytrzymałości. Rodzaj cementu

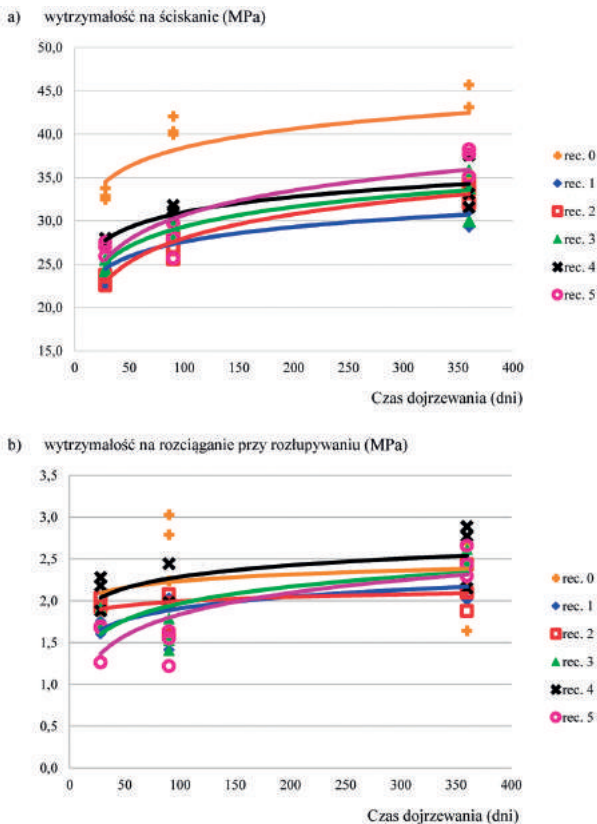


Rys. 3. Konsystencja mieszanek betonowych badana metodą opadu stożka i stolika rozplywu

ma wpływ jedynie na wczesną wytrzymałość betonu. Jeśli nie ma postawionych wymagań wykonawczych związanych z harmonogramem budowy, to w przypadku konstrukcji masywnych, w tym konstrukcji hydrotechnicznych, nie jest wymagana wysoka wytrzymałość wczesna betonu. Cementy zawierające dodatki, takie jak żużel wielkopiecowy lub popiół lotny (m.in. cement hutniczy, cementy popiołowe), osiągają w późniejszych terminach dojrzewania wyższą wytrzymałość w porównaniu z betonem z cementem portlandzkim, pomimo że ich wytrzymałość wczesna jest dużo niższa. Ze względu na potencjalne narażenie na agresywne oddziaływanie środowiska względem konstrukcji masywnej, szczególnie hydrotechnicznej, korzystne jest wykorzystanie cementu hutniczego, który zapewnia szczelność betonu i z racji niskiego ciepła twardnienia wpływa na ograniczenie możliwości powstawania mikropęknięć. Równie ważna jest przyczepność zaczynu do kruszywa oraz wytrzymałość strefy kontaktowej tych dwóch faz. Podczas obciążania betonu i pojawienia się pęknięć w zaczynie następuje ich propagacja na kruszywo – zwarta i wytrzymała strefa kontaktowa gwarantuje zatrzymanie pęknięć na kruszywie. Natomiast w przypadku braku przyczepności zaczynu do kruszywa, następuje jego wyluskanie podczas badania wytrzymałości.

4.1. Wytrzymałość

Badania wytrzymałości próbek betonu ze spoiwem żużlowo-popiołowym wykonano na kostkach sześciennych o boku 150 mm, które po uformowaniu przechowywano w wodzie wodociągowej. Badania przeprowadzono w trzech terminach dojrzewania: po 28, 90 i 360 dniach. Próbkę wszystkich badanych receptur wykazały wzrost wytrzymałości na ściskanie w czasie (rys. 4). Najwyższą wartość po 360 dniach dojrzewania prezentowały próbki receptury 5, z największą ilością popiołu w składzie (70% masy spoiwa), natomiast najniższą – próbki receptury 1, z najmniejszą ilością popiołu (30% masy spoiwa). Obserwacja ta potwierdza potencjał popiołu lotnego fluidalnego z węgla brunatnego do aktywacji reakcji wiązania i twardnienia mielonego żużla wielkopiecowego. Wraz ze wzrostem ilości popiołu w spoiwie rośnie stopień przereagowania składników spoiwa i wytrzymałość, co potwier-



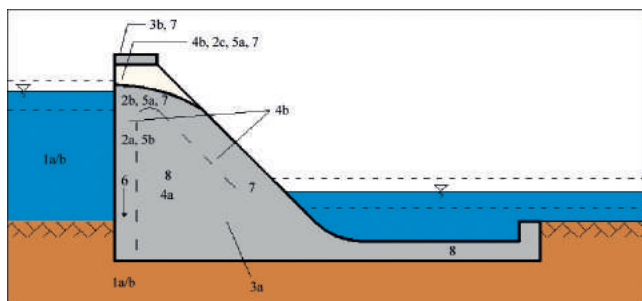
Rys. 4. Wytrzymałość betonu na ściskanie (a) i rozciąganie przy rozłupywaniu (b) w czasie 360 dni dojrzewania

dzono również w badaniach zaczynów żużlowo-popiołowych [Kledyński i in. 2017]. W badaniach wytrzymałości uzyskano klasę betonu C16/20 i C20/25.

Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu ze spoiwem żużlowo-popiołowym wykazały, że parametr ten rośnie w czasie dojrzewania – najwyższą wartość wytrzymałości po 360 dniach prezentowały próbki receptury 4 (60% popiołu w masie spoiwa). Zaobserwowano tendencję wzrostową wytrzymałości badanych próbek betonu. Analizując przełomy próbek po wykonaniu badania, zaobserwowano że większość kruszywa została rozłupana, a w nielicznych przypadkach nastąpiło wyłuskanie kruszywa z matrycy spoiwowej [Machowska 2019].

4.2. Wodoszczelność

Betonowe budowle hydrotechniczne, budowle podziemne oraz zbiorniki, które pracują poniżej zwierciadła wody lub strefie jego wahań wykonywane są z betonu wodoszczelnego. Wodoszczelność betonu jest szczególnie ważna z punktu widzenia trwałości konstrukcji



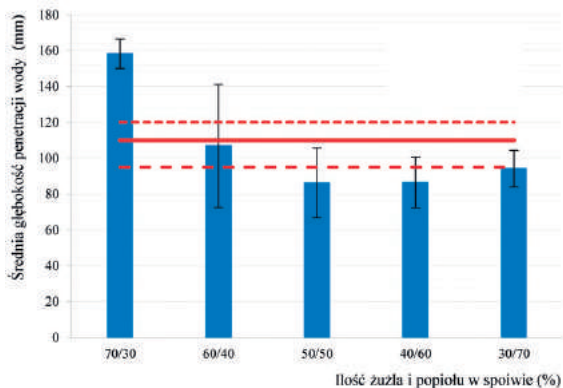
Rys. 5. Strefowanie betonu w konstrukcji hydrotechnicznej; 1a/b – agresywność wód powierzchniowych lub podziemnych, 2a – beton podwodny, 2b – beton w strefie wahań zwierciadła wody, 2c – beton nadwodny, 3a – beton masywny, 3b – beton niemasywny, 4a – beton wewnętrzny, 4b – beton zewnętrzny, 5a – beton niepracujący pod ciśnieniem wody, 5b – beton pracujący pod ciśnieniem wody, 6 – beton o zróżnicowanym stopniu wodoszczelności, 7 – beton o zróżnicowanym stopniu mrozoodporności, 8 – beton o zróżnicowanej wytrzymałości na ściskanie [Kledyński 2005]

betonowych, które nierzadko pracują w środowisku agresywnym chemicznie. Na wodoszczelność ma głównie wpływ wskaźnik wodno-cementowy, ale parametr ten można również kształtować dodatkami do betonu, takimi jak popiół lotny lub żużel wielkopiecowy, które korzystnie wpływają na rozwój szczelnej mikrostruktury [Kurdowski 2010]. W przypadku konstrukcji budowli hydrotechnicznych formułowane są różne wymagania co do stopnia wodoszczelności. Zależą one od strefowania konstrukcji – położenia elementu w budowlu – strefy wewnętrzne budowli nie poddane działaniu wysokiego ciśnienia wody wykonuje się z betonu o niższym stopniu wodoszczelności. Natomiast strefy zewnętrzne, pracujące pod poziomem zwierciadła wody lub w strefie jego wahań, wykonuje się z betonu o wyższym stopniu wodoszczelności, zależnym od wielkości działającego ciśnienia wody (rys. 5) [Kledyński 2005].

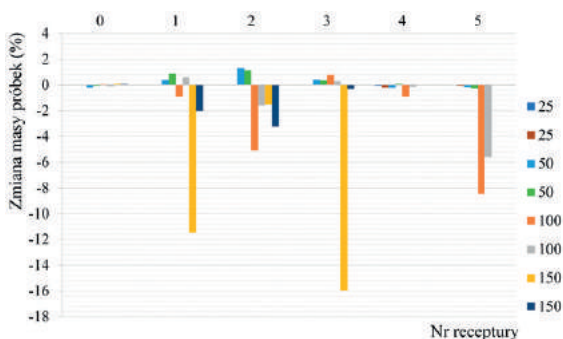
Badania wodoszczelności betonu ze spoiwem żużlowo-popiołowym przeprowadzono według kryterium głębokości penetracji wody pod ciśnieniem [PN-EN 12390-8]. Najniższą średnią wartość uzyskały próbki receptury 3 (86 mm), a najwyższą próbki receptury 1 (156 mm). Odnosząc uzyskane wartości do stopnia wodoszczelności betonu według kryteriów podanych przez Kledyńskiego i Kona [2005], można stwierdzić, że badany beton osiągnął odpowiednio stopnie W10 i W4. Wyniki te wskazują na potencjalne wykorzystanie wybranych receptur betonu w różnych strefach budowli wodnej: próbki receptury 3 w strefie pracującej pod naporem wody, a próbki receptury 1 jako beton wewnętrzny.

4.3. Mrozoodporność

Pod pojęciem mrozoodporności betonu rozumie się odporność na naprzemienne zamrażanie i rozmrażanie próbek nasyconych wodą. Wysoki stopień mrozoodporności jest szcze-



Rys. 6. Średnia głębokość penetracji wody pod ciśnieniem w próbki betonu ze spoiwem żużlowo-popiołowym

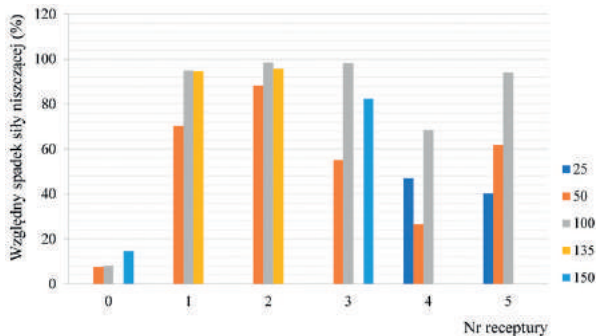


Rys. 7. Zmiana masy próbek betonu ze spoiwem żużlowo-popiołowym podczas badania mrozoodporności

gólnie ważny w przypadku, gdy konstrukcja betonowa pracuje w strefie wahań zwierciadła wody. Mrozoodporność zależy od stopnia przereagowania spoiwa w betonie – im wyższy stopień tym bardziej szczelna mikrostruktura betonu (mniejsza ilość porów kapilarnych przewodzących wodę i większa ilość porów żelowych). Szczelność struktury zaczynu cementowego można zwiększyć dodatkami żużla wielkopieczowego, dzięki któremu zhydratyzowany zaczyn charakteryzuje się większą ilością porów żelowych w porównaniu z zaczynem z cementu portlandzkiego, pomimo że stopień jego przereagowania jest niższy [Stark, Ludwig 1997].

Badanie stopnia mrozoodporności betonu ze spoiwem żużlowo-popiołowym przeprowadzono metodą zwykłą na próbkach po 90 dniach dojrzewania, zgodnie z zaleceniami przedstawionymi w projekcie normy na beton hydrotechniczny [Kempa i in. 1988]. Na rysunku 7 zilustrowano względną zmianę masy próbek poddanych naprzemiennemu zamrażaniu i rozmrażaniu. Kryterium maksymalnej utraty masy do 1% masy początkowej spełniają próbki betonu 1, 3 i 4 po stu cyklach badania oraz próbki 2 i 5 po pięćdziesięciu cyklach.

Próbki po określonej liczbie cykli poddano badaniu wytrzymałości, w celu określenia względnego spadku siły niszczonej (rys. 8). Żadna z badanych próbek nie spełniła kryterium formułowanego w stosunku do betonu hydrotechnicznego, gdyż spadek siły we wszystkich próbkach przekroczył 25%. Oznacza to, że beton ze spoiwem żużlowo-popiołowym nie jest



Rys. 8. Względny spadek siły niszczącej próbek po badaniu mrozoodporności (w próbce 4 po pięćdziesięciu cyklach kruszywo grube przy powierzchni w linii działania siły niszczącej)

mrozoodporny. Dodatkowo ocena makroskopowa rozłupanych próbek wykazała, że im więcej było popiołu fluidalnego w próbce, tym większych doznała ona uszkodzeń podczas badania (wykruszenia naroży i krawędzi, złuszczenia powierzchni). W próbkach receptury 1 (30% popiołu w masie spoiwa) kruszywo zostało rozłupane, natomiast w próbkach receptury 5 (70% popiołu w masie spoiwa) wyluskane z matrycy. Świadczy to o niskiej przyczepności spoiwa do kruszywa grubego, pomimo że w miarę wzrostu dozowania popiołu następował wyższy stopień jego przereagowania.

5. Podsumowanie

Zagospodarowanie popiołów pochodzących z fluidalnego spalania węgla jest niezwykle trudne. Tego rodzaju uboczne produkty prezentują zmienne właściwości, które zależą od rodzaju i jakości spalanego węgla oraz warunków spalania. Skojarzone połączenie mielonego żużla wielkopiecowego i popiołu lotnego z fluidalnego spalania węgla brunatnego, jako aktywatora reakcji wiązania żużla, pozwoliło na stworzenie niskoemisyjnego spoiwa, którego właściwości po stwardnieniu są zbliżone do właściwości kompozytów wykonanych z cementem portlandzkiem. Niewielkie ilości ciepła wydzielone podczas hydratacji spoiwa żużlowo-popiołowego wskazują na potencjalną możliwość zastosowania go do betonu masywnego. Przeprowadzone badania mieszanki betonowej (konsystencja, temperatura twardnienia) oraz betonu stwardniającego (wytrzymałość, wodoszczelność, mrozoodporność) dowiodły, że spoiwo to można wykorzystać do wykonania stref wewnętrznych budowli masywnych, w tym hydrotechnicznych.

Literatura

Kempa C., Chrzanowski J., Kledyński Z., Ładyżyński K., 1988, Beton hydrotechniczny, projekt normy branżowej po ankietyzacji, IMGW, Warszawa

- Kledyński Z., 2005, Beton hydrotechniczny w świetle aktualnych wymagań normowych, *Gospodarka Wodna*, 10, 408-416
- Kledyński Z., Kon E., 2005, Ocena wodoszczelności betonu na podstawie głębokości wniknięcia wody. Studium porównawcze norm polskich i europejskich, *Cement Wapno Beton*, 4, 215-227
- Kledyński Z., Machowska A., Pacewska B., Wilińska I., 2017, Investigation of hydration products of fly ash-slag pastes, *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 130 (1), 351-363, DOI: 10.1007/s10973-017-6233-4
- Kurdowski W., 2010, *Chemia cementu i betonu*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Kraków, 728 s.
- Machowska A., 2019, Spoiwa niskoemisyjne i o niskim cieple hydratacji z wybranych ubocznych produktów przemysłowych jako potencjalny składnik betonów masywnych i hydrotechnicznych, *Circular Economy – Technologie*, 3, OWPW, Warszawa, 126 s.
- Machowska A., Kledyński Z., Wilińska I., Pacewska B., 2019, A study of the early hydration processes and properties of fly ash-slag binders, *Bulletin of Materials Science*, 42:213, DOI: 10.1007/s12034-019-1886-1
- Matthes W., Vollpracht A., Villagran Y., Kamali-Bernard S., Hooton D., Gruyaert E., Soutsos M., De Belie N., 2018, Ground granulated blast furnace slag, [w:] *Properties of fresh and hardened concrete containing supplementary cementitious materials. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 238-SCM, Working Group 4*, N. Belie, M. Soutsos, E. Gruyaert (red.), Springer, 1-53, DOI: 10.1007/978-3-319-70606-1_1
- PN-EN 12390-8:2011, *Badania betonu. Część 8. Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem*.
- Stark J., Ludwig H., 1997, Freeze-thaw and freeze-deicing salt resistance of concrete containing cement rich in granulated blast furnace slag, *ACI Materials Journal*, 94 (1), 47-55

Mechanika elastycznych wypełnień dylatacji w okładzinach betonowych skarp kanałów i nasypów hydrotechnicznych

Mechanics of elastic sealants in expansion joints of concrete face slabs on slopes of canals and embankments

Zbigniew KLEDYŃSKI, Łukasz KRYSIAK

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

W referacie przedstawiono rozważania teoretyczne dotyczące mechanicznej pracy elastycznych materiałów wypełniających przerwy dylatacyjne, na przykładzie spoin między płytami betonowymi na skarpie budowli hydrotechnicznej. Wśród czynników wpływających na wartości odkształceń wypełnień uwzględniono roczne wahania temperatury budowli, jej wartość w momencie aplikacji wypełnienia, szerokość uszczelnianej przerwy dylatacyjnej oraz rozmiary oddzielonych sekcji. Wyróżniono dwa sposoby zniszczenia wypełnienia – przez utratę kohezji wewnątrz materiału lub przyczepności do ściany dylatacji. Występowanie danego wariantu powiązано z właściwościami materiału wypełnienia oraz geometrią spoiny. Przedstawiona analiza może dostarczać wskazówek do odpowiedniego projektowania oraz wykonawstwa dylatacji, łącznie z doбором materiału do ich wypełnienia.

1. Wprowadzenie

Skarpy ziemnych budowli hydrotechnicznych, w porównaniu do innych nasypów, wymagają zabezpieczenia przed działaniem wielu niszczących czynników, m.in. okresowego nawilżania i wysychania połączonego z zamarzaniem, ścierania wywołanego przez pływające przedmioty lub krę lodową oraz dynamicznego oddziaływania wody. W odpowiedzi na te problemy, skarpy odwodne zapór, brzegi kanałów i obwałowania wyposaża się w ochronne okładziny zwane ubezpieczeniem lub ekranem – jeśli okładzina ma być szczelna. Jedną z najczęściej stosowanych jest okładzina z płyt betonowych. Z uwagi na znaczne rozmiary w planie w porównaniu do grubości, ekspozycję na zmiany temperatury oraz osiadania, konieczny jest jej podział na oddylatowane sekcje. Aby dylatacje nie stanowiły osłabienia budowli, czyniąc ją wrażliwą na wymienione wcześniej czynniki niszczące, należy je odpowiednio uszczelnić.

W budownictwie wodnym powszechnie wykorzystuje się do tego płynne masy wypełniające, które mają zdolność utwardzania się do postaci elastycznego kitu. Materiał tego typu musi cechować nie tylko odporność na wymienione czynniki środowiskowe, ale także zdolność do przenoszenia oddziaływań wynikających z odkształceń termicznych budowli. Istotne są w tym kontekście cykliczne, dobowe i sezonowe zmiany temperatury i wynikające z nich wydłużenie lub skrócenie sekcji betonowych, a co za tym idzie samych szczelin dylatacyjnych. Przedmiotem rozważań w artykule są odkształcenia elastycznego materiału wypełniającego, wynikające z ruchów termicznych dylatacji i związane z tym kwestie trwałości wypełnienia.

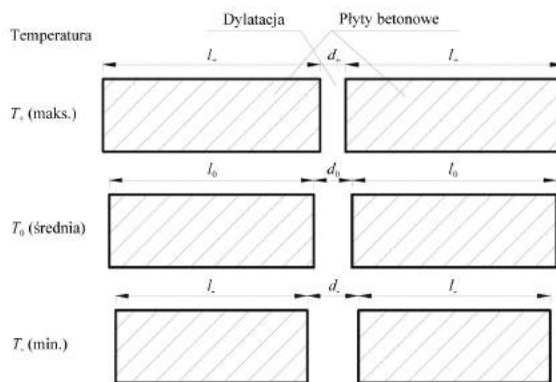
2. Model matematyczny odkształceń wypełnienia

Analiza dotyczy prostoliniowej szczeliny o stałej szerokości, oddzielającej prostokątne sekcje (płyty) betonowego ubezpieczenia skarpy. Wymiary płyt zmieniają się proporcjonalnie do zmian temperatury budowli, zgodnie z prawem rozszerzalności cieplnej opisanym wzorem:

$$l = l_0 \cdot (1 + \alpha \cdot \Delta T) \quad (\text{wyrażone w m}) \quad (1)$$

gdzie: l – długość płyty w danej temperaturze T (m); l_0 – długość płyty w temperaturze odniesienia T_0 (m); α – współczynnik rozszerzalności liniowej materiału (K^{-1}); ΔT – przyrost temperatury względem temperatury odniesienia T_0 równy: $T - T_0$ (K).

Geometria układu nie jest więc stała w czasie; można wyróżnić trzy sytuacje odpowiadające maksymalnej, pośredniej oraz minimalnej rocznej temperaturze płyt betonowych, opisane odpowiednio indeksami „+”, „0” oraz „-” (rys. 1). Temperatura pośrednia oznacza tutaj średnią arytmetyczną temperatury minimalnej oraz maksymalnej i służy w prezentowanej analizie jako punkt odniesienia. Długość płyt betonowych l_i oraz szerokość dylatacji d_i w każdej z sytuacji przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 1. Zmiany geometrii analizowanego układu wraz z temperaturą

Wypełnienie dylatacji musi przenosić odkształcenia wynikające wprost ze zmian rozwarłościi szczelin, aby zapewnić zachowanie ciągłości okładziny i ochronę szczeliny przed zanieczyszczeniem lub lodem. Kluczowe dla rozważań jest to, iż ekstremalne wartości potencjalnych odkształceń temperaturowych ϵ materiału wypełniającego dylatację są różne w zależności od temperatury budowli w momencie jego aplikacji (wypełniania szczeliny). W warunkach skrajnie niskiej temperatury szczelina ma wymiar największy i ulega skróceniu wraz ze wzrostem temperatury (odkształcenie ϵ_-); przeciwnie dzieje się w przypadku aplikacji uszczelnienia w skrajnie wysokiej temperaturze (odkształcenie ϵ_+). W sytuacji pośredniej możliwe jest zarówno skrócenie, jak i wydłużenie materiału wypełnienia (ϵ_0), por. tabela 1. Wzory opisujące odkształcenia można dalej uprościć, stosując podstawienia opisane wzorami (2) oraz (3):

$$a = \alpha \cdot \Delta T \cdot l_0 \quad (\text{wyrażone w m}) \quad (2)$$

gdzie a – maksymalny przyrost lub zmniejszenie szerokości dylatacji względem d_0 , związany z termiką:

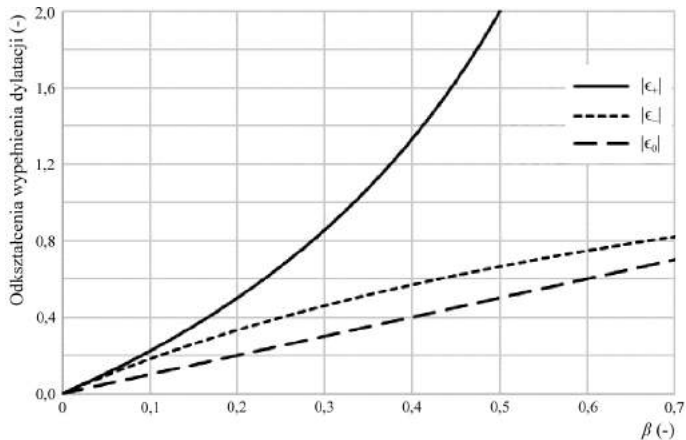
$$\beta = \frac{a}{d_0} \quad (\text{wielkość bezwymiarowa}) \quad (3)$$

gdzie β – maksymalny względny przyrost lub spadek szerokości dylatacji względem d_0 , związany z termiką.

Wartości a i β są stałe dla każdej wybranej budowli o określonej geometrii i warunków pracy. Otrzymane zależności opisujące odkształcenia wypełnienia dylatacji zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie zależności opisujących geometrię układu w danej temperaturze oraz ekstremalne odkształcenia wypełnienia dylatacji wynikające ze zmian temperatury, w zależności od jej wartości podczas aplikacji materiału

Wielkość fizyczna	W temperaturze maksymalnej $T_+ = T_0 + \Delta T$	W temperaturze pośredniej T_0	W temperaturze minimalnej $T_- = T_0 - \Delta T$
Długość płyty l_i (m)	$l_+ = l_0 \cdot (1 + \alpha \cdot \Delta T)$	l_0	$l_- = l_0 \cdot (1 - \alpha \cdot \Delta T)$
Szerokość dylatacji d_i (m)	$d_+ = d_0 - l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T$	d_0	$d_- = d_0 + l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T$
Ekstremalne odkształcenie ϵ_i wypełnienia dylatacji aplikowanego w temperaturze T_i (-)	$\epsilon_+ = \frac{2 \cdot l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T}{d_0 - l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T}$	$\epsilon_0 = \pm \frac{l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T}{d_0}$	$\epsilon_- = - \frac{2 \cdot l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T}{d_0 + l_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T}$
Jw. uproszczone wg wzoru 2 (-)	$\epsilon_+ = \frac{2 \cdot a}{d_0 - a}$	$\epsilon_0 = \pm \frac{a}{d_0}$	$\epsilon_- = - \frac{2 \cdot a}{d_0 + a}$
Jw. uproszczone wg wzoru 3 (-)	$\epsilon_+ = \frac{2 \cdot \beta}{1 - \beta}$	$\epsilon_0 = \pm \beta$	$\epsilon_- = - \frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}$



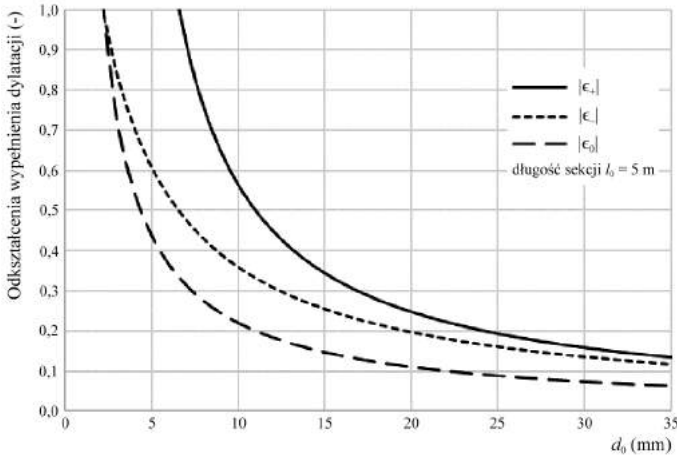
Rys. 2. Zależność wartości bezwzględnych odkształceń ϵ_+ , ϵ_0 , ϵ_- od współczynnika β

Zależność wartości odkształceń ϵ_+ , ϵ_0 , ϵ_- od współczynnika β ilustruje rysunek 2. Wynika z niego, że najwyższe odkształcenia, co do wartości bezwzględnej, możliwe są w przypadku aplikacji wypełnienia w czasie najwyższych temperatur – ϵ_+ (wydłużenie materiału) oraz w przypadku aplikacji w temperaturach minimalnych – ϵ_- (skrócenie materiału), a najmniejsze możliwe odkształcenia (o obu znakach) uzyskuje się w przypadku aplikacji w sytuacji pośredniej temperatury budowlanej – ϵ_0 .

3. Przykład obliczeniowy

Mając wiedzę na temat warunków termicznych pracy budowlanej oraz geometrii okładziny (długość płyt, szerokość szczeliny), można wyznaczyć przewidywane skrajne wartości odkształceń temperaturowych w każdej z trzech sytuacji. Załóżmy długość płyty $l_0 = 5$ m. Niemieckie Stowarzyszenie Producentów Uszczelnień IVD w publikowanych arkuszach informacyjnych zaleca, aby roczną amplitudę temperatury dla budowlanej eksponowanych na środowisko zewnętrzne przyjmować orientacyjnie jako 80°C [IVD 2014a], stąd w prezentowanym modelu $\Delta T = 40^\circ\text{C}$. Na potrzeby analizy przyjęto za [IVD 2014b] przeciętną wartość współczynnika rozszerzalności liniowej betonu $\alpha_T = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Przy takich założeniach jedyną zmienną w modelu pozostaje szerokość dylatacji d_0 odpowiadająca pośredniej temperaturze. Zależności wartości odkształceń ϵ_+ , ϵ_0 , ϵ_- od wymiaru d_0 w opisanym przykładzie przedstawia rysunek 3.

Wykres pokazuje, jak istotny wpływ na przewidywane wartości odkształceń materiału wypełnienia ma szerokość dylatacji d_0 , a także temperatura budowlanej w momencie jego aplikacji. Największe odkształcenie występuje przy aplikacji w skrajnie wysokiej temperaturze (wydłużenie ϵ_+), następnie – w skrajnie niskiej (skrócenie ϵ_-). Aplikacja w temperaturze pośredniej wydaje się być wariantem optymalnym, w którym zmiana geometrii względem



Rys. 3. Zależność wartości bezwzględnych odkształceń ϵ_+ , ϵ_0 , ϵ_- od szerokości dylatacji d_0 przy założonej długości sekcji $l_0 = 5$ m i amplitudzie temperatury $\Delta T = 40^\circ\text{C}$

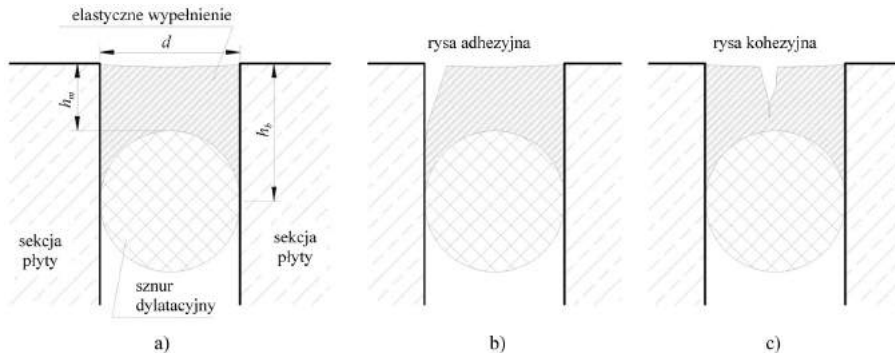
wymiaru początkowego osiąga najniższe wartości bezwzględne (ϵ_0). Należy jednak zwrócić uwagę, że w tej sytuacji materiał doznaje naprzemiennie wydłużenia i skrócenia z pewną amplitudą, inaczej niż w sytuacjach skrajnych. Zakres ruchu szczeliny jest oczywiście niezależny od temperatury aplikacji materiału, czyli taki sam w każdym z wariantów. Mamy więc do czynienia z wyborem pomiędzy odkształceniami o wyższej wartości bezwzględnej, ale jednym dominującym zwrocie lub odkształceniami mniejszymi bądź naprzemiennymi.

Wykonanie szczeliny o odpowiednio dużej szerokości jest kluczowe nie tylko dla uzyskania pełnej swobody odkształceń termicznych płyty betonowej, ale także dla bezpiecznej pracy materiału wypełniającego (por. rys. 3).

4. Wytrzymałość materiału wypełniającego

Materiał uszczelniający aplikowany jest w stanie plastycznym, w takiej postaci dokładnie wypełnia dostępną przestrzeń. Aby ograniczyć głębokość penetracji wypełnienia w głąb dylatacji i nadać mu pożądaną grubość, umieszcza się na całej długości szczeliny wkładkę podtrzymującą (tzw. sznur dylatacyjny). Umożliwia to kontrolowane układanie materiału z uzyskaniem projektowanej i możliwie stałej geometrii przekroju szczeliny, jak zilustrowano to na rysunku 4a.

Materiał wypełnienia, odkształcając się w odpowiedzi na ruchy termiczne dylatacji, przenosi związane z nimi siły podłużne. W przypadku przekroczenia przez naprężenia rozciągające pewnych wartości granicznych następuje zniszczenie wypełnienia. Może ono mieć miejsce na styku ze ścianą płyty betonowej – w wyniku utraty adhezji (rys. 4b i 5), bądź w najślabszym przekroju w środku długości materiału – poprzez utratę kohezji (rys. 4c i 6).



Rys. 4. Typowy przekrój dylatacji z wypełnieniem (a), zniszczenie wypełnienia przez utratę adhezji (b) lub kohezji (c)

Występowanie obu rodzajów zniszczenia można powiązać z właściwościami mechanicznymi materiału wypełniającego oraz geometrią przekroju dylatacji. Niech R_r (N/mm^2) oznacza wytrzymałość na rozciąganie materiału, a R_{pr} (N/mm^2) wytrzymałość na odrywanie go od betonu – wówczas siły rozciągające, niszczące wypełnienie przez utratę kohezji N_r oraz adhezji N_{pr} , można opisać odpowiednio wzorami zestawionymi w tabeli 2. Uszkodzenie dylatacji nastąpi po przekroczeniu niższej z obu sił, co decyduje o wystąpieniu związanego z nią wariantu zniszczenia. Po przekształceniu nierówności otrzymujemy warunki mechaniczno-geometryczne odpowiadające obu mechanizmom zniszczenia (tab. 2).

Tabela 2. Zależności między właściwościami mechanicznymi i geometrią wypełnienia dylatacji, decydujące o mechanizmie jego zniszczenia

Wielkość fizyczna	Zniszczenie przez utratę adhezji	Zniszczenie przez utratę kohezji
Siła niszcząca N_i (N)	$N_{pr} = R_{pr} \cdot h_b \cdot 1 \text{ mm}$ (wyrażona w N)	$N_r = R_r \cdot h_m \cdot 1 \text{ mm}$ (wyrażona w N)
Warunek wystąpienia rodzaju zniszczenia	$N_{pr} < N_r$, stąd: $\frac{R_r}{R_{pr}} > \frac{h_b}{h_m}$ (wielkość bezwymiarowa)	$N_{pr} > N_r$, stąd: $\frac{R_r}{R_{pr}} < \frac{h_b}{h_m}$ (wielkość bezwymiarowa)

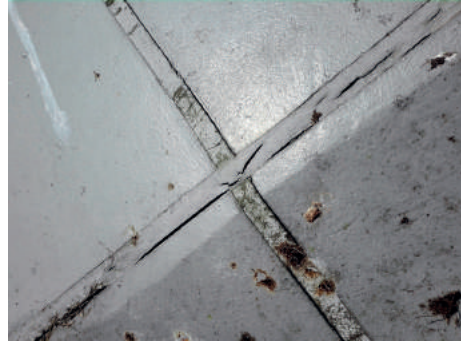
gdzie: h_m – głębokość wypełnienia w środku szerokości (por. rys. 4a); h_b – głębokość wypełnienia na styku ze ścianą dylatacji (por. rys. 4a)

Na drodze rozważań teoretycznych, po ustaleniu w badaniach wytrzymałości i przyczepności materiału wypełnienia, należałoby tak wykonać uszczelnienie dylatacji, aby zachować idealny stosunek jego wymiarów (4). Wtedy możliwe jest jednoczesne wykorzystanie w całości nośności materiału na rozciąganie oraz jego przyczepności do podłoża.

$$\frac{h_b}{h_m} = \frac{R_r}{R_{pr}} \quad (\text{wielkość bezwymiarowa}) \quad (4)$$



Rys. 5. Przykład zniszczenia wypełnienia dylatacji przez utratę adhezji



Rys. 6. Przykład zniszczenia wypełnienia dylatacji przez utratę kohezji

W praktyce istotnymi wymiarami wypełnienia jest jego szerokość d oraz głębokość h_m . Z rysunku 4a wynika zależność geometryczna:

$$h_b = h_m + \frac{d}{2} \quad (\text{wielkość wyrażona w mm}) \quad (5)$$

Stąd warunek (4) można przekształcić jak niżej:

$$\frac{h_m + \frac{d}{2}}{h_m} = 1 + \frac{d}{2 \cdot h_m} = \frac{R_r}{R_{pr}} \quad (\text{wielkość bezwymiarowa}) \quad (6)$$

Ważne jest więc dobranie odpowiedniego stosunku szerokości szczeliny d do głębokości wypełnienia h_m na podstawie badań wytrzymałościowych materiału. Przykładowo, stowarzyszenie IVD podaje zalecaną wartość $h_m:d$ w przedziale 0,8-1,0 [IVD 2014a], jednak podanie optymalnego stosunku w oderwaniu od cech mechanicznych materiału wypełnienia wydaje się błędne.

5. Wybrane wymagania normowe

Istnieje szereg norm regulujących sposoby badania właściwości wypełnień dylatacji oraz specyfikujących wymagania jakie muszą one spełniać. Materiały omawiane w niniejszym referacie klasyfikuje norma [PN-EN ISO 11600:2004], określając je jako kity konstrukcyjne (typ F), elastyczne (E), tj. charakteryzujące się tzw. powrotem elastycznym [PN-EN ISO 7389:2004] równym 40% lub większym. Dostępne klasy kitów elastycznych to 12,5; 20 i 25, przy czym liczba ta oznacza maksymalną amplitudę ruchu wypełnienia (wydłużenie/

skrócenie) wyrażoną w procentach. Klasy kitów 20 i 25 dzieli się ponadto na dwie podklasy w zależności od wartości poprzecznego modułu rozciągającego – LM (niski moduł) oraz HM (wysoki moduł); badanie zgodnie z [PN-EN ISO 8339:2005]. Jako właściwość podstawowa dla kitów traktowana jest jednak wymieniona wcześniej amplituda ruchu, która oznacza odporność materiału na zniszczenie pod wpływem wielokrotnych, naprzemiennych odkształceń. Zgodnie z [PN-EN ISO 9047:2004] badany materiał poddaje się rozciąganiu w temperaturze -20°C , a następnie ścisłaniu w temperaturze 70°C , zadając równą klasie kitu amplitudę odkształceń względem wymiaru początkowego (w 23°C), wynoszącą maksymalnie $\pm 25\%$. Badanie obejmuje cztery cykle naprzemiennych odkształceń, po których próbka kitu nie powinna doznać utraty adhezji lub kohezji na głębokość większą niż 2 mm [PN-EN ISO 11600:2004]. W zależności od klasy kitu bada się także m.in. powrót elastyczny, tj. zdolność materiału do samoczynnego powrotu do pierwotnego wymiaru po nadaniu znacznego odkształcenia, wyrażoną jako stosunek części sprężystej odkształcenia do jego całkowitej wartości. Wymagany powrót elastyczny dla najwyższej klasy kitów 25LM i 25HM, po jednorazowym nadaniu wydłużenia 100%, musi wynosić co najmniej 70% w temperaturze 23°C [PN-EN ISO 11600:2004, PN-EN ISO 7389:2004, PN-EN 15651-1:2017-03]. Określana jest także odporność kitów na ściśnięcie o zadanym odkształceniu równym 20-25% zgodnie z [PN-EN ISO 11432:2005]. Wynik badania obejmuje jednak tylko wartość naprężenia występującego podczas jednorazowego ściśnięcia w temperaturze 23°C , nie przewidując uszkodzenia materiału. W wymienionych badaniach jako podłoże dla kitu zakłada się zaprawę cementową, aluminium lub szkło [ISO 13640:2018]. W omawianym przypadku najbardziej miarodajny wydaje się pierwszy z wymienionych materiałów.

Zgodnie z powyższym opisem, badania kitów nie obejmują typowego wyznaczenia wytrzymałości na rozciąganie lub przyczepności, co wynika prawdopodobnie ze złożonych warunków pracy materiału. W rzeczywistości nadmierne wydłużenie lub skrócenie materiału prowadzi do wystąpienia w części trwałych, plastycznych zmian geometrii i w dłuższym czasie zmęczenia materiału. Oznacza to, że zniszczenie może nastąpić przy działaniu sił o wartościach niższych niż teoretyczne, szczególnie że skrajne rozciąganie ma miejsce w warunkach najniższej rocznej temperatury. Mamy wówczas do czynienia z dodatkowymi niekorzystnymi zjawiskami – zamarzaniem wody w porach i rysach, skróceniem termicznym samego materiału wypełnienia, nieuwzględnionym w przedstawionym modelu obliczeniowym, a także wzrostem jego modułu sprężystości, co wiąże się z większymi siłami przy danym odkształceniu. Oznaczenia normowe koncentrują się więc na dopuszczalnych odkształceniach, przy których materiał nie powinien doznać istotnego uszkodzenia. Odkształcenia cykliczne (maksymalnie 25%) o zmiennym zwrocie badane są w warunkach temperaturowych imitujących rzeczywiste. Natomiast powrót elastyczny przy rozciąganiu (100%) nie jest badany w temperaturze obniżonej, a odporność na ścisłanie (maksymalnie 25%) nie jest badana w temperaturze podniesionej, jak sugerowałyby warunki pracy materiału w budowl.

6. Wnioski praktyczne z analizy

Z przedstawionej analizy wynika, że w celu pełnego i prawidłowego zaprojektowania dylatacji należy uwzględnić następujące czynniki:

1. wymiary oddzielonych dylatacją elementów;
2. szerokość szczeliny dylatacyjnej;
3. współczynnik wydłużalności cieplnej materiału budowlı;
4. zakres temperatury pracy budowlı;
5. cechy mechaniczne materiału wypełnienia;
6. grubość wypełnienia (położenie sznura dylatacyjnego).

Ad 1.

Zgodnie z przedstawionym modelem (tab. 1), większy rozmiar oddzielonych sekcji płyty powoduje wystąpienie większych ruchów termicznych dylatacji, jest więc z tego punktu widzenia niekorzystny. Zwykle rozmiary sekcji wahają się w granicach 2-6 m [IVD 2014a].

Ad 2.

Rozwartość szczeliny dylatacyjnej nie wpływa na zakres ruchów termicznych, jest jednak kluczowa dla wartości odkształceń względnych wypełnienia. Im większa szczelina, tym mniej wyteżony materiał wypełniający. Zalecenia dotyczące jej rozwartości opisują m.in. wytyczne [IVD 2014a] oraz producenci w kartach technicznych wyrobów, zwykle uzależniając je od wymiarów dylatowanych elementów (punkt 1). Typowe szerokości to 10-30 mm.

Ad 3.

Beton cechuje zwykle współczynnik odkształcalności cieplnej o wartości około $10-12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, jego dokładna wielkość zależy jednak m.in. od składu, wieku, sposobu pielęgnacji oraz wilgotności betonu [Kledyński 1986], przez co może zostać precyzyjnie wyznaczona jedynie w badaniach materiału o konkretnej recepturze, warunkach wykonania i użytkowania. Wyższy współczynnik wiąże się z większymi ruchami termicznymi dylatacji.

Ad 4.

Różnica między minimalną a maksymalną temperaturą budowlı w ciągu roku decyduje wprost o zakresie ruchów cieplnych dylatacji. Na ten czynnik wpływu bezpośrednio nie mamy, omawiane budowle wodne są bowiem z natury w pełni eksponowane na warunki środowiskowe. Korzystne jest jednak zabarwienie lub pomalowanie płyt na jasny kolor, najlepiej biały, co pozwala ograniczyć ich maksymalną roczną temperaturę do około 50°C . W przypadku koloru ciemnoszarego lub czarnego wartość ta może osiągnąć nawet 90°C [IVD 2014b]. Temperaturę minimalną przyjmuje się, niezależnie od barwienia, równą -20°C .

Ad 5.

Podstawową cechą materiału wypełnienia jest zdolność do przenoszenia naprzemiennych odkształceń o amplitudzie równej klasie kitu, wyrażonej w procentach [PN-EN ISO 9047:2004]. Jest to najbardziej miarodajny parametr spośród opisanych w normach, dobrze oddający rzeczywiste warunki pracy materiału i do takiej wartości należy ograniczyć termiczne odkształcenia dylatacji o obu zwrotach, co powinno być rozwiązaniem względnie bezpiecznym.

Ad 6.

Zachowanie minimalnej wymaganej grubości wypełnienia dylatacji jest konieczne w celu osiągnięcia odpowiedniej wytrzymałości z uwagi na kohezję i adhezję (por. tab. 2). Teoretycznie istnieje optymalny stosunek głębokości wypełnienia do rozwartości szczeliny (por. (6)). Zależy on od właściwości materiału wypełnienia, w związku z czym najlepiej kierować się wskazaniami producenta dotyczącymi konkretnego wyrobu.

Z punktu widzenia wykonawstwa i utrzymania budowli należy dodatkowo uwzględnić:

7. zachowanie odpowiedniego stanu obiektu;
8. temperaturę budowli w momencie aplikacji wypełnienia.

Ad 7.

W celu zapewnienia trwałości wypełnienia dylatacji, należy płytę ubezpieczenia regularnie czyścić, tak aby nie doszło do zmiany jej barwy na ciemniejszą (patrz p. 4 powyżej) oraz aby ograniczyć negatywny wpływ wzrostu roślin (rys. 7).

Ad 8.

Kwestia temperatury budowli w momencie aplikacji wypełnienia jest podstawowa dla całej przedstawionej analizy. Producenci zwykle podają zalecane warunki aplikacji, ograniczając maksymalną temperaturę do około 40-50°C, kierując się prawdopodobnie jej wpływem na właściwości materiału wypełnienia. Nie poruszany jest dostatecznie temat wymiarów sekcji oraz szerokości szczelin dylatacyjnych, a te mają zmieniają się wraz z temperaturą. W przytoczonym wcześniej przykładzie obliczeniowym (rys. 3) różnica rozwartości szczeliny w skrajnych temperaturach wynosi 4,4 mm, co jest nie bez znaczenia, gdy zalecane szerokości dylatacji to 20-25 mm [IVD 2014a]. Pełna informacja o wymiarze szczeliny powinna więc zawierać wynik pomiaru szerokości wraz z temperaturą budowli w momencie pomiaru, bądź określać minimalną wartość szerokości, zapewnioną nawet w skrajnie wysokiej temperaturze. W przeciwnym wypadku może dojść do sytuacji, gdy do analizy przyjęta zostanie rozwartość dylatacji w temperaturze pośredniej, a aplikacja wykonana zostanie w temperaturze wyższej, tj. przy znacznie niższej faktycznej szerokości dylatacji. Bardzo łatwo wówczas o przekroczenie dopuszczalnych odkształceń względnych przy rozciąganiu materiału (por. rys. 3) i w efekcie o obniżenie jego trwałości.

W opisanym kontekście ważne jest pytanie: Jaka jest optymalna temperatura budowli w momencie aplikacji wypełnienia, zapewniająca kitowi najbardziej korzystne warunki pracy (największą trwałość)? Przyjmując jako punkt wyjścia stan normalizacji oraz wytyczne techniczne dotyczące materiałów uszczelniających, głównym kryterium zdaje się ograniczenie ekstremalnych odkształceń kitu do wartości wynikającej z klasy materiału, niezależnie od ich zwrotu. Na podstawie przedstawionego w referacie modelu, zaleca się więc aplikację kitów w temperaturze jak najbardziej zbliżonej do temperatury pośredniej, tj. około 20°C. Zapewnia to zrównoważoną pracę kitu, a więc. występowanie równych co do wartości bezwzględnej ekstremalnych odkształceń przy rozciąganiu oraz ściskaniu. Każda różnica względem tej temperatury wiąże się z występowaniem odkształceń o wyższej wartości w którejś ze skrajnych temperatur T_- lub T_+ . W celu ograniczenia odkształceń kitu do wartości dopuszczalnej, pomimo jego aplikacji w temperaturze innej niż T_0 , niezbędna jest względnie wyższa rozwarłość dylatacji. Ilustruje to tabela 3, w której przedstawione są przykładowe minimalne szerokości dylatacji d_0 , mierzone w temperaturze pośredniej T_0 , wyznaczone na podstawie omawianego modelu, w zależności m.in. od temperatury aplikacji wypełnienia. Sprawdzenia czy warunki pracy materiału aplikowanego w temperaturze T_{apl} odpowiadają jego klasie, np. na etapie projektowania, można dokonać przy użyciu nierówności opisanej wzorem (7a). Przekształcona zależność (7b) może natomiast, np. w sytuacji remontowej, służyć do oceny czy rozwarłość dylatacji d_0 jest wystarczająca. W przeciwnym wypadku szczelina wymagałaby poszerzenia.

$$\frac{\alpha \cdot l \cdot \max(T_{apl} - T_-, T_+ - T_{apl})}{d_0 - \alpha \cdot l \cdot (T_{apl} - T_0)} \leq \frac{K}{100} \quad (7a)$$

$$\alpha \cdot l \cdot \left(\frac{100}{K} \cdot \max(T_{apl} - T_-, T_+ - T_{apl}) + T_{apl} - T_0 \right) \leq d_0 \quad (7b)$$

gdzie: K – klasa kitu (-); T_{apl} – temperatura aplikacji kitu, mieszcząca się w przedziale od T_- do T_+ (°C).

Jeżeli nierówność jest prawdziwa, oznacza to spełnienie warunku ograniczenia odkształceń adekwatnie do klasy kitu. Jednak nie zmienia to faktu, że aplikacja w temperaturze innej niż pośrednia stanowi rozwiązanie nieoptymalne, skutkujące występowaniem względnie większych odkształceń kitu na tej samej budowli i w tych samych warunkach pracy.

Analizę pracy wypełnionej dylatacji można rozwinąć przez uwzględnienie, obok kryterium maksymalnych dopuszczalnych odkształceń kitu, także ich zwrotu. Zniszczenie materiału następuje bowiem, w teorii, po przekroczeniu pewnej granicznej wartości naprężeń przy rozciąganiu, natomiast podczas ściskania elastyczny kit ugina się i wybacza, nie doprowadzając do utraty kohezji czy adhezji. Przy takim założeniu aplikacja materiału w temperaturze podniesionej względem T_0 stanowi rozwiązanie tym bardziej niekorzystne, gdyż skutkuje występowaniem skrajnie wysokich odkształceń przy rozciąganiu w warunkach najniższych

Tabela 3. Minimalne rozwarości szczelin dylatacyjnych ustalone w zależności od rozmiarów płyty, klasy kitu wypełniającego oraz temperatury aplikacji; założenia: wahania temperatury budowli $T_- = -20^{\circ}\text{C}$, $T_0 = 20^{\circ}\text{C}$, $T_+ = 60^{\circ}\text{C}$, dopuszczalny zakres temperatur z uwagi na obróbkę materiału $T_{min} = 5^{\circ}\text{C}$, $T_{max} = 50^{\circ}\text{C}$, współczynnik rozszerzalności cieplnej betonu $\alpha_T = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

Rozmiar płyty (m)	Minimalna wymagana rozwarość dylatacji d_0 (mierzona w temperaturze pośredniej T_0), zaokrąglona w górę do pełnych mm					
	Kity klasy 25 aplikowane w temperaturze:			Kity klasy 12,5 aplikowane w temperaturze:		
	T_{min}	T_0	T_{max}	T_{min}	T_0	T_{max}
1,0	3	2	4	5	4	7
2,0	5	4	7	10	8	13
3,0	7	6	11	15	11	20
4,0	10	8	14	19	15	26
5,0	12	9	18	24	18	33
6,0	14	11	21	29	22	39

Uwaga: w praktyce nie zaleca się stosowania szczelin mniejszych niż 10 mm, ze względu na trudność wypełnienia i obróbki kitu

rocznych temperatur, jak również wydłużeniem czasu trwania rozciągania w ciągu roku, przy krótszym sumarycznym czasie występowania ściskania. Zupełnie odwrotnie można scharakteryzować sytuację kitu aplikowanego w temperaturze obniżonej względem pośredniej. Wówczas wprowadzie wartość bezwzględna ekstremalnych odkształceń wzrasta, jednak występuje ona podczas ściskania w warunkach najwyższej rocznej temperatury. Odkształcenia przy rozciąganiu osiągają natomiast w tym wariantcie niższą wartość ekstremalną oraz krótszy czas sumarycznego trwania w ciągu roku, przez co kity są narażone na zniszczenie podczas rozciągania w dużo mniejszym stopniu.

Poszukiwanie optymalnej temperatury aplikacji uszczelnienia warto więc ukierunkować na temperatury obniżone, ale jeszcze dopuszczalne ze względu na obróbkę materiału wypełniającego.

7. Ograniczenia modelu i kierunki dalszych analiz

Należy zwrócić uwagę na szereg czynników nieuwzględnionych w przedstawionej analizie i rozważaniach, nieobecnych także w przywołanych normach, a wpływających na trwałość wypełnienia dylatacji płyt ubezpieczenia skarp budowli wodnych. Można wśród nich wymienić wietrzenie na skutek działania promieni UV i wody, ścieranie, działanie żywych organizmów, szczególnie roślin (rys. 7), zamarzanie wody w rysach i porach. Oprócz tego możliwe są oczywiście niekorzystne odchylenia od założeń przyjętych w modelu matematycznym, na przykład w miejscach przecięcia szczelin dylatacyjnych (rys. 8).



Rys. 7. Rozwój roślinności w rysach wypełnienia dylatacji



Rys. 8. Przekięcie szczelin dylatacyjnych, widoczne rysy kohezyjne i adhezyjne

Dalsze studia tematu powinny uwzględniać m.in. następujące zagadnienia:

- Jaka jest faktyczna odporność kitów na ściskanie w warunkach podwyższonej temperatury?
- Przekroczenie jakiej granicznej wartości odkształceń przy ściskaniu skutkuje wystąpieniem trwałych zmian geometrii kitu, wybrzuszeń i przewężeń, które w efekcie obniżają jego trwałość?
- Jak przyczepność materiału do ścian dylatacji zależy od temperatury jego aplikacji?
- Czy aplikacja kitu w czasie, gdy szczelina jest rozszerzona doprowadza do zwiększenia jego trwałości w stopniu, który wynagradzałby wydatek związany ze zwiększonym zużyciem materiału?

8. Podsumowanie

Przedstawione analizy i rozważania mają na celu zwrócenie większej uwagi projektantów i wykonawców na z pozoru banalne zagadnienie wypełniania szczelin dylatacyjnych materiałami elastycznymi. W przypadku budowli wodnych nabiera ono jednak większego znaczenia ze względu na warunki wykonania, jak i późniejszej pracy w ekstremalnych okolicznościach. Powinno to skłaniać do głębszych przemyśleń i określenia najkorzystniejszych, być może bardziej rygorystycznych, wymagań i warunków realizacji, lepiej dostosowanych do warunków miejscowych i oczekiwań inwestora.

Literatura

- ISO 13640:2018, Buildings and civil engineering works – Sealants – Specifications for test substrates, ISO, 5 s.
- IVD, 2014a, IVD-Merkblatt Nr. 1, Abdichtung von Bodenfugen mit elastischen Dichtstoffen, 34 s.
- IVD, 2014b, IVD-Merkblatt Nr. 27 Abdichten von Anschluss- und Bewegungsfugen an der Fassade mit spritzbaren Dichtstoffen, 43 s.
- Kledyński Z., 1986, Odkształcalność cieplna betonu i jego składników, Inżynieria i Budownictwo, 2, 60-63
- PN-EN ISO 11600:2004, Konstrukcje budowlane – Wyroby do uszczelniania – Klasyfikacja i wymagania dotyczące kitów, PKN, 12 s.
- PN-EN ISO 7389:2004, Konstrukcje budowlane – Wyroby do uszczelniania – Określanie powrotu elastycznego kitów, PKN, 10 s.
- PN-EN ISO 9047:2004, Konstrukcje budowlane – Wyroby do uszczelniania – Określanie właściwości adhezji/kohezji kitów w zmiennych temperaturach, PKN, 10 s.
- PN-EN ISO 11432:2005, Konstrukcje budowlane – Kity – Określanie odporności na ściskanie, PKN, 7 s.
- PN-EN ISO 8339:2005, Konstrukcje budowlane – Wyroby do uszczelniania – Kity – Określanie właściwości mechanicznych przy rozciąganiu, PKN, 8 s.
- PN-EN 15651-1:2017-03, Kity niestrukturalne stosowane w złączach budynków i przejściach dla pieszych – Część 1: Kity do elementów fasad, PKN, 24 s.

Wpływ dodatku popiołu z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych na wybrane właściwości zawiesin twardniejących

The influence of addition fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge on selected hardening slurries properties

Łukasz SZAREK

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Zawiesina twardniejąca to mieszanina wody, spoiwa, materiału ilastego oraz – w zależności od przeznaczenia – innych składników, stosowana przy realizacji konstrukcji budowlanych w podłożu gruntowym. W budownictwie hydrotechnicznym jest wykorzystywana do wykonania przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych, w nasypach i podłożu zapór wodnych oraz do uszczelniania składowisk odpadów. Głównymi parametrami określającymi przydatność wykorzystania zawiesiny twardniejącej w przesłonach przeciwfiltracyjnych są: gęstość objętościowa, lepkość umowna, odstój dobowy, wytrzymałość strukturalna, wytrzymałość na ściskanie oraz współczynnik filtracji. W składzie zawiesin twardniejących z powodzeniem stosuje się uboczne produkty spalania węgla, dzięki czemu materiał ten wpisuje się w ideę gospodarki o obiegu zamkniętym. W związku z powyższym, podjęto próbę wykorzystania w zawieszynie twardniejącej nowego, zyskującego na znaczeniu, rodzaju ubocznego produktu spalania, jaki stanowi popiół lotny z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych (TPKOŚ). Badania miały na celu określenie wpływu dodatku popiołu z TPKOŚ na wybrane właściwości zawiesin twardniejących oraz skomponowanie na jego bazie receptury, która spełni wymagania stawiane zawiesinom twardniejącym stosowanym do przesłon przeciwfiltracyjnych.

1. Wprowadzenie

Zawiesina twardniejąca stanowi mieszaninę wody, spoiwa i materiałów ilastych (najczęściej bentonitu) oraz w zależności od potrzeb innych składników – często ubocznych produktów spalania węgla (UPS), mających zastosowanie przy wykonywaniu konstrukcji

budowlanych w podłożu gruntowym. Falaciński [2006] zaproponował ogólną definicję zawiesiny twardniejącej, wyróżniającą jej cechy:

- przeważająca objętościowo zawartość wody;
- obecność składnika nadającego właściwości tiksotropowe;
- zdolność do przechodzenia z postaci płynnej w ciało stałe;
- stawianie wymagań technologicznych wobec materiału w fazie płynnej, które są istotne zarówno z punktu widzenia przeznaczenia konstrukcji, jak również sposobu jej wykonania.

W praktyce inżynierskiej zawiesiny twardniejące wykorzystuje się głównie przy posadowieniu budowli podziemnych (lub jej elementów) oraz do uszczelniania podłoża gruntowego, a szczególnie do wykonywania przesłon przeciwifiltracyjnych w celu ograniczenia przepływu wody w gruncie. Przesłony przeciwifiltracyjne stosuje się w nasypach i podłożu zapór wodnych oraz wałach rzecznych w celu zabezpieczenia wykopów przed napływem wód gruntowych, jak również do uszczelniania składowisk odpadów (przeciwdziałanie przedostawaniu się zanieczyszczeń do gruntu i wód gruntowych).

Właściwości zawiesin twardniejących można rozpatrywać w dwóch ujęciach:

- właściwości zawiesiny w stanie płynnym (tzw. właściwości technologiczne);
- właściwości zawiesiny po jej stwardnieniu (tzw. właściwości użytkowe).

W pierwszym przypadku zależą one od przeznaczenia i technologii wbudowywania. W drugim natomiast od rodzaju wykonywanej konstrukcji [Kledyński, Rafalski 2009].

W wypadku stosowania w przesłonach przeciwifiltracyjnych wałów przeciwpowodziowych zawiesin twardniejących, na podstawie doświadczeń krajowych, opracowano metody: wglębnego mieszania (Deep Soil Mixing – DSM), wibracyjną (Wibracyjnie Iniektowana Przesłona Szczelinowa – WIPS) lub szczelinową (wykopu wąsko przestrzennego) – konkretne wymagania wraz z opisem oznaczania zawiera tabela 1.

Metoda termicznego przekształcania jest szeroko stosowanym rozwiązaniem służącym zagospodarowaniu osadów ściekowych w krajach wysoko rozwiniętych. Z danych archiwalnych wynika, iż przed 2005 r. w Japonii 55% wytwarzanych rocznie osadów poddano tej właśnie procedurze; w Danii i Kanadzie ponad 40%, a w Stanach Zjednoczonych, Szwajcarii, Niemczech, Francji oraz Austrii ponad 30% [Rećko 2005]. W Polsce od 1 stycznia 2016 r. obowiązuje zakaz składowania komunalnych osadów ściekowych na składowiskach odpadów innych niż niebezpieczne i obojętne [Dz.U. 2015, poz. 1277]. W związku z czym obserwuje się stały wzrost popularności ich termicznego przekształcania – z ok. 3,7% całości wyprodukowanego w 2010 r. odpadu do 17,8% w roku 2016 [GUS 2017].

Termiczne przekształcanie komunalnych osadów ściekowych (TPKOŚ) rodzi jednak problem zagospodarowania, powstających w wyniku tego procesu, popiołów. Popiół lotny z TPKOŚ charakteryzuje się specyficznymi właściwościami, niespotykanymi wśród innych tego typu odpadów powstałych w wyniku spalania węgla. Cechy te, m.in. wysoka wodożądność i niska aktywność [Szarek, Wojtkowska 2018] oraz występowanie faz, w skład których wchodzi fosfor [Wzorek 2008; Łukawska 2014], powodują trudności w wykorzystaniu

Tabela 1. Wybrane parametry zawiesin twardniejących stosowanych do wykonywania przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych [opracowanie własne na podstawie Borys, Rycharska 2006; Borys 2012]

Właściwość	Jednostka	Wartość	Metoda oznaczania
Właściwości w stanie płynnym			
Gęstość objętościowa:	g/cm ³		BN-90/1785-01
a) metoda szczelinowa		1,15-1,40	
b) metoda wgłębnego mieszania (DSM)		1,30-1,50	
c) metoda wibracyjna (WIPS)		1,50-1,60	
Lepkość umowna (czas wypływu z lejka Marsha)	s	≤ 50	BN-90/1785-01
Odstój dobowy wody	%	≤ 4,0	PN-85/G-02320
Wytrzymałość strukturalna po 10 min.	Pa	1,4-10,0	BN-90/1785-01
Właściwości po stwardnieniu po 28 dniach dojrzewania			
Wytrzymałość na ściskanie dojrzewania	MPa	0,5-2,0	PN-EN 12390-3 2011
Współczynnik filtracji <i>k</i>	m/s	≤ 10 ⁻⁸	Metody laboratoryjne jak dla gruntów spoistych

popiołu w technologii betonu, czy szerzej rozumianym budownictwie, w formie surowej, niepodnoszącej ceny materiału. Dodatkowy czynnik ryzyka może stanowić podwyższona zawartość niektórych metali ciężkich w popiele [Szarek 2019].

W myśl idei Gospodarki o Obiegu Zamkniętym (GOZ) konieczne staje się znalezienie sposobów zagospodarowania popiołu z TPKOŚ, tak aby mógł on stanowić pełnowartościowy produkt i przestał być traktowany jako odpad. W pracy przedstawiono wyniki badań nad wykorzystaniem popiołu z TPKOŚ w zawiesinach twardniejących (w szczególności o przeznaczeniu na przesłony przeciwfiltracyjne), w których od dawna z powodzeniem stosuje się inne UPS [Kledyński, Rafalski 2009].

2. Przedmiot badań

Do analiz wykorzystano próbki pochodzące z dwudziestu czterech receptur zawiesiny twardniejącej (tab. 2). Składy zawiesin zostały dobrane doświadczalnie.

Wykorzystany w eksperymencie popiół lotny z TPKOŚ pochodził z oczyszczalni ścieków komunalnych Czajka, należącej do Miejskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji miasta stołecznego Warszawa, gdzie proces termicznego przekształcania osadów ściekowych¹ realizowany jest w specjalnym bloku w technologii Pyrofluid™. Wybrane właściwości chemiczne i fizyczne popiołu przedstawiono w tabeli 3.

¹ <https://www.mpwik.com.pl/view/termiczne-przekształcanie-osadow> (10.07.2019)

Tabela 2. Skład zawiesiny twardniejącej na 1000 dm³ wody

Receptura	Bentonit sodowy CETCO	Popiół lotny z TPKOŚ	Cement CEM I 32,5R	w/c**	w/s***
	(kg/1000 dm ³ wody)*				
T1	30	250	200	5	2,1
T2	30	300	200	5	1,9
T3	30	200	250	4	2,1
T4	30	250	250	4	1,9
T5	30	200	300	3,3	1,9
T6	30	200	200	5	2,3
T7	30	250	300	3,3	1,7
T8	30	300	250	4	1,7
T9	25	125	450	2,2	1,7
T10	25	100	450	2,2	1,7
T11	30	100	375	2,7	2
T12	20	250	200	5	2,1
T13	20	300	300	3,3	1,6
T14	20	250	250	4	1,9
T15	20	200	400	2,5	1,6
T16	27,5	50	400	2,5	2,1
T17	27,5	50	425	2,4	2
T18	20	250	300	3,3	1,8
T19	20	250	350	2,9	1,6
T20	30	200	350	2,9	1,7
T21	20	250	400	2,5	1,5
T22	25	200	375	2,7	1,7
T23	25	200	350	2,9	1,7
T24	30	100	400	2,5	1,9

* sposób przedstawienia składu zawiesiny twardniejącej wynika z przyjętej formy analizy statystycznej wyników

** stosunek masowy zawartości wody zarobowej do cementu

*** stosunek masowy zawartości wody zarobowej do suchych składników

3. Metodyka wykonanych badań

Skomponowane receptury zawiesiny twardniejącej przebadano pod kątem wykorzystania jej w przesłonach przeciwfiltracyjnych stosowanych w wałach przeciwpowodziowych (tab. 1). Badano właściwości technologiczne (w stanie płynnym), jak i użytkowe (po stwardnieniu). W stanie płynnym oznaczono:

Tabela 3. Wybrane właściwości chemiczne oraz fizyczne popiołu z TPKOŚ
[opracowanie własne na podstawie Szarek, Wojtkowska 2018]

Skład chemiczny/właściwości chemiczne	(% masy)
Chlorki	0,038 ±0,003
Siarczany	2,78 ±0,18
Tlenek wapnia	13,2 ±1,8
Wolny tlenek wapnia	0,12 ±0,01
Reaktywny tlenek wapnia	10,5 ±2,0
Reaktywny tlenek krzemu	9,1 ±0,9
Całkowita zawartość ditlenku krzemu	36,4 ±1,2
Zawartość tlenu glinu	18,1 ±0,3
Zawartość tlenu żelaza	5,7 ±0,3
Zawartość sumy tlenków (SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃)	60,2 ±1,3
Całkowita zawartość alkaliów	4,20 ±0,12
Tlenek magnezu	4,15 ±0,26
Fosforany	5,50 ±1,02 mg/kg
Strata prażenia	2,09 ±0,07
Miałkość	62,5 ±4,0
Staość objętości	0,1 ±0,1 mm
Wskaźnik aktywności po dwudziestu ośmiu dniach	54,0 ±3,4%
Początek wiązania*	2,03
Wodożądność	129 ±1%
Gęstość	2263,7 ±154,2 Mg/m ³
Powierzchnia właściwa wg Blaine'a	2860 ±80 cm ² /g

* wielokrotność czasu wiązania próbki referencyjnej (200 minut)

- gęstość objętościową, przy użyciu wagi typu Baroid'a [BN-90/1785-01];
- lepkość umowną, przy użyciu wiskozymetru wypływowego (lejek Marsha) [BN-90/1785-01];
- odstój dobowy wody wg [PN-85/G-02320];
- wytrzymałość strukturalną za pomocą szpirometru, po 10 min. odstoju [BN-90/1785-01].

Po dwudziestu ośmiu dniach dojrzewania zawiesiny twardniejącej w wodzie wodociągowej badano:

- wytrzymałość na ściskanie wg [PN-EN 12390-3:2011];
- przewodność hydrauliczną k_{10} (współczynnik filtracji) zawiesin twardniejących (w temperaturze wody +10°C), przy zmiennym gradiencie hydraulicznym.

Analizę statystyczną wykonano w programie STATISTICA v13. Przedstawiono tablice korelacji Pearsona między zmiennymi niezależnymi (zawartość bentonitu, popiołu i cementu) a zmiennymi zależnymi (gęstość objętościowa w stanie płynnym, lepkość umowna, wytrzyma-

małość strukturalna po 10 min., odstój dobowy, wytrzymałość na ściskanie, przewodność hydrauliczna k_{10}). Tam gdzie było to możliwe, skonstruowano modele regresji wielorakiej, zamieszczono tablice korelacji cząstkowych i semicząstkowych. Ponadto wykreślono plany warstwiczne dla modeli regresji wielorakiej (dopasowanie Metodą Najmniejszych Kwadratów). W przypadku zbyt silnego wpływu współliniowości zmiennych niezależnych (zawartości cementu i popiołu), na podstawie obliczonych statystyk, zaproponowano modele regresji liniowej, gdzie jako zmienne objaśniające wykorzystano zmienne niezależne, istotnie korelujące z rozpatrywanymi cechami zawieszin twardniejących. Ponadto dla niektórych zmiennych przedstawiono wykresy rozrzutu.

4. Wyniki badań

W tabeli 4 przedstawiono wyniki badań dwudziestu czterech receptur zawiesziny twardniejącej.

5. Analiza wyników badań

Porównując otrzymane wyniki badań zawiesziny twardniejącej (tab. 4) z wymaganiami stawianymi zawieszinom stosowanym do przesłon przeciwfiltracyjnych (tab. 1), można stwierdzić, że tylko jedna z dwudziestu czterech skomponowanych receptur spełniła je wszystkie (T10). Receptury T9 i T24 nieznacznie przekroczyły dopuszczalną wartość lepkości umownej (odpowiednio o 4% i 9%), co może skutkować zwiększonym kosztem pompowania zawiesziny na budowie, jednak nie powinno wpływać negatywnie na jej pracę w przesłonie.

W dalszej części pracy skupiono się na wpływie poszczególnych składników zawiesziny twardniejącej na jej właściwości technologiczne i użytkowe. W tabelach 5, 6 i 7 przedstawiono wyniki analizy statystycznej przeprowadzonych badań.

5.1. Gęstość objętościowa w stanie ciekłym

Analiza wyników (tab. 4) wskazuje na istotną dodatnią korelację Pearsona między gęstością objętościową w stanie ciekłym zawiesziny twardniejącej a zawartością w jej składzie cementu. Pozostałe dwie zmienne niezależne nie wykazują skorelowania ze zmienną zależną (tab. 5). Współczynnik korelacji liniowej ($r = 0,700$) pomiędzy dwoma zmiennymi niezależnymi – cementem a popiołem – jest mniejszy, co do wartości bezwzględnej, od współczynnika korelacji między nimi a zmienną zależną, w związku z czym został spełniony warunek nieliniowości zmiennych niezależnych i można zbudować model regresji wielorakiej [Stanisz

Tabela 4. Wyniki badań zawiesiny twardniejącej

Receptura	Gęstość objętościowa	Lepkość umowna	Odstój dobowy	Wytrzymałość strukturalna po 10 min.	Wytrzymałość na ściskanie	Przewodność hydrauliczna k_{10}
	(kg/m^3)	(s)	(%)	(Pa)	(MPa)	(m/s)
T1	1,25	46,5	4,5	2,3	0,1	$4,6 \cdot 10^{-7}$
T2	1,27	56,4	2,0	2,9	0,1	$2,4 \cdot 10^{-7}$
T3	1,25	44,6	5,0	1,8	0,4	$7,8 \cdot 10^{-8}$
T4	1,27	56,1	2,0	4,8	0,3	$8,9 \cdot 10^{-8}$
T5	1,28	54,2	3,0	3,4	0,5	$6,7 \cdot 10^{-8}$
T6	1,22	44,7	5,0	2,0	0,2	$1,7 \cdot 10^{-7}$
T7	1,31	63,9	1,5	5,3	0,6	$2,0 \cdot 10^{-8}$
T8	1,29	65,6	1,0	5,8	0,2	$1,4 \cdot 10^{-7}$
T9**	1,33	52,0	4,0	3,4	1,6	$5,0 \cdot 10^{-9}$
T10*	1,30	46,0	4,0	1,7	1,4	$1,0 \cdot 10^{-8}$
T11	1,29	67,5	2,0	3,8	1,0	$2,1 \cdot 10^{-8}$
T12	1,25	38,0	11,5	1,9	0,1	$4,0 \cdot 10^{-7}$
T13	1,31	47,4	5,0	2,4	0,4	$4,6 \cdot 10^{-8}$
T14	1,26	40,2	11,0	1,8	0,2	$1,3 \cdot 10^{-7}$
T15	1,33	44,9	6,0	2,3	1,0	$1,7 \cdot 10^{-8}$
T16	1,27	46,2	3,5	3,6	1,0	$2,2 \cdot 10^{-8}$
T17	1,28	46,5	3,0	2,0	1,2	$2,3 \cdot 10^{-8}$
T18	1,29	43,3	7,0	2,3	0,5	$4,7 \cdot 10^{-8}$
T19	1,31	48,4	4,5	2,9	0,7	$3,5 \cdot 10^{-8}$
T20	1,31	59,0	1,5	5,3	0,8	$2,5 \cdot 10^{-8}$
T21	1,34	56,4	4,0	3,6	0,8	$2,1 \cdot 10^{-8}$
T22	1,31	49,7	3,5	2,3	0,7	$1,5 \cdot 10^{-8}$
T23	1,30	49,2	4,5	4,8	0,5	$3,9 \cdot 10^{-8}$
T24**	1,30	54,3	1,5	6,0	1,1	$8,4 \cdot 10^{-9}$

* spełnione wszystkie wymagania stawiane zawiesinom twardniejącym do przesłon przeciwfiltracyjnych (tab. 1)

** nieznacznie przekroczona wartość jednego parametru (tab. 1)

2007]. Jednak z uwagi na wartości obliczonych statystyk (min. standaryzowany współczynnik regresji Beta oraz skorygowany współczynnik determinacji regresji wielorakiej (R^2)), skonstruowano model regresji oparty na jedynie dwóch zmiennych niezależnych – cemencie i bentonicie, który wyjaśnia ok. 53% wariancji rozpatrywanej cechy (tab. 6). Pomimo, iż parametr modelu dla bentonitu nie jest istotny, to zdecydowano się nie usuwać tej zmiennej z modelu,

Tabela 5. Macierz korelacji liniowych między zmiennymi niezależnymi a zmiennymi zależnymi

Zmienne niezależne				Zmienne zależne					
	Bentonit	Popiół z TPKOŚ	Cement	Gęstość objętościowa	Lepkość umowna	Odstój dobowy	Wytrzymałość strukturalna po 10 min.	Wytrzymałość na ściskanie	Przewodność hydrauliczna k_{10}
Bentonit	1,000	-0,235	-0,194	-0,358	0,552*	-0,706	0,461	-0,099	0,079
Popiół z TPKOŚ	-0,235	1,000	-0,700	-0,039	0,054	0,210	0,008	-0,780	0,426
Cement	-0,194	-0,700	1,000	0,722	0,115	-0,283	0,129	0,954	-0,763

* na czerwono zaznaczono istotne współczynniki korelacji liniowej Pearsona

Tabela 6. Analiza regresji

	Gęstość objętościowa	Lepkość umowna	Odstój dobowy	Wytrzymałość strukturalna po 10 min.	Wytrzymałość na ściskanie	Przewodność hydrauliczna k_{10}
Wyraz wolny	1,24876*	25,139	15,431	-0,524	-0,4544	4,47·10⁻⁷
Bentonit	-0,00153	0,988	-0,432	0,146	-	-
Popiół z TPKOŚ	-	-	-	-	-0,0012	-
Cement	0,00024	-	-	-	0,0042	-1,11·10⁻⁹
Wartość błędu standardowego estymacji	0,02017	6,643	1,931	1,246	0,115	7,99·10 ⁻⁸
R^2	0,571	0,305	0,498	0,213	0,929	0,582
R^2 skorygowane	0,530	-	-	-	0,935	-

* na czerwono zaznaczono istotne parametry równania regresji

ze względu na jej pozytywny wpływ na skorygowany R^2 . Z analizy wynika, że najsilniejszy wpływ na gęstość objętościową zawiesiny twardniejącej ma cement (odpowiada za ok. 44% zmienności cechy), co potwierdza układ izolinii na wykresie warstwicyowym (rys. 1).

5.2. Lepkość umowna

Lepkość umowna wykazuje istotną korelację liniową (dodatnią) jedynie z zawartością bentonitu w zawieszynie twardniejącej, nie stwierdzono istotnego jej związku z pozostałymi zmiennymi niezależnymi (tab. 5). Z uwagi na istotne skorelowanie zawartości cementu z zawartością popiołu, nie ma możliwości skonstruowania modelu regresji wielorakiej. Wykorzystano model regresji liniowej jednej zmiennej objaśniającej (bentonitu), wyjaśniający ok. 30% zmienności analizowanej cechy (tab. 6).

Tabela 7. Macierz korelacji cząstkowych i semicząstkowych między zmiennymi niezależnymi a zmiennymi zależnymi

	Gęstość objętościowa	Lepkość umowna	Odstój dobowy	Wytrzymałość strukturalna po 10 min.	Wytrzymałość na ściskanie	Przewodność hydrauliczna k_{10}
Korelacje cząstkowe						
Bentonit	-0,322	-	-	-	-	-
Popiół z TPKOŚ	-	-	-	-	-0,522*	-
Cement	0,713	-	-	-	0,913216	-
Korelacje semicząstkowe						
Bentonit	-0,223	-	-	-	-	-
Popiół z TPKOŚ	-	-	-	-	-0,156	-
Cement	0,665	-	-	-	0,572	-

* na czerwono zaznaczono istotne współczynniki korelacji

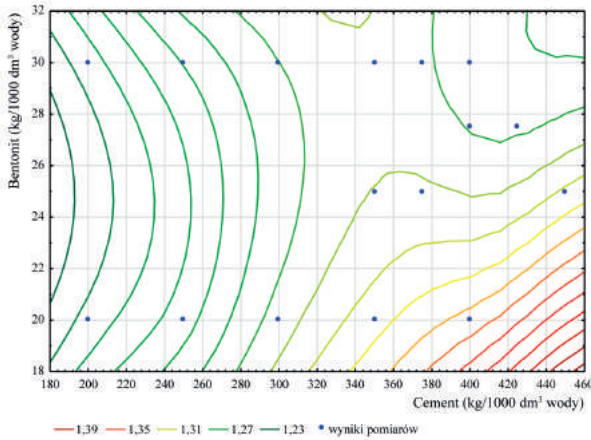
W tabeli przedstawiono wartości korelacji cząstkowej i semicząstkowej tylko w przypadku, gdy model regresji uwzględniał udział co najmniej dwóch zmiennych objaśniających

5.3. Odstój dobowy

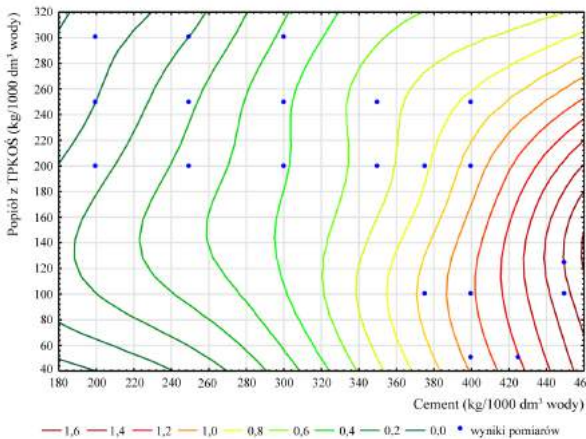
Analiza statystyczna wyników wskazuje na istotną ujemną korelację liniową odstoju dobowego zawiesiny twardniejącej z zawartością bentonitu (tab. 5). Zaobserwowano brak korelacji odstoju z zawartością cementu i zawartością popiołu. Ze względu na wartość współczynnika Pearsona między dwoma zmiennymi niezależnymi (cement i popiół), przewyższającą wartości współczynników korelacji między nimi a odstojem dobowym, nie ma możliwości skonstruowania modelu regresji wielorakiej. Zastosowano model regresji liniowej jednej zmiennej objaśniającej (bentonit), wyjaśniający ok. 50% wariancji zmiennej zależnej (tab. 6).

5.4. Wytrzymałość strukturalna po 10 minutach

Analogicznie do pozostałych płynnych parametrów zawiesiny twardniejącej (z wyjątkiem gęstości objętościowej), analiza współczynników korelacji liniowej (tab. 5) wskazuje na istotną (dodatnią) zależność wytrzymałości strukturalnej płynnej zawiesiny twardniejącej jedynie z zawartością bentonitu oraz brak korelacji z pozostałymi zmiennymi niezależnymi. Ze względu na silną współliniowość zawartości cementu i popiołu, nie ma możliwości skonstruowania modelu regresji wielorakiej. Zastosowano model regresji liniowej jednej zmiennej objaśniającej (bentonitu), wyjaśniający ok. 21% zmienności badanej cechy (tab. 6).



Rys. 1. Wykres warstwiczny wpływu dodatku bentonitu i cementu na gęstość objętościową zawiesiny w stanie płynnym



Rys. 2. Wykres warstwiczny wpływu dodatku popiołu z TPKOŚ i cementu na wytrzymałość na ściskanie zawiesiny twardniejącej

5.5. Wytrzymałość na ściskanie

Analiza współczynników korelacji liniowej (tab. 5) wskazuje na istotną zależność wytrzymałości na ściskanie zawiesiny twardniejącej od zawartości cementu ($r = 0,954$) i popiołu z TPKOŚ ($r = -0,780$). Współczynnik korelacji Pearsona pomiędzy dwoma rozpatrywanymi zmiennymi niezależnymi ($r = 0,700$) jest mniejszy, co do wartości bezwzględnej, od współczynników korelacji między nimi a zmienną zależną, w związku z czym został spełniony warunek nieliniowości zmiennych niezależnych i można zbudować model regresji wielorakiej [Stanisz 2007]. Na podstawie otrzymanych wartości standaryzowanego współczynnika regresji Beta, a także korelacji liniowej, cząstkowej i semicząstkowej zmiennych (tab. 7), zaproponowano model regresji o dwóch zmiennych objaśniających – zawartości cementu i popiołu (tab. 6). W skonstruowanym modelu regresji wielorakiej cement ma naj-

silniejszy dodatni wpływ na wytrzymałość zawiesiny twardniejącej, samodzielnie wyjaśniając ok. 33% wariancji tej zmiennej zależnej, co potwierdza układ izolinii na wykresie warstwowym (rys. 2). Natomiast wpływ popiołu jest nieznaczny (wyjaśnia ok. 2% zmienności). Dodatkowo wszystkie analizowane statystyki modelu regresji wskazują na ujemny wpływ popiołu na wytrzymałość zawiesiny twardniejącej, co może być spowodowane występowaniem w jego składzie fosforu [Wzorek 2008; Łukawska 2014], który pogarsza jakość klinkieru [Kurdowski 2010], ponadto wpływa negatywnie na opóźnienie procesu hydratacji cementu [Małolepszy, Tkaczewska 2006]. Skonstruowany model regresji wyjaśnia ok. 93% wariancji zmiennej zależnej.

5.6. Przewodność hydrauliczna k_{10}

Współczynnik filtracji k_{10} wykazuje istotną korelację liniową (dodatnią) z zawartością w zawieszynie twardniejącej cementu, jak i popiołu (tab. 4), który może działać doszczelniająco na porowatą strukturę stwardniałej zawiesziny. Ze względu na współliniowość rozpatrywanych zmiennych niezależnych oraz pozostałe statystyki, skonstruowano model regresji liniowej jednej zmiennej objaśniającej (cementu), wyjaśniający ok. 58% zmienności badanej cechy (tab. 6).

6. Wnioski

Przeprowadzone badania i ich analiza pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:

- A. Możliwe jest wykonanie zawiesziny twardniejącej na bazie popiołu z TPKOŚ o przydatnych właściwościach technologicznych i użytkowych, a w szczególności spełniającej wymagania stawiane zawieszynom stosowanym na przesłony przeciwfiltracyjne w wałach przeciwpowodziowych.
- B. Popiół z TPKOŚ stanowi materiał odpadowy, który można w surowej formie wykorzystać w budownictwie hydrotechnicznym.
- C. Dodatek popiołu z TPKOŚ ujemnie wpływa na wytrzymałość zawiesziny twardniejącej.
- D. Dodatek popiołu z TPKOŚ prawdopodobnie pozytywnie wpływa na doszczelnienie struktury stwardniałej zawiesziny twardniejącej (potrzeba dalszych badań w tym kierunku).
- E. Cement najsilniej kształtuje właściwości użytkowe zawiesziny twardniejącej.
- F. Bentonit najsilniej kształtuje właściwości technologiczne zawiesziny twardniejącej.

Literatura

- BN-90/1785-01, 1990, Płuczka wiertnicza. Metody badań w warunkach polowych
- Borys M., 2012, Przegrody przeciwfiltracyjne z zawieszin twardniejących w korpusach i podłożu wałów przeciwpowodziowych, *Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie*, 55 (1), 89-95
- Borys M., Rycharska J., 2006, Parametry zawieszin twardniejących stosowanych do wykonywania przegród przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych, *Woda Środowisko Obszary Wiejskie*, 6 (1), 47-56
- Dz.U. 2015, poz. 257, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 6 lutego 2015 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Falaciński P., 2006, Przepuszczalność hydrauliczna zawieszin twardniejących z dodatkiem popiołów fluidalnych, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, 157 s.
- GUS, 2017, Ochrona Środowiska 2017, Główny Urząd Statystyczny, Warszawa, 500 s.
- Kledyński Z., Rafalski L., 2009, Zawiesziny twardniejące, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 254 s.
- Kurdowski W., 2010, Chemia cementu i betonu, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 728 s.
- Łukawska M., 2014, Analiza specjacyjna fosforu w osadach ściekowych po termicznym spalaniu, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 17 (3), 433-439
- Małolepszy J., Tkaczewska E., 2006, Wpływ popiołów lotnych ze współspalania węgla kamiennego i biomasy na proces hydratacji i właściwości cementu, [w:] materiały konferencyjne „Dni Betonu”, 591-601
- PN-85/G-02320, 1985, Wiertnictwo. Cementy i zaczyny cementowe do cementowania w otworach wiertniczych
- PN-EN 12390-3:2011, Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań
- Rećko K., 2005, Termiczna utylizacja osadów ściekowych, *Archiwum Gospodarki Odpadami i Ochrony Środowiska*, 2, 17-24
- Stanisz A., 2007, Przystępny kurs statystyki: z zastosowaniem STATISTICA PL na przykładach z medycyny. Tom 2: Modele liniowe i nieliniowe, StatSoft Polska, Kraków, 868 s.
- Szarek Ł., 2019, Wymywalność metali ciężkich z zawieszin twardniejących z dodatkiem popiołów z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska
- Szarek Ł., Wojtkowska M., 2018, Properties of fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge in terms of EN 450-1, *Archives of Environmental Protection*, 44 (1), 63-69, DOI: 10.24425/118182
- Wzorek Z., 2008, Odzysk związków fosforu z termicznie przetworzonych odpadów i ich zastosowanie jako substytutu naturalnych surowców fosforowych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 159 s.

Trwałość i niezawodność rozwiązań stalowych w konstrukcjach hydrotechnicznych

Durability and reliability of steel solutions in hydraulic structures

João MARTINS, Darius MACIJAUSKAS

*ArcelorMittal Commercial RPS – Sheet Piling
66 rue de Luxembourg, L-4221 Esch-sur-Alzette, Luxembourg*

Michał JANUSZEWSKI

*ArcelorMittal Commercial Long Polska
Aleja Józefa Piłsudskiego 92, 41-308 Dąbrowa Górnicza, Poland*

Summary

Civilization development and environmental changes are important challenges in the aspect of durability and safety of use of hydraulic facilities. These issues are particularly important in highly urbanized and industrialized areas. This article describes some examples of research projects carried out, as well as selected hydraulic investments in Europe. These are innovative, economical and environmentally-friendly solutions for hydraulic facilities built with steel sheet piles. Several design and execution aspects are discussed in detail.

1. Introduction

Steel sheet piles have been widely used in river control structures and flood defence systems, for instance for the reinforcing and protection of river banks, for lock and sluice construction, as well as for the execution of flood protection systems.

Ease of use, speed of execution, long service life and the ability to be driven in the water make sheet piles the first choice for permanent and temporary structures.

Note that steel sheet piles have been utilised for more than 100 years, proving that it is a reliable and cost-effective solution. Other typical application fields are harbour construction, temporary cofferdams, tunnels, underground car parks, containment structures around polluted sites.

Nowadays, the environmental impact of new structures shall be analysed, and in some countries, social and environmental criteria are already considered in the tenders, so that the cost

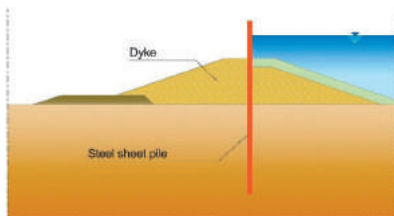


Fig. 1. Extension of the flood protection system height

is not any more the sole parameter when it comes to select the best structure. The total Life Cycle Cost of a structure, which takes into account sustainability, including maintenance, demolishing or dismantling, as well as recycling of materials, is nowadays one of the best options to compare different alternatives.

The design of a sheet pile wall is quite simple, but its optimization is a more complex task, and should be done by experienced engineers. Depending on the type of structure, applicable surcharge loads, soil and water conditions, standard hot rolled Z-type or U-type sections, as well as combined walls executed with box piles or the HZ-M/AZ system can be installed.

The design of the retaining structure shall take into account any parameter that might influence the stability of the structure. Usually, the most cost-effective solution is achieved with a light sheet pile and a high yield strength steel grade, but design method, durability and driveability aspects might lead to different conclusions.

2. Durability

When it comes to structural failure, structures can be classified based on their importance for the society. But what about the design life? For how long shall a quay wall be designed? What about a dyke? The choice will obviously have a significant influence on the return on investment. On the other hand, designing for longer life-times may increase (significantly) the initial investment.

Any type of structure suffers from ageing and may need maintenance and/or repairs: steel corrodes, concrete cracks and may lose part of its strength, wood rots, etc. Besides, the use of the structure may change during the service life and the loads may increase. To be able to optimize both the design and the investment, it is of utmost importance to choose the most pertinent service life for a structure.

Nowadays, quay walls may be designed for ‘only’ 25 to 35 years, whereas bridge abutments would have to last for at least 75 to 100 years. Most dykes that have been built 50 years ago need retrofitting, others which were not 20 years old failed.

The next task after choosing the service life is to estimate the initial cost of the structure, add maintenance, repair and dismantling costs, and consider the recycling benefits.

Steel corrodes, although in inland waterways and in natural soils, corrosion rates are quite small. An estimation of the corrosion rates can be found in Chapter 4 of *Eurocode 3 – Part 5* [EN 1993-5]. However, it is always advisable to consider local corrosion rates, provided these are reliable (measured over a long period of time, with a consistent method, and right from the initial state).

There are several ways to achieve the service life of a steel structure. The first one is to estimate a loss of steel, and to design the wall with the reduced section properties (method also called “sacrificial steel”). In most cases, using a higher steel grade can increase significantly the safety factor of the wall. The weight savings largely offsets the slight increase of the material cost. Protecting the steel with a coating or cathodic protection is another option. Coatings are usually applied on the water side, and can last for up to 15-20 years, although no manufacturer guarantees its efficiency for more than 7 years. Cathodic protection is the most efficient solution, but also the most expensive one, and it only protects the part of the wall in contact with the water. Note that most port structures in Germany are protected by cathodic protection. Sometimes the cathodic protection equipment is installed right from the beginning, but only used if monitoring of the steel thickness shows that the corrosion rates are higher than taken into account in the design.

Generally speaking, combining a high yield strength steel with the sacrificial steel method leads to the most cost-effective solution, because in most cases, the highest steel stresses (bending moments) are not located in the zone where the highest loss of steel thickness occurs.

3. Sustainability (environmental criteria)

The total cost may still be a determinant factor guiding the choice of a solution, but the world is changing: besides social criteria, environmental aspects are gaining more importance in the complex decision-making process.

The first logical method to reduce the environmental impact is to reduce the consumption of raw materials (natural resources). Research and Development makes it possible to achieve this goal. Firstly, the development of new steel grades and lighter sections reduced largely the quantity of steel required to build new structures. Secondly, new production routes (Electric Arc Furnace) that recycle steel, reduce the consumption of natural resources, hence preserving our planet. For instance, the reduction in weight between different generations of Z-type sections with the same characteristics is substantial: the AZ-800 (2015) is more than 25% lighter than an equivalent BZ section (1950’s). Additionally, the yield strength of steel increased up to 30%, so that the mass of steel required to build the same structure decreased during the last decades by more than 50%, and this trend will continue.

Steel is durable and resistant, but it has another interesting property: 100% of the steel in any structure can be recovered and recycled repeatedly. The challenge in inland waterways is that old structures were hardly dismantled. However, since the sheet piles can be extracted with the same equipment used for the installation (see Chapter 11 of the *Piling Handbook* [AM 2016]), recovering construction materials (= resources) for further processing and/or recycling will be a natural process in the future. Additionally, the fact that scrap has a high commercial value will encourage project owners to recover and recycle steel.

The main difficulty in comparing alternative solutions from an environmental point of view is the lack of reliable data about key environmental impacts of each product. The effects of installation / execution, its use phase (maintenance), and after the service life, the dismantling and recycling processes are not straightforward to assess and calculate. The main contributors of a structure to the environmental impact shall be analysed through a Life Cycle Assessment (LCA) according to ISO standards, taking into account every phase of the structure, including the recycling of the material. An Environmental Product Declaration (EPD) for a specific product (or specific use) simplifies such comparisons, and allows investors to evaluate which manufacturer can supply the most environmentally-friendly product. LCA's performed by ArcelorMittal showed that for certain configurations, steel has a lower environmental footprint than alternative materials, provided that the steel is recovered and recycled after its service life.

The most debateable question is how to consider the social and environmental aspects in a tender procedure? Several methods have been proposed. The one being implemented in The Netherlands and in Belgium is based on the 'monetization' of specific indicators, such as the CO₂-eq. A predefined value is associated to each tonne (t) of an indicator. For instance, in the Netherlands, 1 tonne of CO₂-eq is worth 50 Euros. At the bottom line, it comes to compare the Life Cycle Cost of each offer: the total cost is reduced, respectively increased, by the 'monetized' amount of all the environmental impacts. Monetization shall be based on an LCA of the structure, covering at least the materials that have a significant influence on the result. Hence, the lowest contractor may be beaten by a contractor with a solution that has a lower environmental impact. Additional criteria, such as quality of the works/materials or speed of execution may be taken into account. This procedure encourages both contractors and product manufacturers to strive to reduce the carbon footprint of each project. It is not a straightforward task, but without any doubt a valuable one for large projects.

Finally, circular economy is currently one of the major topics of discussion. It encompasses the reuse of products, which again reduces the need for natural resources. Steel sheet piles have been a pioneer in this field: they can be reused numerous times for temporary excavations/cofferdams before being scraped. They are sometimes even reused in permanent structures (sold as second-hand material).

Innovative and intelligent steel solutions contribute to sustainable infrastructures.

4. Inland waterways: dykes and flood defence systems

A dyke is generally a man-made embankment along a river or a channel. Its purpose is to change the natural course of a river or canal, or to protect the land along the river or channel from floods.

A flood-defence structure can be executed as a dyke, as a (vertical) cantilever retaining wall, or combination of both structures. Modern systems in urban areas consist of mobile elements that can be quickly mounted on foundation elements when the risk of flooding is high.

Sheet pile walls can be used in a variety of ways for flood-defence systems and for bank protection. They can ensure watertightness of new and old embankments, they can be used to strengthen existing embankments, or to repair a dyke that failed.

When space is an issue, e.g. in densely populated urban areas, sheet pile walls can form freestanding floodwalls.

In flood embankments, sheet pile walls can serve as a cutoff (Fig. 2). Full watertightness of sheet pile cutoffs is often obtained through natural clogging of the interlocks, for instance through fine particles of soil. Seepage through a sheet pile cutoff can be reduced in a faster way by applying a sealing system into the interlocks. There are quite a few sealing systems, so the choice will depend on the type of application and the environment of the wall. A sheet pile also improves the overall stability of an embankment: sheet piles intersecting slip circles stabilize both the inner shoulder and the crest; the outer shoulder is stabilized by lowering the seepage line. However, if a natural water flow through the vertical wall is desired, it can be achieved by adding some weep holes on the wall (see Chapter E.51 of the *Recommendations...* [EAU 2015]). In the latter case the embankment is protected from drying out.

Another advantage of a sheet pile wall is that it cannot be burrowed through by animals, nor penetrated by tree roots. This eliminates the risk of backward erosion in front of the wall due to preferential flow pathways, a phenomenon that is known as ‘piping’.

A flood protection dyke can be retrofitted to hold back a larger design flood without requiring greater footprint (Fig. 1, 3).

This is a simple matter of designing the sheet pile wall to project the requisite height above the crest, saving on the embankment footprint that would be necessary for a conven-

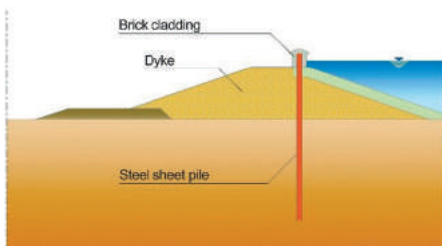


Fig. 2. Reinforcing of an existing dyke with steel sheet piles

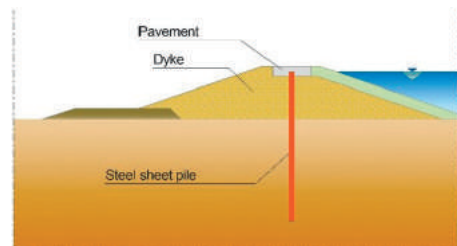


Fig. 3. Extension of the flood protection system height with a brick wall cladding

tional sloped embankment. Because of their bending strength, cantilevered sheet pile walls have no difficulty transferring high water pressures into the body of the embankment below.

In addition to purely static stabilization, a sheet pile wall can also – indirectly – produce beneficial effects on the overall stability of an embankment:

- lowering the seepage line enhances the stability of the outer shoulder, which can consequently be steeper or optimized in other ways,
- lengthening the seepage line reduces the risk of hydraulic failure, in other words, it enhances its safety,
- in the event of a leak through the vertical impervious layer (usually made of clay), a sheet pile wall installed on the axis of the dyke prevents the migration of fines, thereby preventing backward erosion in the landward shoulder. In addition, the new wall significantly reduces the risk of piping caused by burrowing animals.

5. Inland ports

Inland ports have similar features to seaports, with some exceptions: most of the inland ports do not need a breakwater, and seawater is more aggressive than water. The ships berthing in inland ports are usually also smaller in size.

Quay walls, retaining walls and dolphins can be built easily and rapidly with steel sheet piles. Sustainability, durability and speed of execution have a large impact on the optimum choice of the elements of the structure.

6. Locks

Locks in rivers and canals of any size can be built with steel sheet piles. In general, a temporary cofferdam with steel sheet piles enables the execution of the concrete structure in the dry. Using the sheet piles both as a temporary cofferdam and as the permanent walls of the lock can speed up significantly the execution of the works, thus reducing the disturbance to the traffic through the river, and reduce the overall cost. This type of permanent steel structure does not require a lot of maintenance as corrosion of steel in inland waterways is quite small.

In Germany, many locks have been built with steel sheet piles.



Fig. 4. Ivoz-Ramet Lock, Flemalle, Belgium

The guiding structure of a lock can also be executed with a steel sheet pile wall. A new lock in Flemalle, Belgium, used steel sheet piles for the temporary cofferdam, but also cells erected with AS 500 straight web steel sheet piles for the guiding structure in front of the lock (Fig. 4). This solution was extremely cost-effective because the rock layer was quite shallow, and cells can simply rest on a rock layer (without an embedment into the soil).

Another option for the guiding walls is to erect dolphins, which can be executed as isolated circular cells built with straight web steel sheet piles. Besides, such dolphins are sometimes used as mooring structures, or as an extension of a quay wall.

7. Canals. Case study

7.1. Crossing zone ‘Aresquiers’, Canal du Rhône, Sete, France

This project is located close to the city of Sete, in the southern part of France. The Rhône canal links the port of Sete to the rivers Rhône and Saône.

The objective of the canal rehabilitation is to increase the navigation clearance for ships from the existing 1,000 tonnes to 2,500 tonnes. This specific project consisted in building a ‘crossing’ zone with a minimum width of 34 m over a length of approximately 600 m. The solution was to execute a vertical embankment along this new stretch, which limits the footprint of the canal in this sensitive area (Fig. 6).

A quite compact soil layer close to the bottom of the riverbed lead the design engineer to select a steel combined wall, built up with small diameter steel tubes and a triple U-type infill sheet pile (Fig. 5). The tip of the tube had to be embedded into the compact soil layer, filled with a concrete seal at the bottom, and with sand or cement grout above the seal.

Around 1,400 tonnes of sheet piles and steel tubes were installed in 2011/2012 with vibratory hammers. The tubes had to be driven to final level with an impact hammer.

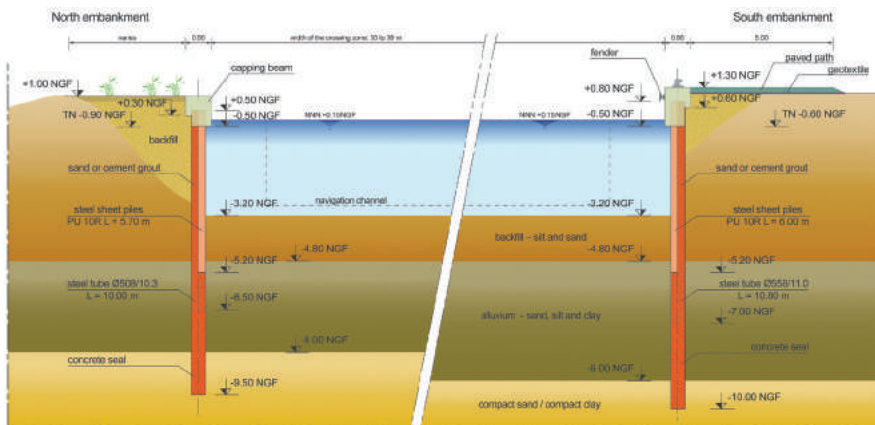


Fig. 5. Typical cross section of the new canal crossing zone ‘Aresquiers’, Sete, France

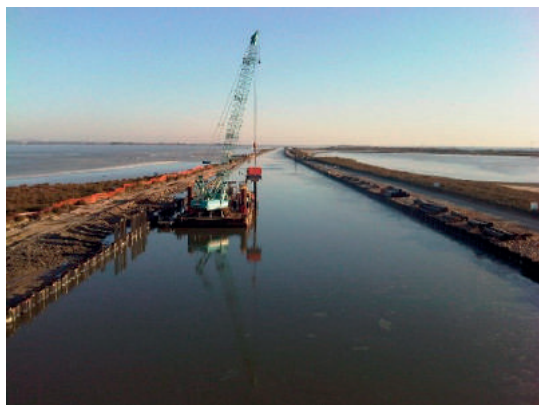


Fig. 6. New canal crossing zone 'Aresquiers', Sete, France

The required service life was 50 years, and the steel elements were coated on the face in contact with the water.

It is worth noting that the canal crosses several protected natural areas. To protect the birds' nest building, no works could be executed between the 1st of April and the 31th of July in this specific area.

7.2. Malczyce barrage, Poland

The barrage in Malczyce is the twenty-fifth element accumulating water on the channelled route of the Odra River Waterway. It is one of the biggest hydraulic investments in the Lower Silesia region. The main goal of the Malczyce barrage is to stop the erosion processes in the Odra River bed below the barrage in Brzeg Dolny. According to studies conducted since 1970 by the Agriculture University of Wroclaw, the level of groundwater has dropped from 44 cm at a distance of 550 m from the river to 65 cm at a distance of 120 m. Agricultural lands and valuable forests are located in those areas. The effect of progressive riverbed erosion is a drop of water level in the river by about 2.5 m, over-drying of over a 1 km wide zone along the river, and a significant lowering of the groundwater levels, as well as the bottom of the riverbed. This caused a narrowing of the shipping lane, and the reduction of navigable depths.

The newly constructed structures (see aerial view on Fig. 7) will provide:

- protection of Brzeg Dolny barrage against scouring and stability loss;
- restoration of the original levels of groundwater, prevention of over-drying of adjacent areas;
- stopping erosive processes in the riverbed below the barrage;
- production of renewable energy (electricity) by a hydroplant located at the barrage;
- restoration of the navigability of the river.



Fig. 7. Aerial view, Malczyce barrage, Poland

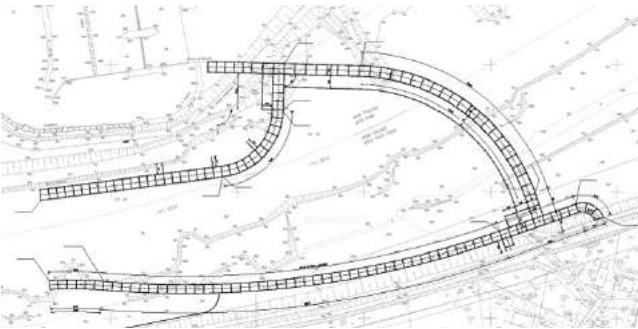


Fig. 8. Plan view of the weir structure, Malczyce barrage, Poland

The investment includes, among others, the following:

- a 300 m long fixed weir;
- three-span flap weir (the major element accumulating water and regulating the water flow through the barrage);
- a 190 m long lock canal;
- a river power plant with an installed capacity of 9 MW;
- fish ladders;
- a wide range of other accompanying facilities, such as an irrigation tank for floodplain forests, technical buildings, roads and squares, transformer stations, etc.

The core structure of the fixed weir has been built as double-wall cofferdams made of steel sheet piles (Fig. 8). It has been designed as a barrier for existing Odra riverbed. The total length is approx. 300 m, including the 130 m long overflow section. On top of the structure is a technical road leading to the left bridgehead of the weir, which is accessible at normal water level. Besides, a 1.50 m wide steel footbridge, active in all hydrological conditions, has been designed. The goal of the structure is to support the flap weir during the floods. Around 5,000 tonnes of steel sheet piles were supplied. These were driven down into the impermeable layer of silty clay. Due to hard soil conditions very stiff profiles, including GU 22N, GU 32N, AZ 46 and AZ 50 in steel grade S 355 GP, and lengths 6.0-16.0 m, were chosen.

8. Flood protection. Case studies

8.1. Radunia Channel, Gdańsk, Poland

The Radunia is a 100 km long small river in Kashubia (north Poland), and runs from Lake Stężycie into the Motława River near Gdańsk. One part of its water is conveyed into the city via the 13.5 km long Radunia Channel. This medieval engineering structure was built between 1338-1356 by creating a lock and a new artificial channel along the river. The channel starts in Pruszcz Gdański, flows through a few urbanized districts of Gdańsk, and finishes its course in the Motława River. The original channel was destroyed during the World War II.

The city of Gdańsk is situated in a bay, and is surrounded by a moreinic plateau with hydraulic gradients exceeding 10%, and lacks natural retention capabilities mainly due to the densification of the urbanized areas. As a result, the rain water ends up much faster into the channel, and increases the danger of flooding the areas on the right bank of the channel. On the 9th of July 2001, a heavy rainfall hit the Gdańsk area, and the embankments of the Radunia Channel broke at several locations, causing a disastrous flooding, resulting in large damages in several neighbourhoods of the city.

The main cause of the disaster was the very bad structural integrity condition of the embankments. The inspection conducted after the flood confirmed that the earth structure was highly perforated, and enabled large water seepage through the structure.

The fastest technical solution was to prevent the water leakages inside the embankments. The authorities decided to reconstruct, respectively to improve the stability of the embankments by sealing vertically its core over a total length of 9.5 km. They also widened the channel, reinforced the banks, repaired bridge abutments, as well as raised and widened the crest of the embankment. The aim is to prevent floods in case of heavy rains.

Both banks of the channel are identical, except for some minor differences in geometry. The most suitable and reliable solution was to reinforce the core of the structure with a steel sheet pile wall (Fig. 9). Besides its retaining function, the main advantages were the speed of execution and the resistance of the wall to erosion by water, roots and even rodents.



Fig. 9. Radunia Channel,
Gdańsk, Poland

Around 12,500 tonnes of steel sheet pile sections AZ 17 in steel grade S 390 GP and GU 8S in S 355 GP, in lengths up to 13.0 m, were installed. The GU 8S profile was specifically developed for this project; it is an excellent compromise between durability and driving efficiency.

Logistics was a big challenge: due to a lack of space, along the site, the sheet piles had to be delivered just-in-time according to a detailed planning schedule. The delivery started in September 2011, and ended in December 2013.

The historical architectural aspect of the channel could be recovered: stones or bricks fixed on a concrete sandwich layer cover the front face of the sheet pile wall (Fig. 10).

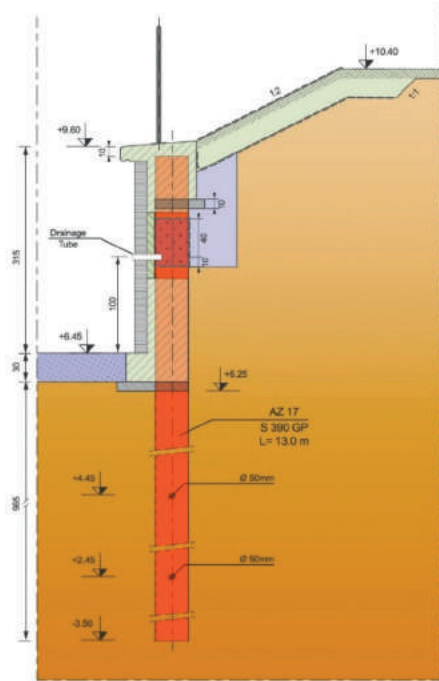


Fig. 10. Typical cross-section of a rehabilitated berm of the Radunia Channel, Gdańsk, Poland

8.2. Lipki – Oława, Poland

More than 1,400 hectares of urban and agricultural areas around the town of Oława were protected by rehabilitating 4 km of existing embankments along the Odra River. Almost 12,000 m² of 4 m long GU 16-400 sections were installed over 3 km of the structure.

The elevation of the crown of the dyke was increased in order to cope with higher flood levels (Fig. 11).

The existing Kotowice-Siedlce dyke is located on the left bank of the Odra River, up to 1 km distance from the river. This modernization in 2012-2013 consisted in installing almost 1,300 tonnes of 4 m long GU 14N sheet piles over a total length of 3 km.

9. Conclusions

- A. Steel sheet piles are a cost-effective and technically proven solution for the construction of inland waterways structures, such as locks and dams, embankments, flood protection systems, as well as for the rehabilitation of existing systems, including dykes and river embankments.
- B. Recent history has demonstrated that floods are unpredictable and can lead to devastating consequences for populations living in areas that are theoretically protected from floods.

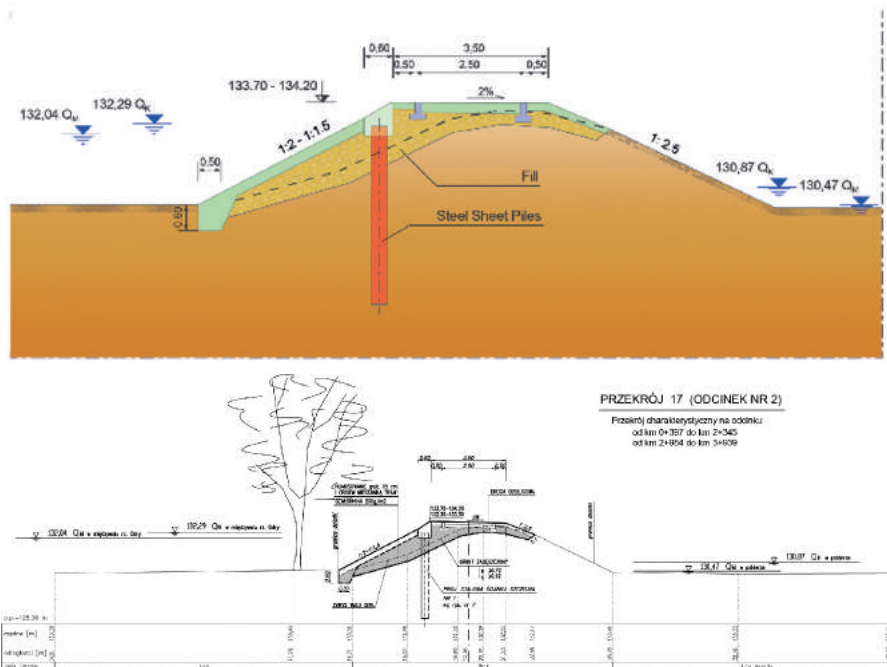


Fig. 11. Typical cross-section; Lipki – Oława, Poland

Failures of dykes and similar protection systems are mainly due to a lack of maintenance or internal erosion of old structures, or sometimes the consequence of unexpected higher flood actions due to changes in the neighbouring landscape (urbanization).

- C. An impressive number of kilometers of dykes and embankments have been upgraded or repaired in Germany and Poland during the last years. Most of these projects rely on steel sheet pile solutions.
- D. The large production range of steel sheet piles allows matching the most suitable solution to the specific requirements of each inland waterways project.
- E. The choice of a sheet pile shall take into account theoretical design aspects, but also driveability, durability, watertightness, sustainability (environmental and social impacts), as well as aesthetical aspects of the landscape.

Literature

AM, 2016, Piling Handbook, 9th edition, ArcelorMittal Commercial RPS, available at https://sheetpiling.arcelormittal.com/wp-content/uploads/2018/03/AMCRPS_Piling_Handbook_9th_web-3.pdf (data access 10.07.2019)

- EAU, 2015, Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways, 9th edition, 5 Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, available at <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/9783433605172> (data access 10.07.2019)
- EN 1993-5, 2007, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Piling, European Committee for Standardization, Brussels

Gabionowe budowle hydrotechniczne

Gabion structures in hydraulic engineering

Remigiusz DUSZYŃSKI

Maccaferri Polska Sp. z o.o., Płochocińska 19, 03-191 Warszawa, Polska

Streszczenie

W artykule omówiono zagadnienia projektowania i budowy konstrukcji hydrotechnicznych z wykorzystaniem gabionów i materacy Reno. Przeanalizowano zagrożenia środowiskowe oraz możliwości ich minimalizowania poprzez zastosowanie odpowiedniej ochrony antykorozyjnej. Dla zilustrowania możliwości wykorzystania systemu gabionowego, przedstawiono przykłady realizacji konstrukcji hydrotechnicznych.

1. Wprowadzenie

Prace regulacyjne prowadzone na rzekach, realizowane między innymi w celu poprawy ich żeglowności, są działaniami, które w mniejszym lub większym stopniu ingerują w środowisko naturalne. Stąd wiele tego rodzaju inwestycji spotyka się z żywiołowymi protestami ekologów, zwracających uwagę na ich niszczący wpływ na unikatowy krajobraz lub siedliska zwierząt zamieszkujących rzekę bądź tereny do niej przyległe. Inne, bardziej emocjonalne wypowiedzi, całkowicie negują możliwość jakiegokolwiek ingerencji człowieka w przyrodę.

Zastosowanie rozwiązań, które z jednej strony zaspokoilyby rzeczywiste potrzeby w zakresie regulacji, a z drugiej spełniłyby warunki konieczne dla rozwoju środowiska naturalnego, o co słusznie upominają się ekolodzy, jest technicznie możliwe, choć kosztowne i skomplikowane. Współczesne metody regulacji rzek oraz ich rewitalizacji zostały opracowane przy uwzględnieniu założeń „zrównoważonego rozwoju”. Ich celem jest poprawa warunków bytowych człowieka, przy możliwie najszerzej ochronie przyrody, która stanowi dla nas bezcenne dziedzictwo [Bednarczyk, Duszyński 2008].

W tę filozofię doskonale wpisuje się stosowanie do regulacji rzek materiałów, które naturalnie wkomponowują się w otoczenie, a jednocześnie stanowią solidną konstrukcję inżynierską, stawiającą opór ogromnej, niszczącej sile wody. Przykładem takich rozwiązań są: gabiony, materace Reno, walce gabionowe wykonane z podwójnie splatanej siatki stalowej o oczkach



Rys. 1. Pierwsze umocnienia gabionowe Maccaferri wzdłuż rzeki Reno [Duszyński 2017]

sześcioramiennych, które spełniają wymagania inżynierów budownictwa wodnego odnośnie bezpieczeństwa i trwałości projektowanej konstrukcji, jednocześnie stanowią część rzeczno-ekosystemu. Pierwsze udokumentowane zastosowanie tych materiałów w ochronie brzegów rzek miało miejsce sto dwadzieścia pięć lat temu – w roku 1894 zrealizowano w ten sposób system ochrony brzegów rzeki Reno we Włoszech (rys. 1), który do dzisiaj spełnia swoje zadanie.

2. Rodzaje gabionów

Konstrukcje gabionowe to elementy w kształcie sześciianu, prostopadłościanu lub matracza, wykonane z podwójnie splatanej, sześciokątnej siatki stalowej, wypełnione kamieniem naturalnym lub łamanym, ewentualnie odpowiednim rodzajem materiałów antropogenicznych. Konstrukcje gabionowe stosuje się do stabilizacji brzegów rzek, budowy jazów i progów piętrzących lub do wznoszenia konstrukcji oporowych. Elementy gabionowe charakteryzują się przepuszczalnością i znaczną elastycznością, która nadaje im zdolność absorbowania rozległych deformacji bez powstawania uszkodzeń. Jest to cecha szczególnie istotna w hydrotechnice, gdzie możliwe jest występowanie w rejonie budowli znacznych przemieszczeń dna i brzegów na skutek erozji wywołanej działaniem płynącej wody. Elementy gabionowe, oprócz tego, że są wyjątkowo skuteczne pod względem hydraulicznym i konstrukcyjnym, świetnie integrują się z otoczeniem. Dzięki swej budowie ułatwiają i wspierają vegetację roślinności.

Wymienione cechy sprawiają, że elementy gabionowe są tworzywem wpisującym się doskonale w filozofię MEL (ang. *Minimum Energy Level*), polegającą na takim zaprojektowaniu konstrukcji, aby spełniała ona wymagania techniczne w zakresie bezpieczeństwa i trwałości, a jej budowa w minimalnym stopniu ingerowała w środowisko, w zgodzie z zasadami zrównoważonego rozwoju.

3. Odporność na działanie czynników korozyjnych

Konstrukcje hydrotechniczne, ze względu na wymogi w zakresie bezpieczeństwa oraz trwałości, muszą sprostać rosnącej częstotliwości i intensywności oddziaływania niekorzystnych czynników środowiskowych. Oddziaływanie wody i niesionego przez nią rumowiska oraz czynników chemicznych, związanych ze wzrastającym zanieczyszczeniem powietrza i wody, powodują że niezbędnym elementem ochronnym dla drutu stalowego są powłoki cynkowo-aluminiowe, połączone z dodatkową ochroną zewnętrznymi powłokami polimerowymi. Od lat 50. XX wieku funkcję ochrony drutu pokrytego warstwą galwaniczną pełniła powłoka PCV. Postęp technologii w zakresie tworzyw sztucznych spowodował, że opracowane zostały powłoki polimerowe, które charakteryzują się wyższą wytrzymałością na ścieranie, oddziaływanie niskich temperatur, promieniowania UV oraz czynniki chemiczne. Przykładem takiej powłoki może być POLIMAC, dzięki któremu możliwe jest zapewnienie trwałości konstrukcji na okres powyżej stu dwudziestu lat.

Zgodnie z zapisami obowiązującej normy PN-EN 10223-3:2014-03: »...*Produkty z podwójnie splecionej siatki zanurzone w wodzie i wchodzące w kontakt z alkalicznymi roztworami lub produkty narażone na erozję (burze piaskowe,...) muszą być ocynkowane i pokryte powłoką z tworzywa...*«,

Zgodnie z tym zapisem, wyroby pokryte jedynie powłoką cynkową są całkowicie zakazane do stosowania także w przypadku konstrukcji tymczasowych. Powłoka cynkowo-aluminiowa może być zastosowana tylko do konstrukcji tymczasowych, natomiast dla konstrukcji o trwałości stu dwudziestu lat wymagana jest powłoka z tworzywa ze stopem Zn 95%/Al 5%.

W tabeli 1, która znajduje się w powyższej normie, w sposób jednoznaczny przyporządkowane zostały odpowiednie rodzaje warstw ochronnych powierzchni w zależności od środowiska naturalnego i zakładanej trwałości. Wartości w tabeli odnoszą się do wysoko agresywnego środowiska korozyjnego C4.

4. Stabilizacja brzegów

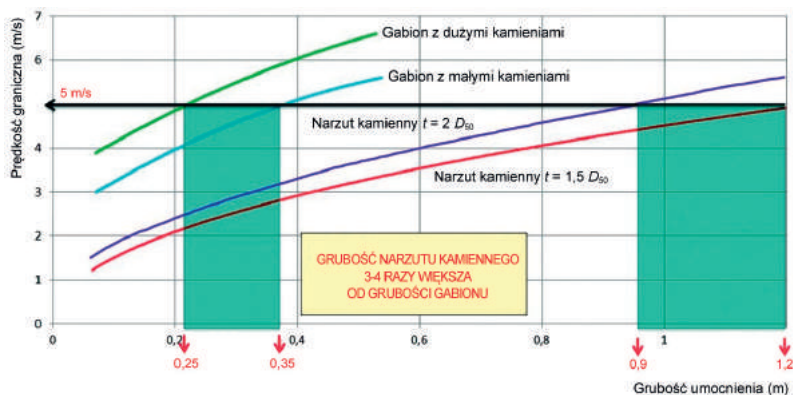
Podstawowym problemem przy umocnieniach brzegów rzek z zastosowaniem kamieni naturalnych pochodzących z koryta rzeki była ich wielkość i masa – niewystarczające by oprzeć się zdolnościom transportowym wody w regulowanym cieku. W rezultacie bezpieczne umocnienie brzegów wymagało stosowania narzutu z kamieni o dużej masie i wymiarach. Ze względu na koszty materiału oraz konieczność stosowania ciężkiego sprzętu, rozwiązania takie traciły na atrakcyjności. Skutecznym sposobem wykorzystania taniego materiału kamiennego, dostępnego bezpośrednio w korycie rzeki, okazało się zastosowanie stalowych koszy siatkowych. Podwójnie spleciona siatka o odpowiednio dobranych oczkach, wypełniona kamieniami o względnie małej średnicy, pochodzącymi z koryta rzeki, tworzą

Tabela 1. Trwałość warstw ochronnych w środowisku wilgotnym

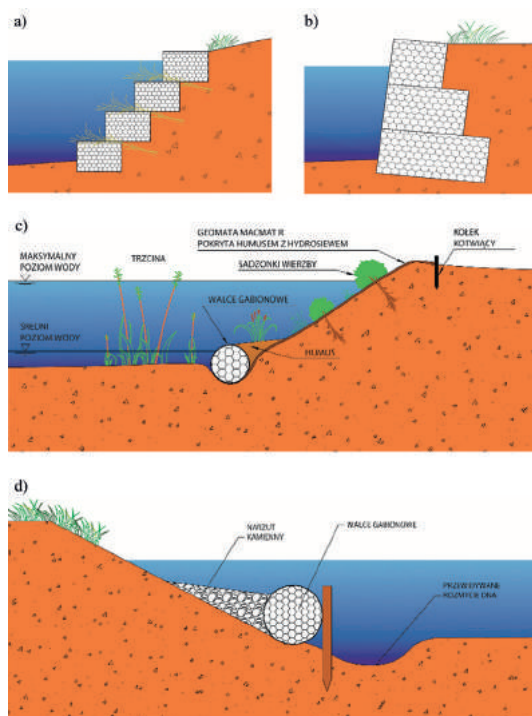
Kategoria agresywności (wg EN ISO 9223:2012, Tab. 1)	Powłoka polimerowa	Powłoka galwaniczna	Klasa (EN 10224-2)	Zakładana trwałość wyrobu (w latach)
Wysoka agresywność (C4)		stop Zn 95%/Al 5%	A	10
Warunki mokre		stop Zn 90%/Al 10%	A	25
Strefa umiarkowana, środowisko atmosferyczne o dużym zanieczyszczeniu lub o dużym oddziaływaniu chlorków np. zanieczyszczone tereny miejskie, obszary przybrzeżne bez bezpośredniego oddziaływania słonej wody, miejsca narażone na silne działanie soli odladzających	Polichlorek winylu (PVC)	stop Zn 95%/Al 5%	A	120
	Poliamid (POLIMAC)		E	
Strefa subtropikalna i tropikalna, środowisko o umiarkowanym zanieczyszczeniu, tereny przemysłowe, obszar przybrzeżny, osłonięte pozycje wybrzeża	Polichlorek winylu (PVC)	stop Zn 90%/Al 10%	A	>120
	Poliamid (POLIMAC)		E	

element wzmacniający, który jest odporny na wysokie naprężenia wywołane płynącą wodą nawet w warunkach przepływów powodziowych. Wielkość kamienia, jak również grubość wzmocnienia jest znacznie mniejsza w przypadku zastosowania materacy gabionowych niż w przypadku narzutu kamiennego (rys. 2).

Konstrukcje gabionowe są najczęściej stosowane do stabilizacji skarp i brzegów koryta rzeki. Na rysunku 3 przedstawiono przykłady umocnienia skarpy przy pomocy koszy gabionowych (rys. 3a), ściany oporowej z gabionów (rys. 3b) antyerozyjnej geomaty MacMat™ R (rys. 3c) oraz przy pomocy walców gabionowych (rys. 3d).



Rys. 2. Grubość umocnienia materacami Reno (gabion) oraz narzutem kamiennym przy prędkości wody $v = 5$ m/s [Duszyński 2017]



Rys. 3. Stabilizacja skarp i brzegów:
 (a) kosze gabionowe
 (b) gabionowy mur oporowy
 (c) mata przeciwoerozyjna MacMat R,
 (d) walce gabionowe
 [Duszyński 2017]

5. Wymiarowanie materacy gabionowych Reno i gabionów

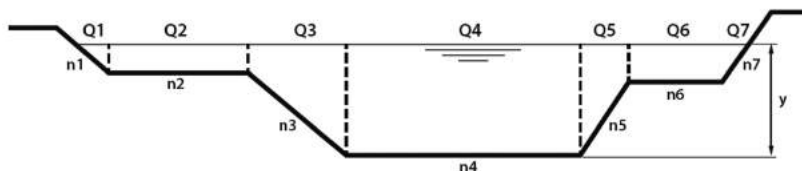
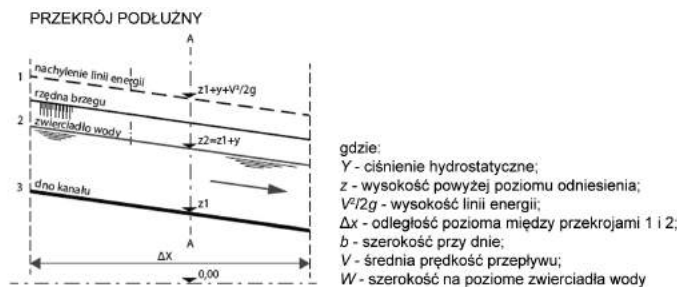
Umocnienia brzegowe w kanale otwartym wymiaruje się przy założeniu przepływu jednostajnego, ustalonego. Parametrem charakterystycznym dla takiego przepływu jest stały spadek hydrauliczny, głębokość oraz średnia prędkość lub wydatek. Główne parametry charakteryzujące ruch wody w kanale otwartym przedstawiono na rysunku 4.

Wielkość wydatku miarodajnego ustalana jest na podstawie krzywej prawdopodobieństwa oraz krzywej konsumpcyjnej tworzonej na podstawie wyników pomiarów hydraulicznych z danego przekroju. Parametry geometryczne koryta pochodzić powinny z pomiarów terenowych.

Wartości współczynnika Manninga dla naturalnych materiałów ziarnistych można odnaleźć w literaturze. Przykładowe wartości współczynnika n w zależności od charakteru koryta, z uwzględnieniem występowania szaty roślinnej na elementach gabionowych, przedstawiono w tabeli 2. Współczynnik n można wyliczyć także na podstawie wzoru Meyer-Petera i Müllera:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (1)$$

gdzie d_{90} jest zastępczą średnicą ziaren gruntu, stanowiących z mniejszymi 90% masy próbki.



Rys. 4. Parametry geometryczne i hydrauliczne definiujące ruch wody w kanale otwartym [Duszyński 2017]

Wzór ten można stosować dla cieków, których dno i brzegi zbudowane są z materiału ziarnistego oraz dla materacy Reno, gabionów i mat antyerozyjnych, co potwierdziły badania przeprowadzone zarówno w skali rzeczywistej, jak i modelowej w Hydraulic Laboratory Engineering Research Center, Colorado State University (Fort Collins, USA) oraz w Water Research Laboratory at Utah State University (USA). W przypadku prawidłowej instalacji materacy Reno, zapewniającej utworzenie równej powierzchni umocnienia, wartość współczynnika szorstkości uzyskiwana z wzoru (1) jest przeszacowana, dlatego zaleca się uwzględnianie w obliczeniach wartości uzyskanych z praktyki projektowej oraz badań modelowych.

Ocenę stateczności materacy gabionowych można przeprowadzić metodą naprężenia stycznego. W ujęciu ogólnym umocnienie definiuje się jako materiał kamienny, w którym nie dochodzi do przesunięć między elementami, które go tworzą. Taka definicja obowiązuje zarówno dla materacy Reno, jak i koszy gabionowych, gdzie siatka z drutu stalowego utrzymuje kamienne wypełnienie, ale również dla tradycyjnego narzutu kamiennego bez stabilizacji w postaci drutu.

Pierwszy ruch kamieni określa granicę stateczności narzutu. W przypadku okładzin z materacy i gabionów uwzględnia się dodatkowo wytrzymałość siatki.

Dla kanałów o ustalonym jednostajnym przepływie, dla naprężeń ścinających wywołanych przez prąd wody na dnie kanału, obowiązuje wzór:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i \quad (2)$$

gdzie: γ_w – ciężar właściwy wody ($N \cdot m^{-3}$); R – promień hydrauliczny przekroju (m); i – spadek dna kanału (-).

Tabela 2. Wartości współczynnika Manninga (s.m^{1/3})

Zabezpieczenie powierzchni	Bez roślinności	Z roślinnością
Mata Gabionowa 0,30 m	0,0301	0,300
Gabiony 0,50 m	0,0301	0,200
Gabiony 1,00 m	0,0301	0,200
Materac Reno 0,17 m	0,0277	0,300
Materac Reno 0,23 m	0,0277	0,300
Materac Reno 0,23 m + MacMat R 6822 G0	0,0277	0,300
Materac Reno 0,30 m	0,0277	0,300
Materac Reno 0,30 m + MacMat R 6822 G0	0,0277	0,300
MacMat R 6822 G0	0,303	0,100
MacMat R 8127 G0	0,303	0,100
MacMat 9.1	0,303	0,100
MacMat 19.1	0,303	0,100

W przypadku przekroju poprzecznego rzeki, którego stosunek między szerokością a średnią głębokością jest równy lub większy od 30, przyjmuje się, że promień hydrauliczny R jest w przybliżeniu równy głębokości h (różnica wyliczonego naprężenia stycznego wynosi około 5%). Dla stosunku mniejszego niż 30, poprzez przyjęcie y w miejscu R , uzyskamy wynik po stronie bezpiecznej, ponieważ w każdym przypadku y jest większe niż RH . Stąd prawdziwy jest wzór:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot h \cdot i \quad (3)$$

W przypadku wąskich lub głębokich koryt rzecznych, dla których wartości stosunku szerokości i głębokości są mniejsze niż 8, należy wprowadzić współczynnik korekcyjny w celu zminimalizowania różnicy między promieniem hydraulicznym R a głębokością h .

Przy założeniu, że średnica miarodajna kamieni jest równa średnicy d_{50} , wyznacza się bezwymiarowy parametr Shieldsa, który opisuje ruch rumowiska wleczonego:

$$C^* = \frac{\tau_{0,c}}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}} \quad (4)$$

gdzie: C^* – parametr Shieldsa (-); $\tau_{0,c}$ – krytyczne naprężenie styczne odpowiadające początkowi ruchu rumowiska (N.m⁻²); γ_s – ciężar właściwy kamieni (N.m⁻³); d_{50} – średnia średnica kruszywa budującego koryto (m).

Mianownikiem jest proporcjonalne naprężenie ściskające w dolnej części wywołane przez masę zanurzonych kamieni. Współczynnik Shieldsa jest zatem analogiczny do współczynników tarcia.

Na podstawie równania (3) można wyznaczyć krytyczne naprężenie styczne, które nie wywołuje jeszcze ruchu materiału okładzinowego:

$$\tau_{0,c} = C^* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50} \quad (5)$$

Z tego powodu zapewnienie trwałości umocnienia wymaga, aby naprężenie styczne wywołane energią płynącej wody było równe lub mniejsze od naprężenia krytycznego powodującego ruch rumowiska (3) $\tau_{0,c}$:

$$\tau_0 \leq \tau_{0,c} \quad (6)$$

Na rysunku 5 przedstawiono wyniki badań dotyczących krytycznego naprężenia stycznego wyznaczonego dla modeli i prototypów materacy Reno w chronionych kanałach oraz naprężenia krytycznego dla kanałów w przypadku umocnienia wykonanego z tradycyjnego narzutu kamiennego.

Parametr Shieldsa dla zwykłego narzutu kamiennego wynosi $C^* \approx 0,047$, dla materacy Reno wartość tego parametru uzyskana w badaniach modelowych to $C^* \approx 0,10$. Wyniki te wskazują na ponad dwukrotnie większą wytrzymałość umocnienia wykonanego z tej samej średnicy kamieni, ale umieszczonego w materacach Reno lub gabionach.

Należy jednak pamiętać, że wartości parametru Shieldsa zależne są nie tylko od średnicy rumowiska czy kruszywa użytego do umocnienia, ale także od rodzaju przepływu zdefiniowanego przez liczbę Reynoldsa (Re), co szeroko opisane jest w literaturze [Bednarczyk, Duszyński 2000].

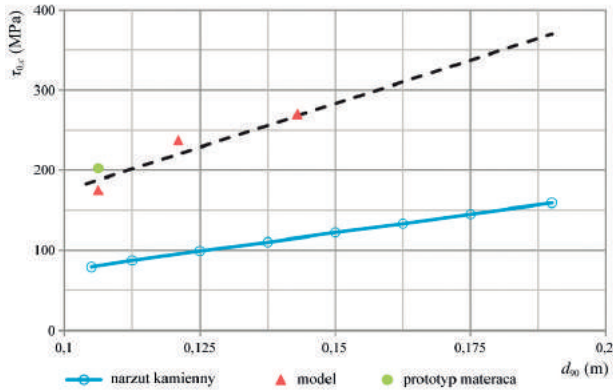
Materace Reno, w wyniku oddziaływania siatki stalowej, dają dodatkową ochronę w porównaniu ze swobodnym narzutem kamiennym (przy założeniu takiej samej średnicy kamieni w obu przypadkach), co sprawia, że maksymalne naprężenie styczne wywołane przez płynącą wodę może być większe od naprężenia krytycznego wyznaczonego według równania (5). Ostatecznie wartość naprężenia granicznego wynosi:

$$\tau_0 \leq \tau_{0,lim} \quad (7)$$

gdzie $\tau_{0,lim} > \tau_{0,c}$ stanowi graniczne naprężenie styczne.

Zwiększenie wartości naprężenia krytycznego w stosunku do wartości naprężenia granicznego jest akceptowalne, o ile z powodu przemieszczenia kamieni wewnątrz materacy nie ulegają one deformacji i nie tracą ogólnej stateczności. Możliwość przenoszenia większych naprężeń stycznych przez materace Reno została zweryfikowana w badaniach modelowych.

Jeśli wartości dopuszczalnych naprężeń w umocnionym kanale wyznaczone zostały wg wzoru (7), konieczne jest sprawdzenie wielkości odkształceń umocnienia spowodowanych energią płynącej wody.



Rys. 5. Dane eksperymentalne – zależność naprężenia krytycznego i średnicy kamieni [Duszyński 2017]

W tabeli 3 zamieszczono wartości naprężenia krytycznego oraz granicznego dla materacy Reno oraz gabionów, w zależności od grubości materaca i wielkości kamieni stanowiących jego wypełnienie. Wielkości naprężeń wyliczono, przyjmując wartość parametru Shieldsa równą $C^* \approx 0,10$ oraz $C^* \approx 0,14$.

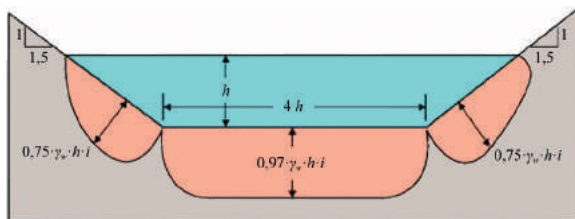
Równania (3), (5) oraz (7) odnoszą się do naprężeń ścinających na dnie kanału, ale rozkład naprężenia na skarpach nie jest taki sam. Na skarpach kanału w kształcie trapezu (rys. 6) naprężenie ścinające wywołane przez przepływ według Lanea [1955] można wyznaczyć ze wzoru:

$$\tau_s = 0,75 \cdot \gamma_w \cdot y \cdot i \quad (8)$$

Lencastre [1961] zaproponował współczynniki korygujące do określenia bardziej dokładnego naprężenia ścinającego w zależności od szerokości kanału, głębokości wody oraz nachylenia ścian. Wartość 0,75 jest odpowiednia dla większości przypadków.

Tabela 3. Wartości naprężenia krytycznego oraz granicznego dla materacy Reno oraz gabionów

Rodzaj umocnienia	Grubość (m)	Wypełnienie kamienne		Naprężenie	
		Wymiary	d_{50}	Krytyczne	Graniczne
		(mm)	(m)	(N.m ⁻²)	(N.m ⁻²)
Materace Reno	0,17	70-100	0,085	3,5	4,2
		70-150	0,110	3,8	4,5
	0,23	70-100	0,085	3,7	4,5
		70-150	0,110	4,1	4,9
	0,30	70-120	0,100	4,0	4,7
		100-150	0,125	4,3	5,0
Gabiony	0,50	100-200	0,150	4,9	5,8
		120-250	0,190	5,5	6,4



Rys. 6. Rozkład naprężenia wzdłuż skarp i dna kanału [Duszyński 2017]

Krytyczne i graniczne naprężenie ścinające na stromych skarpach można wyznaczyć ze wzoru (9):

$$\tau_{s,c} \leq \tau_{s,0} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}} \quad (9)$$

gdzie: $\tau_{s,c}$ – krytyczne naprężenie styczne na stromej skarpie (N/m^2); $\tau_{s,0}$ – krytyczne naprężenie styczne na dnie (N/m^2); α – kąt nachylenia skarpy koryta ($^\circ$); φ – kąt tarcia wewnętrznego materiału wypełniającego umocnienia ($^\circ$).

W przypadku materacy Reno, kąt tarcia wewnętrznego wypełnienia kamiennego wynosi zwykle w przybliżeniu 41° . W niektórych przypadkach materace Reno są układane na skarpach o nachyleniu do 45° , konieczne jest wówczas ich zamocowanie do podłoża, np. za pomocą kołków lub zakotwień. W tym przypadku we wzorze (9) może być zastosowana wartość nieco wyższa niż 45° .

Kontrola stateczności okładzin skarp polega na sprawdzeniu naprężeń wg zależności:

$$\tau_s \leq \tau_{s,c} \quad (10)$$

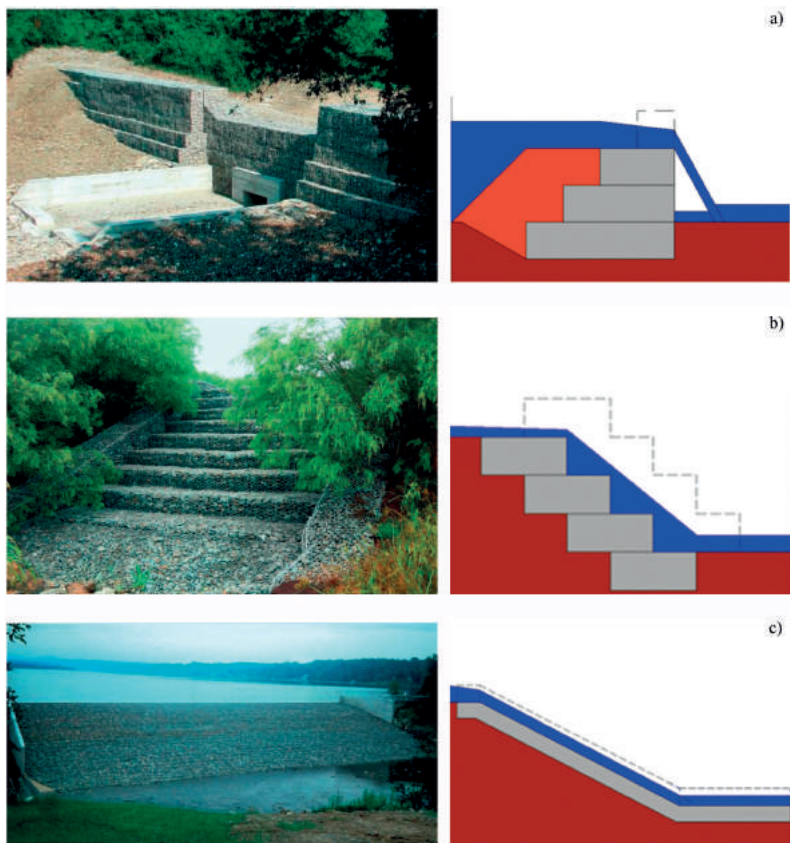
Przy założeniu, że naprężenia styczne oddziałujące na kanał mogą przekroczyć wartość naprężenia krytycznego w wyniku przyjęcia małych deformacji materacy Reno, otrzymuje się zależność:

$$\tau_s \leq \tau_{s,lim} \quad (11)$$

Przy projektowaniu według naprężenia granicznego, z zastosowaniem równania (11), deformacje wynikające z oddziaływania przepływu muszą być kompensowane poprzez zastosowanie większej liczby membran i połączeń dla lepszego zabezpieczenia wypełnienia kamiennego wewnątrz materacy.

6. Przykłady konstrukcji gabionowych w hydrotechnice

Budowle regulacyjne w postaci jazów i progów piętrzących (rys. 7) mogą być w części przelewowej pionowe, kaskadowe lub łagodnie nachylone.



Rys. 7. Przykłady rozwiązań jazów gabionowych, w części przelewowej:
(a) pionowe, (b) schodkowe, (c) pochyłe [Duszyński 2017]

Na rysunku 8 przedstawiono konstrukcję zapory przeciwrumowiskowej na potoku Jedlica w okolicy Kowar. Do ochrony brzegów przed erozją oraz do regulacji koryta rzeki w celach żeglugowych zastosowanie znajdują ostrogi gabionowe (rys. 9).

7. Podsumowanie

W Europie istnieje wiele przykładów wykorzystania koszy i materacy gabionowych Reno w konstrukcjach hydrotechnicznych, służących m.in. do regulacji rzek i potoków. Analiza ich funkcjonowania oraz prowadzone oceny stanu technicznego wskazują, że prawidłowo zaprojektowane oraz starannie wykonane konstrukcje znajdują się w bardzo dobrym stanie, dzięki czemu skutecznie spełniają przewidziane dla nich funkcje.



Rys. 8. Budowla regulacyjna na potoku Jedlica
[fot. M. Kuc, Maccaferri Polska Sp. z o.o.]



Rys. 9. Ostrogi gabionowe [Officine Maccaferri Italia S.r.l.]

Literatura

- Bednarczyk S., Duszyński R., 2008, Hydrauliczne i hydrotechniczne podstawy regulacji i rewitalizacji rzek, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, 245 s.
- Duszyński R. (red.), 2017, Zastosowanie konstrukcji gabionowych w regulacji koryt cieków wodnych, Maccaferri Polska, 120 s.
- Lane E.W., 1955, The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 81 (7), 1-17
- Lencastre A., 1961, Manuel d'hydraulique generale, Eyrolles, Paryż, 411 s.
- PN-EN 10223-3:2014-03, Drut stalowy i wyroby z drutu na ogrodzenia i siatki – Część 3: Siatka z drutu stalowego o oczkach sześciokątnych przeznaczona do celów technicznych w budownictwie lądowym i wodnym

Szlak żeglugowy Pisy i Narwi – stan aktualny i koncepcje rewitalizacji

Shipping route of Pisa and Narew rivers – current state and concepts of modernization

Błażej SMOLIŃSKI, Piotr KUŹNIAR

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

W referacie zaprezentowano wyniki pomiarów oraz wizji terenowej przeprowadzonych na rzece Pisie i Narwi we wrześniu 2018 r., w odniesieniu do danych archiwalnych oraz aktualnych wymagań prawnych. Scharakteryzowano główne problemy natury techniczno-infrastrukturalnej, które mają limitujący wpływ na rozwój ruchu turystycznego na omawianym szlaku. Omówiono wstępne koncepcje wariantowej zabudowy hydrotechnicznej, której powstanie mogłoby w znaczący sposób poprawić parametry eksploatacyjne szlaku żeglugowego Pisy i Narwi.

1. Wprowadzenie

Szlak żeglugowy Pisz-Warszawa łączy kompleks Wielkich Jezior Mazurskich z dorzeczem Wisły (rys. 1). W jego skład wchodzi rzeka Pisa i Narew oraz Zalew Zegrzyński i Kanał Żerański.

Pisa jest prawym dopływem Narwi, o długości ok. 80 km, rozpoczynającym swój bieg z południowego krańca jeziora Roś. Poniżej miasta Pisz rzeka biegnie w zabagnionej dolinie o zmiennej szerokości, wyścielonej utworami fluwioglacjalny, tworząc liczne zakola. Początkowo Pisz przepływa przez wschodnią część Puszczy Piskiej, a w środkowym i dolnym biegu przez Równinę Kurpiowską (wschodnie krańce Puszczy Kurpiowskiej). Jest to rzeka nizinna, silnie meandrująca, charakteryzująca się znacznymi okresowymi wezbrzeniami, przy czym wezbrzenia wiosenne są większe w porównaniu do letnich i jesiennych. Średni spadek wynosi 0,23‰, a w dolnym odcinku dochodzi on do 0,26‰. Skutkuje to stosunkowo dużymi prędkościami przepływu w korycie, a w następstwie erozją brzegów i dna. Transportowane przez Pisz rumowisko osadza się w korycie Narwi, generując lokalne zmiany spadku na odcinku



Rys. 1. Mapa śródlądowych dróg wodnych na terenie Polski; czerwonym kolorem zaznaczono szlak żeglugowy Pisz – Warszawa [Kuźniar i in. 2018]

poniżej ujścia Pisy do Narwi. W latach 60. opracowywano projekty kanalizacji rzeki, które zakładały m.in. budowę jazu i śluzy w Piszcu oraz wzniesienie kolejnych sześciu jazów i śluz komorowych na samej Pisie. Uzasadnieniem tych inwestycji, oprócz kwestii żeglugowych, była poprawa warunków pracy elektrowni w Ostrołęce.

Rzeka Narew ma swoje źródło we wschodniej części Puszczy Białowieskiej, na terenie Białorusi. Początkowo płynie przez Nizinę Północnopodlaską w podmokłej, zatorfionej dolinie (bagno Wizna). Pod Łomżą tworzy przełom i dalej biegnie w pradolinie przez Nizinę Północnomazowiecką. Ujście Pisy znajduje się w Nowogrodzie w 180,9 km Narwi, zwiększając powierzchnię jej zlewni o 4493 km². Długość Narwi na odcinku od Nowogrodu (ujście Pisy) do Zalewu Zegrzyńskiego w Pułtusku wynosi ok. 117 km. Narew jest rzeką wybitnie nizinną o niewielkich spadkach, które zmieniają się w nieregularny sposób. Pierwsze roboty regulacyjne rozpoczęto tu po zakończeniu I wojny światowej. Skupiano się wówczas na zachowaniu żeglowności drogi wodnej oraz na przeciwdziałaniu erozji. W latach 1963-1965, po wybudowaniu stopnia wodnego Dębe, na odcinku Narwi od Pułtuska do Gnojna (km 76) prowa-

dzony były prace regulacyjne w związku z eksploatacją złóż żwiru transportowanego drogą wodną do Warszawy [Grochulski 1985]. Po przeniesieniu zwirowni do miejscowości Brzuze (km 107) prace regulacyjne na Narwi odbywały się głównie na odcinku km 84-90. Już w tamtym okresie zachowanie zakładanych głębokości tranzytowych nie mniejszych niż 1,30 m było trudne (w czasie letnich niżówek głębokości te spadały do 0,5-0,7 m). Ograniczenia żeglowności szlaku doprowadziły do opracowania koncepcji regulacji rzeki na odcinku Gnojno – Brzuze. Oprócz robót pogłębiarskich stosowano budowle z narzutu kamiennego układanego na fundamencie z materaca faszynowego, którym towarzyszyły tamy z pali żelbetowych z oczepami betonowymi i głowicami materacowo-kamiennymi. Stosowano również budowle podłużne z materacy wiszących, materace faszynowe oraz narzut kamienny w płotkach. Według danych archiwalnych [Grochulski 1985] w latach 1975-1978 prace regulacyjne były prowadzone w rejonach km 81, 89, 101 i 105 Narwi i w połączeniu z budową stopnia wodnego Dębe przyczyniły się do znacznej poprawy warunków żeglugowych na odcinku pomiędzy km 21,80 a 105. W latach 80. dalszą regulację Narwi uznano za nieuzasadnioną. Nakłady finansowe poniesione na zaprojektowanie i utrzymanie drogi wodnej łączącej Wisłę z systemem Wielkich Jezior Mazurskich, wobec zmniejszających się zysków z zanikającego transportu wodnego, byłyby niewspółmierne.

Zalew Zegrzyński jest sztucznym zbiornikiem retencyjnym utworzonym w 1963 r. po przegrodzeniu koryta Narwi zaporą w Dębem w km 21,80 [Grochulski 1985]. Powierzchnia akwenu wynosi 3030 ha, pojemność – ok. 90 mln m³, a średnia głębokość – ok. 2,9 m. Zwierciadło wody znajduje się na rzędnej ok. 79 m n.p.m. Cofka piętrzenia zaporą sięga do Pułtuska (km 63). Stopień wodny Dębe został zaprojektowany w ramach kaskady rzeki Bugu i planowanej drogi wodnej Wschód-Zachód. Koncepcje te nie zostały zrealizowane, wobec czego obecnie zbiornik wykorzystywany jest przede wszystkim do celów rekreacyjnych oraz jako rezerwuuar wody pitnej dla aglomeracji warszawskiej (Wodociąg Północny). Główny szlak żeglugowy prowadzi z Serocka w kierunku Zegrzynka i dalej do ujścia Kanału Żerańskiego. Nad Zalewem Zegrzyńskim zlokalizowana jest duża ilość ośrodków wypoczynkowych, marin i portów (Zegrze, Nieporęt, Rynia, Serock, Jadwisin, Zegrzynek). Rozwinięta infrastruktura sprzyja intensywnemu rozwojowi ruchu turystycznego ukierunkowanego na sporty wodne.

Ostatnim elementem szlaku żeglugowego Pisz – Warszawa jest Kanał Żerański, wybudowany jako jeden z podstawowych elementów koncepcji Warszawskiego Węzła Wodnego. W planie zagospodarowania przestrzennego Warszawy, opracowanym w latach 50., przewidziano na Żeraniu rozwój strefy przemysłowej, związanej zwłaszcza z transportem wodnym [Grochulski 1985]. Wydzielono więc tereny przyszłego portu i kanału, nad którym ulokowano wiele zakładów – elektrociepłownię, fabrykę elementów budowlanych Faelbet, zakład przemiału cementu Paged, centralę produktów naftowych, browar, młyny. Szlak miał być dostępny dla barek 1350-tonowych, a zatem miał odpowiadać klasie IV wg międzynarodowej klasyfikacji dróg wodnych. W 1956 roku zakończono pierwszy etap budowy Kanału

Tabela 1. Charakterystyka poszczególnych odcinków szlaku żeglugowego Pisz – Warszawa

Lp.	Nazwa drogi wodnej	Długość w km	Klasa drogi wodnej
1	Rzeka Pisa od jeziora Roś do ujścia rzeki do Narwi w Nowogrodzie	80,0	Ia
2a	Rzeka Narew od ujścia Pisy do Narwi w Nowogrodzie do miejscowości Pułtusk	117,0	Ia
2b	Rzeka Narew od miejscowości Pułtusk do Zalewu Zegrzyńskiego wraz z Zalewem Zegrzyńskim	40,9	II
3	Kanał Żerański	17,2	II

Żerańskiego, mający umożliwić transport żwiru i piasku dla zakładów Faelbet przy pomocy barek 300 tonowych. Obecnie kanał o długości ok. 17 km i głębokości 2,5-3,0 m zapewnia połączenie Zalewu Zegrzyńskiego z Wisłą. Jego trasa biegnie przez tereny nizinne, tj. dolinę rzeki Długiej i Czarnej. Według projektu z 1952 roku, typowe umocnienie podwodnej części skarp kanału stanowi materac faszynowy o grubości 0,60 m. Powyżej materacy zastosowano narzut kamienny oraz płyty betonowe. Lokalnie w celach doświadczalnych stosowano także inne rodzaje ubezpieczeń – np. asfalt i asfaltobeton.

Poszczególne odcinki szlaku żeglugowego Pisz – Warszawa, wraz z ich długościami oraz przyporządkowaną klasą drogi wodnej, zestawiono w tabeli 1.

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w *Rozporządzeniu Rady Ministrów z dnia 7 maja 2002 r. w sprawie klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych* [Dz.U. 2002 Nr 77, poz. 695] poszczególne fragmenty szlaku żeglugowego Pisy i Narwi powinny spełniać wymagania zawarte w załączniku nr 3 do rozporządzenia dotyczące:

- minimalnych wymiarów szlaku żeglownego w rzece;
- minimalnych wymiarów kanału;
- minimalnych wymiarów śluz żeglugowych;
- odległości pionowej przewodów linii elektroenergetycznych przy zwisie normalnym ponad poziom WWŻ.

Powyższe wymagania zostały precyzyjnie scharakteryzowane co do konkretnych wartości liczbowych w tabeli 2.

Na podstawie informatora nawigacyjnego oraz komunikatów nawigacyjnych publikowanych na stronie RZGW, stwierdzić można, że powyższe wymagania klasowe dla poszczególnych odcinków Pisy i Narwi nie są spełnione, zwłaszcza w zakresie niezachowania wymaganych głębokości tranzytowych. Jest to związane z niskimi stanami wód w okresach niżówek oraz brakiem prowadzenia prac regulacyjnych.

Nieliczni użytkownicy omawianego szlaku zgodnie zwracają uwagę [Kuźniar i in. 2018] na jego małą popularność. Jednostki żaglowe spotyka się na nim sporadycznie, częściej są to jednostki wędkarskie. Warunki panujące na szlaku są zależne od pory roku. Żegluga wiosenna w górę rzek, pod prąd, w kierunku Wielkich Jezior Mazurskich jest łatwiejsza i bezpieczniejsza niż jesienią na koniec sezonu nawigacyjnego w przeciwnym kierunku. Wynika

Tabela 2. Parametry eksploatacyjne śródlądowych dróg wodnych [Dz.U. 2002 Nr 77, poz. 695]

Lp.	Parametry eksploatacyjne	klasy:	Wielkości parametrów:							
			Ia	Ib	II	III	IV	Va	Vb	
1.	Minimalne wymiary szlaku żeglownego w rzece	jedn. miary								
1.1	szerokość szlaku żeglownego ¹⁾	m	15	20	30	40	40	50	50	
1.2	głębokość tranzytowa ²⁾	m	1,2	1,6	1,8	1,8	2,8	2,8	2,8	
1.3	promień łuku osi szlaku żeglownego ³⁾	m	100	200	300	500	650	650	800	
2.	Minimalne wymiary kanału									
2.1	szerokość szlaku żeglownego ¹⁾	m	12	18	25	35	40	45	45	
2.2	najmniejsza głębokość wody w kanale ²⁾	m	1,5	2,0	2,2	2,5	3,5	3,5	3,5	
2.3	promień łuku osi szlaku żeglownego ³⁾	m	150	250	400	600	650	650	800	
3.	Minimalne wymiary śluz żeglownych									
3.1	szerokość śluzy	m	3,3	5,0	9,6	9,6	12,0	12,0	12,0	
3.2	długość śluzy	m	25	42	65 ⁴⁾	72	120 ⁴⁾	120	187	
3.3	głębokość na progu dolnym ⁵⁾	m	1,5	2,0	2,2	2,5	3,5	4,0	4,0	
4.	Odległość pionowa przewodów linii elektroenerg. przy zwisie normalnym ponad poziom WWZ ⁵⁾									
4.1	nieziemionych o napięciu do 1kV oraz uziemionych (bez względu na napięcie linii) i przewodów telekomunikacyjnych	m	8	8	8	10	12	15	15	
4.2	nieziemionych o napięciu wyższym niż 1kV, w zależności od napięcia znamionowego linii (U)	m	$10 + \frac{U}{150}$		$12 + \frac{U}{150}$		$14 + \frac{U}{150}$		$17 + \frac{U}{150}$	

Przypisy:

- ¹⁾ Szerokość szlaku żeglownego na poziomie dna statku o dopuszczalnej ładowności przy pełnym zanurzeniu.
²⁾ Głębokość odnosi się do pierwszej wartości zanurzenia statku lub zestawu, określonej dla tej samej klasy w tabeli w załączniku nr 1.
³⁾ Szlak żeglowny na łuku poszerza się w zależności od długości statku lub zestawu pchanego i promienia łuku.
⁴⁾ Do klasy II zalicza się również śluzy istniejące o długości od 56,6 m do 57,4 m, a do klasy IV – o długości 85,0 m.
⁵⁾ WWZ – najwyższa woda żeglowna, ustalony stan wody, po którego przekroczeniu uprawianie żeglugi jest zabronione.

to z zazwyczaj wyższych wiosną poziomów wód oraz precyzyjniejszego ustawienia oznakowania nawigacyjnego (wystawianego na Narwi wiosną, z początkiem sezonu), które jesienią przy niższych stanach wód traci na aktualności. Wszyscy użytkownicy szlaku żeglownego Pisz – Warszawa zauważają brak oznakowania nawigacyjnego na rzece Pisie. Podkreślają również brak infrastruktury turystycznej oraz sanitarnej. Znacznym utrudnieniem są liczne piaszczyste płycizny oraz rafy kamienne. Problemem są również konary i drzewa zalegające w nurcie, zwłaszcza po intensywnych burzach, ale również w wyniku działalności zwierząt (bobry) ^{1,2}. Obecnie bardzo poważną przeszkodą na szlaku są prace hydrotechniczne prowadzone w rejonie elektrociepłowni w Ostrołęce. Budowa nowego jazu powoduje zwężenie koryta, co przy wyższych stanach wody generuje bardzo silny prąd. Według relacji osób płynących w okresie wiosennym w górę szlaku, prąd był na tyle silny, że jednostki ze słabszymi silnikami nie były w stanie pokonać tego odcinka i musiały korzystać z pomocy większych jednostek. W skrajnych sytuacjach konieczne było slipowanie jachtu i przewiezienie go w górę rzeki drogą lądową.

¹ RZGW Warszawa, Miejsca limitujące na Narwi przy stanie wody na wodowskazie w Ostrołęce 70 cm

² <https://warszawa.rzgw.gov.pl/nasza-dzialalnosc/szlaki-ze-glowne/komunikaty-nawigacyjne/komunikat-nawigacyjny-nr-72018-rzgw-w-bialymstoku>

2. Wizja terenowa i pomiary głębokościowe

Pomiary warunków głębokościowych szlaku żeglugowego Pisy i Narwi, połączone z wizją lokalną odcinka od Pisza do Wierzbicy (Serocka), zostały przeprowadzone w dniach 15-19 września 2018 roku. Odcinek od Wierzbicy do Śluzy Żerań pomierzono 13 października. Pomiary batymetryczne wykonano przy pomocy echosondy Raytheon DE-719 (prod. USA) skorelowanej czasowo z odbiornikiem GPS Trimble GeoXT Series 2005, który umożliwia odczyt poprawek z satelity geostacjonarnej SBAS (Space Based Augmentation System) i osiągnięcie dokładności sytuacyjnej (w planie) wynoszącej ok. 0,5 m. Dokładność rejestracji głębokości przy pomocy echosondy Raytheon uzależniona jest od parametrów ośrodka, głównie zasolenia i temperatury oraz od rodzaju substancji tworzącej dno, odpowiedzialnej za odbicie sygnału hydroakustycznego. Po przeprowadzeniu procesu kalibracji echosondy, w danych warunkach pomiarowych, dokładność pomiaru głębokości zawierała się w przedziale $\pm 0,05$ m. Sprzęt pomiarowy umieszczono na łodzi Crescent 410 napędzanej silnikiem Mercury 20, który przed wypłynięciem został w maksymalnym stopniu „wytrymowany”, co pozwoliło na osiągnięcie zanurzenia łodzi wraz ze sprzętem i załogą – ok. 0,4 m.

Warunki hydrologiczne, określone za pomocą stanów wody na wodowskazach (rys. 3) rozmieszczonych na długości drogi wodnej, przedstawiono w tabeli 3. Okres prowadzenia badań zbiegł się z głęboką niżówką, która w profilach wodowskazowych Ptaki na Pisie i Nowogród na Narwi - bezpośrednio poniżej ujścia Pisy – od ponad sześciu tygodni przed rozpoczęciem pomiarów nie przekroczyła poziomu średnich niskich wód (SNW) [Kuźniar i in. 2018]. Sytuacja taka powoduje dobre „docieranie się” dna koryta – stan, w którym rzeka, przy znikomym całkowitym transporcie rumowiska wleczonego, formuje wąską, lecz stosunkowo głęboką rynnę wśród złożonych wokół piasków. Ułatwia to żeglugę małym statkom na odcinkach koryta wyścielonych utworami pochodzenia aluwialnego. W strefach z dnem



Rys. 2. Zagrożenia dla żeglugi szlakiem rzek Pisy i Narwi [Kuźniar i in. 2018]

Tabela 3. Warunki hydrologiczne w trakcie wizji terenowej [Kuźniar i in. 2018]

Wodowskaz	Kilometraż (km)	Rzędna zera (m n.p. Kr ⁶⁰)	Stan <i>H</i> (cm)	Rzędna (m n.p. Kr ⁶⁰)	Data
PISA					
Pisz	78,10	112,87	129,00	114,16	15.09.2018
Ptaki	37,65	104,87	67,00	105,54	16.09.2018
Dobrylas	11,75	97,92	82,00	98,74	16.09.2018
NAREW					
Nowogród	180,30	94,01	40,00	94,41	16.09.2018
Ostrołęka	146,80	89,43	55,00	89,98	17.09.2018
Zambski Kościelne	81,10	79,02	136,00	80,38	18.09.2018
Pułtusk	63,30	77,31	182,00	79,13	18-19.09.2018
ZALEW ZEGRZYŃSKI I KANAŁ ŻERAŃSKI					
Nieporęt	16,85	69,91	902,00	78,93	13.10.2018

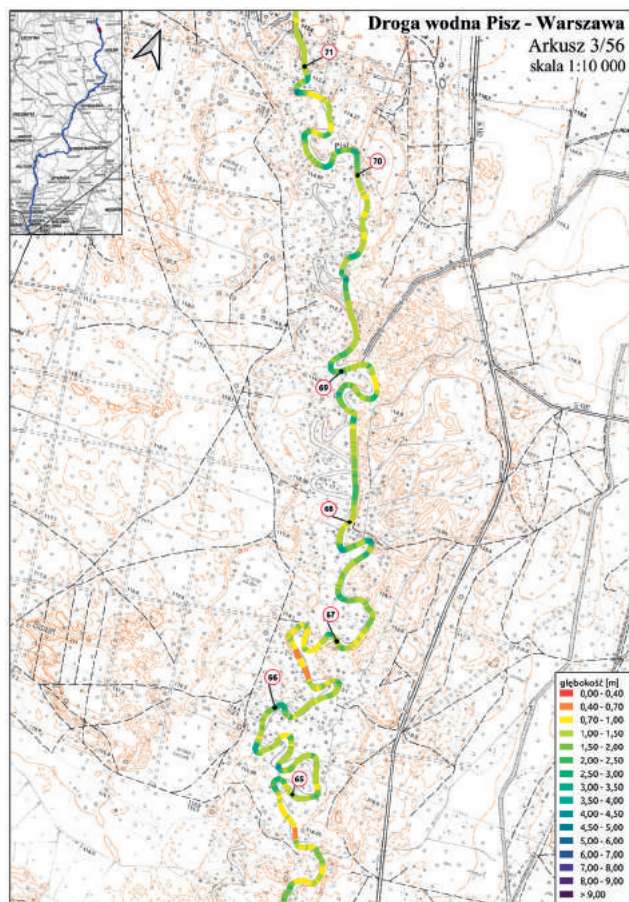
trudnorozmywalnym, zawierającym pojedyncze przeszkody, kamienie i rafy, okres głębokiej niżówki stanowi znaczne utrudnienie dla żeglugi. Szczególne niebezpieczeństwo stanowią przeszkody mało znane, zazwyczaj pokryte wystarczającą warstwą wody, ale zarazem te, o których informacje są powszechne, a zaznaczają wyraźnie swoją obecność na powierzchni lustra wody lub nawet są widoczne ponad nią.

Wyniki pomiarów warunków głębokościowych zostały opracowane w formie graficznej, przedstawiającej dokładną trasę wraz z zarejestrowanymi głębokościami (pokazanymi w skali barwnej), naniesionymi na dwubarwny podkład kartograficzny w układzie 1965, o aktualności nie późniejszej niż przełom lat 80/90 ubiegłego wieku. Przykładowy fragment mapy zaprezentowano na rysunku 4.

Pomierzony układ głębokości został przeniesiony na trasę przejazdu z próbkowaniem co 0,5 m przebytej drogi, co dało ok. 530 000 punktów z przypisaną im informacją o głębokości oraz położeniu we współrzędnych geograficznych B, L i na kilometrze rzeki. Na mapy zostały również naniesione położenia tablic kilometrowych rozmieszczonych wzdłuż brzegów obu rzek. Kolorem czerwonym oznaczono tablice oznaczone na mapach, istniejące w latach 80. ubiegłego wieku, kolorem czarnym – tablice obecnie widoczne na brzegach i zapisane w odbiorniku GPS. Nowator-



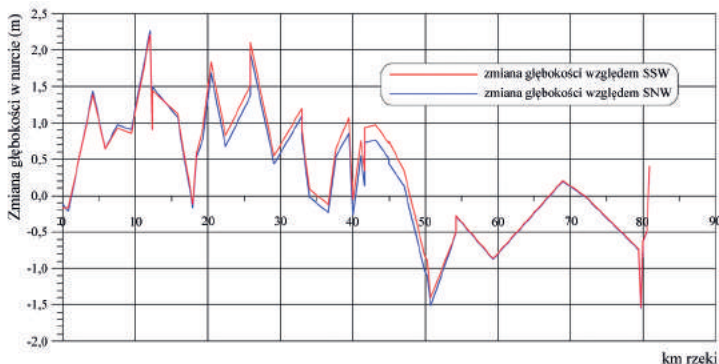
Rys. 3. Widok ogólny wodowskazu „Ptaki” [Kuźniar i in. 2018]



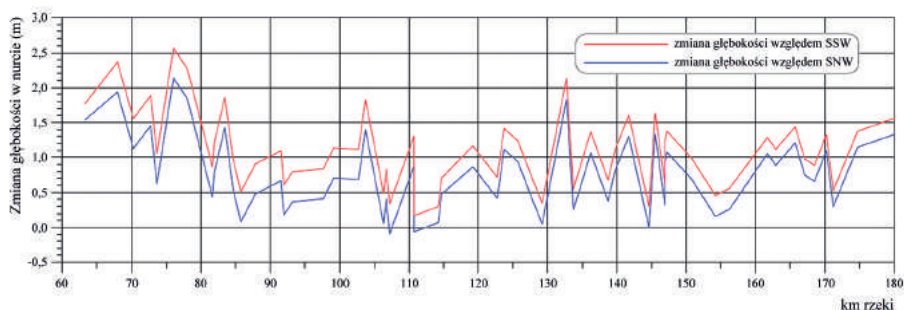
Rys. 4. Przykładowe wyniki pomiarów głębokościowych [Kuzniar i in. 2018]

ska technika zobrazowania układu głębokości wraz z trasą płynięcia łodzi pozwoliła również na pokazanie przemian, jakie zaszły w poziomym układzie koryt rzek na przestrzeni około 25-30 lat [CUGW 1961] (rys. 5, 6).

Wykonany podczas wizji terenowej echosondaż oraz poczynione obserwacje pozwalają stwierdzić, że w zastanych trudnych warunkach hydrologicznych (niżówka) szlak Pisy i Narwi pozostaje żeglowny. Należy jednak podkreślić, że fakt ten odnosi się do żeglugi w dół rzeki, co jest charakterystycznym kierunkiem ruchu turystycznego w tym okresie sezonu nawigacyjnego. Przebycie tej drogi w tym samym czasie, lecz przeciwnym kierunku, pod prąd, wiązałoby się z większym zanurzeniem jednostki i mogłoby okazać się niemożliwa. W celu pełnej weryfikacji żeglowności szlaku na odcinku Pisz – Warszawa, wskazane jest wykonanie analogicznych pomiarów głębokościowych w okresie wiosenno-letnim, gdy ruch turystyczny, związany z początkiem sezonu żeglarsko-motorowodnego i wyprowadzaniem jednostek pływających na szlak Wielkich Jezior Mazurskich, jest znacznie intensywniejszy.



Rys. 5. Zmiana głębokości nurtu rzeki Pisy w latach 1961-2018



Rys. 6. Zmiana głębokości nurtu rzeki Narwi w latach 1961-2018 [Kuźniar i in. 2018]

Pomiary głębokościowe wykonane na Kanale Żerańskim wykazały zachowanie głębokości projektowych kształtujących się na poziomie 2,5-3,0 m. Lokalne wypłylenia oraz nieregularności w strukturze dna występują w rejonach ujść rzek Czarnej i Długiej i są związane z dynamiką tych cieków wodnych.

3. Podsumowanie i wnioski

Zarówno Pisa jak i Narew są rzekami, gdzie problemy nawigacyjne wynikają w równym stopniu z obecności raf kamiennych i progów z gruntów trudnorozmywalnych, jak i z nadmiaru rumowiska wlezonego formującego płytkie przemiały i odsypiska. Charakterystyczną cechą wspólną jest także to, że rzeki prowadzą wyłącznie rumowisko „własne”, tj. pochodzące z erozji „własnych” brzegów i dna, a nie dostarczane z górnych partii zlewni, jak w przypadku cieków zasilanych potokami górskimi niosącymi urobek eoliczny i fluwialny. Ograniczenie erozji, szczególnie brzegowej, przyczyni się więc do ograniczenia procesów akumulacyjnych. Jednocześnie należy mieć na uwadze, że nadmierna redukcja erozji brzegowej lub wręcz jej wyeliminowanie skutkuje wzmożeniem erozji dennej, w wyniku której

odslaniane są rafy kamienne i progi iłowe tkwiące w podłożu. Likwidacja raf kamiennych jest działaniem niezwykle ryzykownym i powinna być poprzedzona dokładnym rozpoznaniem profilu podłużnego rzeki na odcinku przyległym do rafy, przeprowadzonym w różnych warunkach przepływu. Naruszenie rafy „odpowiedzialnej” za utrzymanie profilu podłużnego rzeki może spowodować, bardzo daleko idące, negatywne skutki w postaci gwałtownego rozwoju erozji postępującej w dół rzeki, jak i erozji wstecznej. W ich wyniku zapewne wyłoni się nowa rafa kamienna lub trudnorozmywalny próg iłowy, ale nie odwróci to wcześniejszych zmian. Lokalnie zostaną zwiększone spadek zwierciadła wody i prędkość nurtu. Taki właśnie mechanizm miał miejsce w ujściowym odcinku Pisy, gdzie w wyniku zmian zwierciadła wody i prędkości nurtu doszło do wypłukania z dna licznych pojedynczych głazów i raf kamiennych. Zainicjowany on został przypuszczalnie obniżeniem się bazy erozyjnej rzeki, którą stanowi poziom zwierciadła wody Narwi w Nowogrodzie. W przyszłości może zająć potrzeba stworzenia sztucznej bazy erozyjnej w tym miejscu w postaci stopnia wodnego wraz ze służą żegludową. W takiej sytuacji możliwe jest podjęcie następujących kroków:

1. W przypadku Pisy:

- wariant 0 – brak działań technicznych:
 - usunięcie pojedynczych kamieni, głazów, zatopionych karp i innych przeszkód, szczególnie w strefach nurtowych,
 - precyzyjne wyznakowanie szlaku żegludowego w strefach rozległych raf kamiennych,
 - pozostawienie koryta rzeki naturalnym procesom kształtowania;
- wariant 1 – działania techniczne „miękkie”:
 - zamknięcie przerwań meandrów (zarówno dawnych, jak i nowych) w celu przywrócenia poprzedniego stopnia rozwinięcia koryta i spowolnienie prędkości przepływu,
 - likwidacja ławic i podłużnych odsypów, stanowiących przedłużenie brzegów wypukłych, z przemieszczeniem urobku do wyrobisk erozyjnych na brzegach wklęsłych;
- wariant II – działania techniczne „twarde”:
 - remont uszkodzonych odcinków dawnych ubezpieczeń (bruków i narzutów).
 - odbudowanie silnie erodowanych brzegów wklęsłych i ubezpieczenie podstawy skarp przy użyciu palisad i narzutów kamiennych na geowłókninie. z pozostawieniem fragmentów nieubezpieczonych, przeznaczonych na wodopoje dla zwierząt leśnych i hodowlanych.
 - likwidacja ostróg i „główek” stanowiących przeszkodę dla żeglarzy w okresie podwyższonych stanów wody (ubezpieczeniem brzegu powinny być opaski).

2. W przypadku Narwi:

- wariant 0 – brak działań technicznych:
 - usunięcie pojedynczych kamieni i głazów (o znanych lokalizacjach), szczególnie w strefach wytyczonego szlaku żeglownego,

- precyzyjne wyznakowanie szlaku żeglugowego w strefach występowania rozległych raf kamiennych i gruntów trudnorozmywalnych w dnie,
- pozostawienie koryta rzeki naturalnym procesom kształtowania;
- wariant 1 – działania techniczne:
 - remont uszkodzonych budowli podłużnych, szczególnie opasek brzegowych i brzegosłonów,
 - likwidacja (całkowite rozebranie wraz z fundamentem) pozostałości regulacyjnych budowli poprzecznych (ostróg, poprzeczek i przetamowań),
 - zabezpieczenie silnie erodowanych brzegów wklęsłych i ubezpieczenie podstawy skarp przy użyciu opasek brzegowych wykonanych w technologii materacowo-kamiennej, z pozostawieniem fragmentów nieubezpieczonych, przeznaczonych na wodopoje dla zwierząt hodowlanych.

Zasadniczym typem zabudowy hydrotechnicznej, wskazanej do zastosowania w celu udroźnienia szlaku żeglownego, są opaski brzegowe. Podstawowym ich zadaniem byłoby powstrzymanie erozji brzegowej dostarczającej do koryta znaczne ilości materiału wleczonego. Na Pisie mogą to być budowle typu lekkiego, połączone z brzegosłonami (narzut kamienny w płotkach), na Narwi – budowle typu ciężkiego, materacowo-kamienne. Po przeprowadzeniu pierwszej fazy zabudowy mogłoby okazać się celowe przedłużenie niektórych opasek w formie krótkich tam podłużnych (bez poprzeczek) kształtujących kierunek linii nurtu.

Jedyną proponowaną budowlą regulacyjną o charakterze budowli poprzecznej, „wkraczającą” w strefę koryta głównego Narwi, jest kierownica zlokalizowana na połączeniu wód Pisy i Narwi. Pisa, charakteryzująca się stosunkowo dużym spadkiem na odcinku ujściowym, dostarcza do koryta Narwi rumowisko wlezione z dużym natężeniem. Z kolei Narew w tym miejscu kształtuje brzeg wypukły, co sprzyja akumulacji rumowiska wlezonego korytem. W ten sposób połączone strumienie rumowiska kształtują rozległe odsypisko, trudne do pokonania dla wodniaków. Kształt proponowanej kierownicy mógłby być zbliżony do kierownicy Portu Praskiego w Warszawie, gdzie pełni ona podobną rolę, nie dopuszczając do zapiaszczenia wylotu kanału wejściowego do portu.

Z przeprowadzonej oceny stanu drogi wodnej Pisz – Warszawa wynika, że to nie głębokości szlaku żeglugowego są przyczyną zaniku ruchu turystycznego, lecz brak szeroko rozumianej infrastruktury turystycznej. Funkcjonujące dawniej ośrodki i stacje (rys. 7) obecnie nie działają, a tereny, na których są zlokalizowane, w przeważającej części zostały wykupione przez osoby prywatne. Podstawowym warunkiem dla wznowienia „małego” ruchu żeglugowo-żeglarskiego i motorowodnego jest powstanie marin zlokalizowanych co ok. 40 km, wyposażonych w:

- odpowiednią liczbę miejsc cumowniczych przy pomostach stałych oraz pływających, umożliwiających korzystanie z nich przy silnie zmiennych poziomach wody i bezpieczne podejście w warunkach bardzo niskich stanów wody;
- sanitariaty z ciepłą wodą i prysznicami dostępnymi od zewnątrz;



Rys. 7. Stacja wodna w miejscowości Różan (lata 60. ubiegłego wieku)

- pełny zestaw mediów doprowadzonych na pomost (co najmniej prąd i woda);
- możliwość wyżywienia w restauracji;
- możliwość wynajęcia pokoju w standardzie 2- 3-gwiazdkowym, ze śniadaniem;
- skomunikowanie ze sklepem i ze stacją benzynową;
- całodobowe monitorowanie.

Naturalnymi lokalizacjami do budowy wspomnianej infrastruktury turystycznej są większe ośrodki miejskie na trasie szlaku żeglugowego, takie jak: Kozioł i Morgowniki na rzece Pisie oraz Nowogród, Ostrołęka, Różan i Zamski Kościelne na Narwi.

Ważnym elementem z punktu widzenia rewitalizacji szlaku żeglugowego Pisz – Warszawa jest, planowana obecnie przez władze samorządowe miasta Pisz, budowa stopnia wodnego na rzece Pisie. Warunki morfologiczne mają decydujące znaczenie zarówno z punktu widzenia kosztów budowy, eksploatacji stopnia, jak i maksymalnej możliwej do uzyskania rzędnej piętrzenia. Trwa opracowywanie koncepcji oraz szczegółowej lokalizacji i parametrów planowanego stopnia. Realizacja tego przedsięwzięcia pozwoli na ustabilizowanie poziomu wody w jeziorze Roś, co przyczyni się do poprawy warunków bytowania roślin i zwierząt i możliwości uprawiania sportów wodnych na całym akwenu. W połączeniu z rozwojem infrastruktury turystycznej, oczekuje się wzrostu zainteresowania walorami tego regionu.

W celu poprawy warunków nawigacyjnych na odcinku od głowy dolnej Śluzy Żerań do głównego koryta Wisły, w okresach niskich stanów wody w Wiśle, możliwe są dwa warianty rozwiązań:

- wariant I – przekształcenie istniejącej śluzy jednokomorowej w dwukomorową, tzw. schodkową;
- wariant II – podpiętrzenie wód Wisły przy pomocy niskiego stopnia zlokalizowanego poniżej ujścia Kanału Żerańskiego, w km 520.

Wariant I polega na dobudowaniu trzeciej głowy śluzy, w odległości równej długości komory śluzy istniejącej, która zapewni możliwość śluzowania do poziomu wody niskiej w Wiśle, pozwalającego na bezpieczną żeglugę. Dość oczywistym warunkiem realizacji tego założenia jest umożliwienie żeglugi w korycie Wisły przy niskich stanach, osiągających notowania $H = 60$ cm na wodowskaziu Warszawa. Żeglugę w górę rzeki powyżej km 520 istotnie ogranicza rafa żoliborska (km 517), której naruszenie (kolejne w jej dziejach) mogłoby wywołać nieobliczalne zmiany na całym śródmiejskim odcinku Wisły Warszawskiej. Z kolei żeglugę poniżej km 520 w kierunku Modlina ograniczają mniejsze rafy w obrębie miasta (których również nie należałoby naruszać) oraz liczne rozległe przemiały i odsypiska.

Wariant II stanowi rozwiązanie od bardzo wielu lat dyskutowane i przedstawiane w formie bardzo wielu koncepcji o różnym poziomie szczegółowości. Wobec pogłębiającego się katastrofalnego stanu koryta Wisły Warszawskiej, konieczność budowy nowego stopnia w rejonie stolicy wydaje się być przesądzona [Kocot i in. 2010]. Opracowania z lat 70., dotyczące zabudowy hydrotechnicznej środkowej Wisły, są już niestety nieaktualne wobec dynamicznie zachodzących zmian gospodarczych, środowiskowych oraz prawnych. Zakrojone na szeroką skalę plany rozwoju śródlądowych dróg wodnych, o jakich słyszy się aktualnie od przedstawicieli Państwowego Gospodarstwa Wodnego Wody Polskie, pozwalają mieć jednak wciąż cień nadziei na realizację takiej inwestycji w bliżej nieokreślonej przyszłości.

Literatura

- CUGW, 1961, Informator dróg wodnych śródlądowych – żeglownych, Centralny Urząd Gospodarki Wodnej, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 493 s.
- Dz.U. 2002 Nr 77, poz. 695, Rozporządzeniu Rady Ministrów z dnia 7 maja 2002 r. w sprawie klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Grochulski J. (red.), 1985, Monografia dróg wodnych śródlądowych w Polsce, 1985, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 583 s.
- Kocot J., Mazurkiewicz M., Szamowski A., 2010, Studium możliwości wykonania proggu stabilizującego poziom wody w Wiśle na odcinku Warszawy z uwzględnieniem bezpieczeństwa przeciwpowodziowego i wykorzystania energii wodnej na stopniu piętrzącym, Warszawa, materiał niepublikowany
- Kuźniar P., Klimiuk W., Smoliński B., 2018, Opinia hydrotechniczna na temat możliwości wykorzystania drogi wodnej Pisz – Warszawa do celów turystycznych, Warszawa, materiał niepublikowany

W jaki sposób zapory mogą tworzyć w przestrzeni środowiskową wartość dodaną?

How dams can create an added environmental value in space?

Nina HUMAR

Institute of Water of the Republic of Slovenia, Dunajska 156, 1000 Ljubljana, Slovenia

Jure ŠIMIC

Holding Slovenske elektrarne, Koprška ulica 92, 1000 Ljubljana, Slovenia

Andrej KRYŽANOWSKI

*University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana, Slovenia*

Summary

In Slovenia the construction of multi-purpose reservoirs and dams primarily intended for electricity generation is underway, where sustainable principles for designing environmental and spatial interventions are taken into account. Because of the reservoirs' size and the changed water regime, dams gained a reputation for having strong adverse effects on the environment. Dam construction also means changes for people who live in the impact area, as they are often exposed to changes in their environment (new developments, changed living conditions, etc.), which are usually associated with negative feelings. The siting of dam structures is therefore often met with resistance. However, is dam construction really as negative and harmful as generally believed?

A review of the environmental situation indicates that in Slovenia even after the construction of new structures the impact area of more than 70% dams remains, or becomes, home to many protected or endangered animal species and habitats. This paper will deal with the actual situation of impacts of dams on the natural environment for all existing dams in Slovenia. We will present the cross-sectional situation between dam impact areas and nature protection areas (Natura 2000, ecologically relevant areas and natural assets). Furthermore, we will provide some examples of completed dams and shed some light on the extent of mitigation measures for improving the ecological situation in nature protection areas.

1. Introduction

Dam construction in Slovenia has a rich tradition, which began nearly half a millennium ago. The oldest preserved dams in Slovenia date back to the 18th century and were intended for transport of timber for the needs of the mercury mine in Idrija. The development of electrification at the end of the 19th century encouraged the construction of small dams on lateral rivers for the needs of electricity production. In the early 20th century, the increasing needs for electricity led to the construction of dams on larger rivers and electricity generation remained the prevailing purpose of dam construction until the early 1960's. Over the next three decades dam construction was primarily intended for water regime regulation and water retention for flood control purposes. Slovenia is extremely abundant in water due to its geographical position. A characteristic of Slovenian rivers is the prevailing rain/snow runoff regime and as a consequence a frequent occurrence of sudden high-flow events. Owing to dispersed settlement in Slovenia, the flood threat to populated areas is great while with the increasing population density and the desire to use the plain areas for agricultural and economic activities, there is little space available for construction of major reservoirs. In Slovenia, smaller reservoirs prevail: the volume of approximately 60% of all reservoirs is smaller than the average (6 hm³). Smaller reservoirs are mainly intended for water management purposes while among larger reservoirs those intended for hydropower purposes prevail.

Until recently, the flood control practice relating to populated areas was based, due to the lack of available land, on the construction of small storage capacities in the hinterland, which as a consequence meant interventions into the until then quite preserved natural environment. This is the reason that the design of new structures only rarely encroaches upon intact natural environments; instead we have been trying to introduce flood control measures in existing developed areas. Over the last two decades, the activities related to the planning of new hydropower capacities on the Sava and Mura Rivers in Slovenia have intensified to increase the proportion of production of electricity from renewable resources as well as to meet the European commitments adopted by Slovenia, which relate to electricity generation from renewable energy sources. The approach to dam design in this period is completely different than before. Each intervention means a change in the use of space (new regulations, changed living conditions, etc.), which the public generally accepts negatively, particularly because of the lack of information. In the planning phase the sustainability principles are adhered to in the design of spatial interventions, taking account the natural environment as well as space and the society. The public has been actively included in the planning phase all along; to some extent the participatory decision-making model was established in the phases of siting of structures. Such way of decision-making has been commonly used in Central Europe, but this was a novelty in Slovenia. The priority in planning is water regime regulation, flood control assurance, and the solving of other infrastructural issues as far as the local community interests are concerned. Energy use in this context represents an added

value or benefit in the economic evaluation of flood control measures. This approach revealed to be extremely successful in building the chain of HPP's on the Lower Sava.

The period of more intensive construction of hydropower structures coincided with the setting up of protected Natura 2000 sites. Nature protection areas (Natura 2000, ecologically important areas, valuable natural features) also reach into sections where energy use is planned. During site location of dams, the opponents all too often adopt the stance that the interventions are environmentally unacceptable, while they are not explicitly prohibited by the Habitats Directive or the Water Directive. In this case we apply the principle of the prevailing public interest and the obligation to provide alternative measures by creating and improving habitats elsewhere, in order to conserve the integrity of the area. Another view of the opponents to dam construction is that an accumulation brings irreversible changes in the natural environment with a devastating influence on the environment and physical space. Without doubt, this thesis is valid for the current situation in space, but it does not consider the fact that with an accumulation or construction of dams new conditions are introduced, which can represent a new value in space. An analysis of the environmental situation suggests that the conditions in most areas of the existing dams and reservoirs continue to, or newly, provide home to many protected or endangered animal species and habitats.

This paper will present the relationship between dam impact areas and nature conservation areas (Natura 2000, ecologically important areas, valuable natural features). Based on the situation established in the existing dams we will present some cases where by choosing the appropriate mitigation measures we managed to prevent or restrict the impacts on wildlife and the environment and some other cases where the construction of a dam actually created the conditions to establish a nature protection area. We will attempt to establish the actual situation of impacts of dams on the natural environment for all existing dams in Slovenia.

2. The role of dams in view of climate change

Recently in Slovenia and in its close neighbourhood we have been faced with hydrological extremes manifested as an increasing occurrence of alternating drought and flood events. All these weather-related extreme events, such as storms, floods, droughts, and others, prompt us to find new efficient measures to mitigate the consequences and reduce losses occurring because of the higher frequency of occurrence of hydrological extremes. Dam construction in this context is considered as a partial but necessary measure to mitigate hydrological imbalances and effectively reduce losses that occur each year because of the aforementioned hydrological extremes.

Putting aside the direct economic development of river basins and by shedding some light on the problem in view of the higher occurrence frequency of hydrological extremes,

these measures can be divided into two categories. The first category is structural, civil engineering measures, such as: construction of embankments, dams, retention areas, etc. The second category is non-structural or non-constructional measures, such as zoned land use in floodplains to reduce losses, adjustment of structures, spatial planning, public awareness-raising, etc. The general opinion of the professional public is that neither of the two groups offers the appropriate absolute answer to flood safety issues. In relation to structural measures, a restriction is the availability of measure implementation according to the land use intensity, particularly in the light of climate change and hydrological forecasting reliability. On the other hand, non-structural measures represent a significant restriction to economic development and provide relatively poor possibilities to mitigate the extremes.

Internationally the notion of integrated sustainable development of river basins is increasingly used – it is a combination of structural and non-structural measures as the most efficient answer to the hydrological imbalances, at the same time offering an effective, environmentally friendly solution for the areas where we witness great variations, shortages, and inefficient use of water resources. This principle has been recently applied in the design of hydropower structures where the priority is to design flood safety measures in the light of climate change while also increasing the water potential exploitation and in the light of adhering to the commitments regarding the promotion of renewable energy resources.

3. Dam in space

Siting of dams is an extremely demanding and complex procedure; firstly, as a demanding engineering project that includes all engineering professions and, secondly, as a spatial intervention including natural sciences and humanities, administrative bodies, as well as the professional and lay communities involved through interest groupings, local governments, or individuals. Any intervention means changes, which are typically met with scepticism in the general public; it is therefore important that both advantages and disadvantages of the planned intervention are appropriately presented. Along with the favourable socio-economic influence of dams on the economy and the local environment, in many cases they create conditions that are favourable also for introduction and existence of many vulnerable and protected plant species. An overview of the existing reservoirs and dams in Slovenia reveals that in many cases the conditions prior to the construction have been preserved while there are cases where the new conditions provided habitat for other endangered species.

In analysing the existing dams, our attention was directed toward the most frequent factors impacting the decisions about dam siting. Taking into account the legislation of the Republic of Slovenia and the adopted EU directives, environmental parameters are among the most influential parameters in the dam siting process. Many studies suggest that environmental goals are in fact those that most considerably make it hard to meet the targets of transi-

tion to renewable energy resources, furthermore, these parameters are most often presented as the most restrictive in the siting procedures. In terms of nature protection we distinguish between the following sites with special nature protection significance:

- Natura 2000 sites as part of the European network of special protection areas.
- Valuable natural features that include all natural heritage protected under legally prescribed measures.
- Ecologically important areas, which significantly contribute to biodiversity conservation.

Figure 1 shows the existing condition of the sites of special nature protection significance in Slovenia. We find that compared to the neighbouring countries, the level of nature protection in Slovenia is at an enviable high level. The Natura 2000 area covers 37.2% of Slovenian territory, putting Slovenia at the very top in Europe in terms of the proportion of protected areas. The public often relies on quick assessments about the unacceptability of the interventions in areas of special nature protection significance, which opponents justify with spatial degradation due to the devastating impacts of dam construction on the environment. In Slovenia we have witnessed an extensive expansion of nature conservation areas, which is too often becoming a tool to prevent the development of the planned activities in space, rather than actual protection of an area with a high nature protection value. These trends are most considerable in the areas of reservoir and dam design, where the objection to construction out of natural conservation reasons is the greatest. This encouraged us to conduct a study on the role of the existing dams and reservoirs in the context of nature protection. If dams really had such a devastating effect on the environment, then this should be reflected in the fact that these areas per se could not represent a large nature protection value.

Currently, there are 70 dams and weirs registered in Slovenia (Fig. 2) – of which there are 43 structures that are considered large dams according to ICOLD's classification (Fig. 3). As regards their purpose, there is a prevalence of water management dams 45 (64%) and hydro-power dams 25 (36%). National registries pertaining to the areas with special natural significance were taken into account in the analysis. The areas are classified in the registries in various ways according to the hierarchy or the level of nature protection significance. Given its significance, a site can be included on various lists. A fast overview of the current situation shows that out of 70 dams and reservoirs recorded, 53 are included on lists of areas of special nature protection significance, presenting more than 75% of all structures (Fig. 4). Of these, 8 (11%) structures are in areas specified as valuable natural features and 13 (19%) are in an ecologically important area; 16 (23%) structures are recorded as valuable natural features. In the Natura 2000 area there are 16 (23%) structures identified as valuable natural features and ecologically important areas (Fig. 5). Only 17 (24%) structures are not directly included in the registries of areas under special nature protection significance. A more detailed analysis reveals that, e.g., two dams are situated in a landscape park, another two dams are connected with their conduits with an area declared as a valuable natural feature, and there are four further reservoirs which are less than 2 km away from a Natura 2000 area or a valuable natural feature.

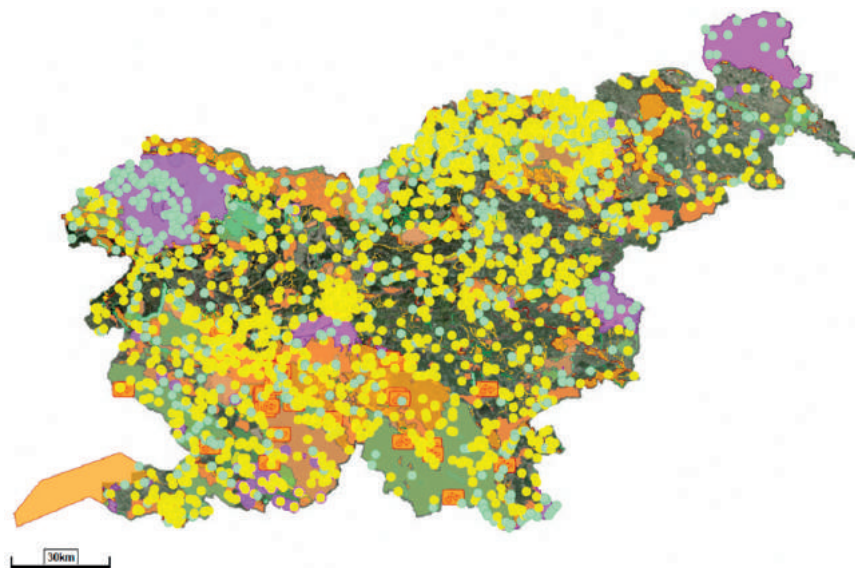


Fig. 1. Existing condition of the sites of special nature protection significance in Slovenia [Humar, Šimic 2015]

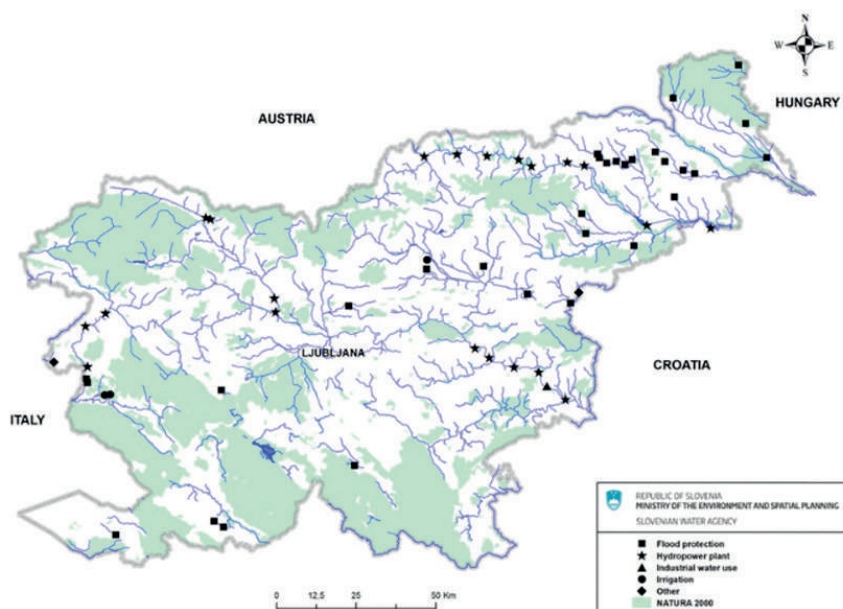


Fig. 2. Dams and weirs in Slovenia and Natura 2000 areas [Slovenian Water Agency]



Fig. 3. Large dams in Slovenia [SLOCOLD]

A further analysis shows that in Natura 2000 areas the majority of dams and reservoirs (14 out of 16) are considered large dams. Interestingly, the majority (10 structures) are dams for electricity generation, i.e. 40% of all hydropower structures. Water management dams and reservoirs are represented to a smaller extent: altogether 6 structures, presenting 13% of all water facilities. Nature conservation areas are classified in two ways: Firstly, as a site of community importance (SCI), which means a site which, in the biogeographical region or regions to which it belongs, contributes significantly to the maintenance or restoration at a favourable conservation status of a natural habitat type according to the Habitats Directive and, secondly, as a special protection area (SPA), which means a site according to the Birds Directive. Both SCI and SPA areas contain eight structures each; of which there are 5 hydropower structures, 3 water management structures and 6 structures in nature protection areas in both categories; of which there are 4 hydropower structures and 2 water management dams (Fig. 6). All nature protection areas where dams and reservoirs are located under Natura 2000 are recorded also as valuable natural features and as ecologically important areas. In areas defined as ecologically important areas there are 45 structures identified, of which there are 20 hydropower structures and 25 water management structures (Fig. 7). The recorded structures are mostly within one individual area; two water management and three hydropower structures are situated in two ecologically important areas.

In areas identified as valuable nature features, there are 40 structures recorded; of which 18 structures are hydropower structures and 22 are water management facilities (Fig. 8). It is evident that most hydropower structures (72%) and less than a half of water manage-

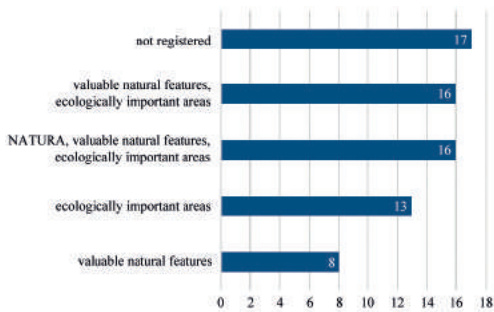


Fig. 4. Dams and reservoirs in areas of special nature protection significance

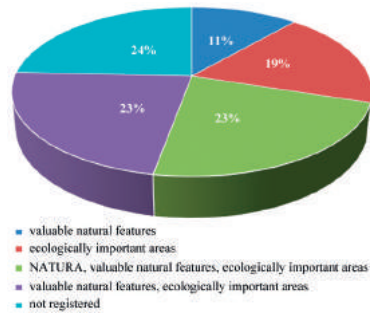


Fig. 5. Distribution of structures by list of special nature protection

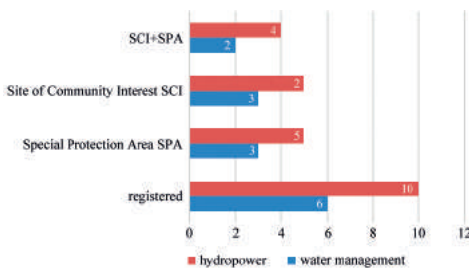


Fig. 6. Dams and reservoirs in Natura 2000 areas

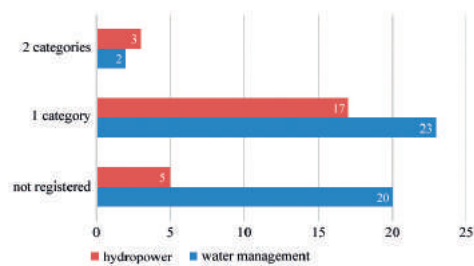


Fig. 7. Dams and reservoirs in ecologically important areas

ment structures are located in areas defined as valuable natural features of local or national significance, which is also the prevailing category (Fig. 9). A majority of water management facilities and a half of hydropower structures lie in an area where at least 1 category of valuable natural features is recorded. However, the facility may be located in an area under several categories of valuable natural features – this particularly relates to hydropower facilities.

An analysis of the structures according to their purpose reveals that out of 25 hydropower structures only 2 (8%) are not directly in an area of special nature conservation significance; in areas of valuable natural features there are 3 (13%) structures, in areas of special ecological significance there are 5 (22%) structures, while 5 (22%) structures are both in areas of valuable natural features and ecologically important areas. In the Natura 2000 areas, which include ecologically important areas and valuable natural features, there are 10 (43%) structures (Fig. 10). Out of 45 water management structures, 30 (67%) lies in areas of special nature protection significance. In areas of valuable natural features there are 5 (17%) structures, in areas of special ecological significance only there are 8 (27%), while 11 (37%) structures are situated in areas with both valuable natural features and ecologically significant areas. Under the Natura 2000 area, which includes ecologically important areas and valuable natural features, there are 6 (20%) structures (Fig. 10). An analysis in terms

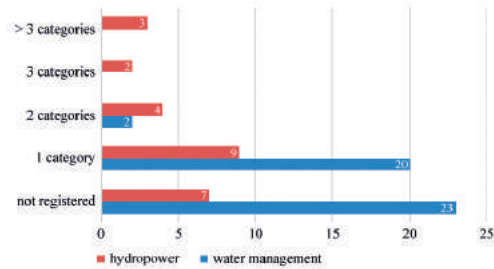


Fig. 8. Dams and reservoirs in areas as valuable nature features

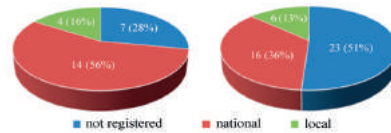


Fig. 9. Distribution of hydropower (left) and water management (right) structures in areas as valuable nature feature of local or national importance

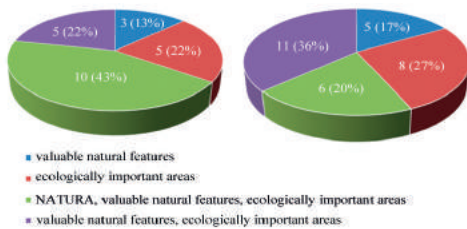


Fig. 10. Distribution of hydropower and water management structures in sites with special nature protection significance

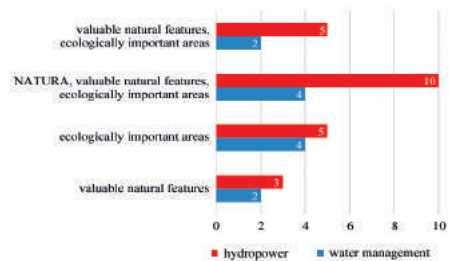


Fig. 11. Large dams in sites with special nature protection significance

of size we find that out of 43 large dams 35 (81%) are situated in areas of special nature protection significance; of which there are 23 hydropower structures and 12 water management structures (Fig. 11).

In the conclusion of the analysis we find that the impacts of dams and reservoirs on the environment are less negative than perceived by the public. Along with their basic function, these dams and reservoirs represent a new asset in space, confirmed by the fact that most structures are inscribed on lists of special nature conservation significance. Moreover, in most of these cases it was only with the construction of reservoirs that such environmental conditions were created that allowed for introduction of natural communities, based on which the reservoir areas were placed on lists of special nature conservation significance.

4. Reservoirs – home to many endangered species

A review of the situation of the dams shows that even after their construction, in 52 out of 69 dams favourable conditions for introduction of many, even endangered, animal and plant species were created. In fact, in many cases the conditions favourable for the introduction

of endangered species were created only after the construction of dams (Lake Ptuj, Kočevska reka, Prigorica, Vogršček, etc.). This paper will focus on three cases when after the construction of a dam or a reservoir the conditions were created which provide the habitat for many animals or plants, while the area was included on the list of nature protection areas.

4.1. Prigorica

The Prigorica reservoir was originally intended as a permanent wet detention pond, but later, because of the explicit nature protection requirements, it was designed as a dry pond. The retention area is limited by a homogeneous fill dam on the Ribnica River, which was built in 1980. The dam height is 10 m, the crest length is 973 m. The reservoir's entire volume is 10 hm³, which puts it on the list of large dams. The role of the reservoir is to retain part of the flood water and to reduce the impact of flood waves on the nearby urban infrastructure. Its role is evident because after the reservoir's construction during high-flow events no notable damage has occurred in the impact areas, which was not the case before.

The responsible services acquired the design guidelines during the planning stage of the weir structure and the reservoir. An explicit environmental requirement was to preserve the wetlands in the head part of the Ribnica River. There were no special nature protection conditions provided for the reservoir area. Because a permanent pond would encroach upon the wetland part in the hinterland of the reservoir, a decision was made to introduce a dry pond and preserve the wetland biotope at the reservoir, including the springs in the area for which special nature protection conditions for their preservation were prescribed.

Even before the introduction of the reservoir the right part of the retention area was the habitat of the brown bear. The construction of the reservoir and its operation changed the living conditions, so that mostly dry grasslands changed into wet meadows with the prevailing purple moor-grass (*Molinion caeruleae*) and Illyrian *Fagus sylvatica* forests (*Fagus sylvatica* (*Aremonio-Fagion*)). In the retention space area and on the banks of the reservoirs favourable living conditions were created for the introduction of the narrow-mouthed whorl snail (*Vertigo angustior*) and the greater mouse-eared bat (*Myotis myotis*). In 2011 the entire area of the dam and reservoir was designated as a Natura 2000 site under the Habitats Directive, while the reservoir was separately designated as a valuable natural feature of local significance and part of the reservoir as an ecologically important area because it provides the habitat of large carnivores. The role of establishing a special nature protection regime in the area of a dam or a reservoir is confirmed by everyday practice in managing these structures. Even though this is a functionally built structure primarily intended to provide flood safety in low-elevation urban areas it is necessary, because of its natural features, to obtain a nature protection consent for any intervention on the dam or the reservoir area. In this respect, nature conservation areas are under the same management regime as built assets.

4.2. Kočevska reka

There is not much known about the construction and purpose of the Kočevska reka dam on the Reški potok Creek. Before the Reški potok was dammed there were three mills and a sawmill operating on the river. It lies in the Kočevska reka area, a former closed zone, with a special conservation regime. The massive concrete dam with a height of 6.4 m and a length of 43.2 m was built in the 1970's. The reservoir with a volume of 2 hm³ was designed for the purpose of recreation, fishing, and river regime regulation. A foot path crosses the crest, allowing access to the right bank of the reservoir. Through the central part of the dam there is a fixed emergency spillway that passes excess water. The dam has no other emergency spillway facilities or built-in hydromechanical equipment to be used to regulate flows. Currently, the dam has no operator, the local angling club monitors the wildlife in the reservoir.

The conditions in the area of the reservoir provide the habitat for many animals and plants. The reservoir's operation is not supervised and entirely depends on the natural



Fig. 12. Since 2011 the Prigorica reservoir has been designated a Natura 2000 site [photo by N. Humar]



Fig. 13. Kočevska reka Dam
[photo by N. Humar]

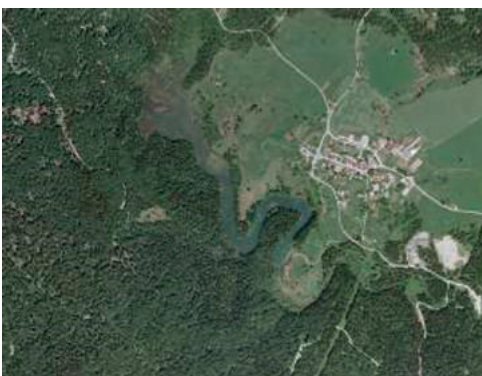


Fig. 14. Orthophoto of Reško Lake
[Atlas okolja]

conditions – in fact, a kind of natural state has been reached, even though this is a built asset. The water level in the lake depends on the natural conditions and varies throughout the year, which is most evident at the inlet in the reservoir. The area of the lake, along with the forest around the lake was declared as a forest reserve, which is the nesting grounds for, among others, the protected white-tailed eagle (*Haliaeetus albicilla*), while other rare birds are observed there as well, e.g. the wood grouse (*Tetrao urogallus*), and the Eurasian eagle-owl (*Bubo bubo*). In the reserve area there some other priority animal and plant species found, such as the wolf (*Canis lupus*), the brown bear (*Ursus arctos*), the otter (*Lutra lutra*), the lynx (*Lynx lynx*), and others.

4.3. Lake Ptuj

Lake Ptuj was created by damming the Drava River due to the HPP Formin construction in 1978; it is now the largest Slovenian artificial lake with an area of 3.46 km² and a total volume of 20 hm³. This is a derivation power plant with a head of 29 m; with installed capacity of 116 MW it generates 548 GWh energy annually. The lake area is restricted with lateral embankments made of gravel sealed with 10-cm thick asphalt. Lake Ptuj provides refuge to migratory birds, particularly rare and endangered bird species that found there their replacement habitat. At the lake one can observe almost all species of ducks; the diversity of gulls is also great, particularly during migration. On Lake Ptuj there are also the little grebe, the great crested grebe, the black-necked grebe, and, less commonly, the red-necked grebe to be found. In winter there are other birds similar to grebes, such as black-throated and red-throated divers. There are also cormorants on the lake, including frequent occurrences of the rare pygmy cormorant. Around the lake there are extensive agricultural areas, where you can observe various bird species that this area is home to. Before the accumulation was formed, the Drava River gravel bars were the natural nesting grounds of the last colony of the common tern. The changing of the river dynamics led to the overgrowing of the Drava channel, while birds moved to other areas. In 2004 only another two common tern colonies nested in Slovenia; because of the lack of nesting grounds the existence of this species in Slovenia is critical. The operator, Dravske elektrarne Maribor (DEM) company, and DOPPS-Birdlife Slovenia introduced nature protection measures by constructing artificial islands to serve as nesting grounds for the common tern, which were covered in gravel. The islands contribute to the preservation of the common tern, which nests in open areas with little or no vegetation, particularly on river gravel islands. By providing the natural gravel bar conditions, the new islands, introduced as part of a project, give birds back their habitat. Along with the common tern, there is also a large *Larus ridibundus* gull colony with pairs of black-headed gulls. The lake offers an interesting recreation ground for water and waterside sports. A cycling route loops around the lake. The dam gives an added value to regional tourism.

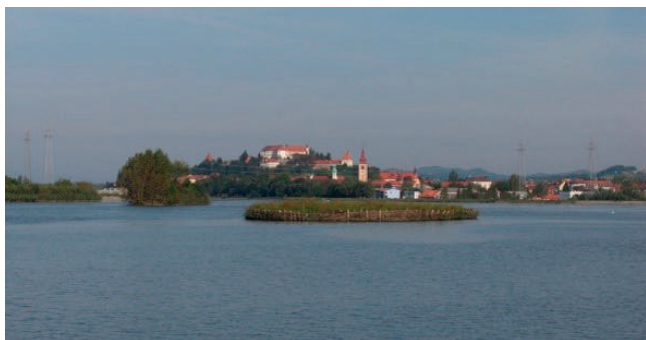


Fig. 15. Artificial islands on the lake Ptuj
[<http://ptice.si/ptice-in-ljudje/opazovanje-ptic/kam-na-izlet/ptujsko-jezero/>]

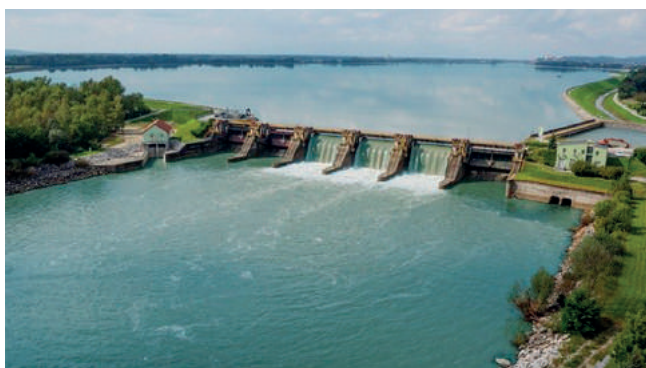


Fig. 16. Markovci dam and lake Ptuj [www.dem.si]

Lake Ptuj is categorised as a valuable natural feature of state significance and lies in a Natura 2000 area (SCI and SPA), while the Lower Drava area is also designated as an ecologically important area.

5. Conclusions

Because of the high population density and intensive land use, rational land use and sustainably oriented development policies are necessary to make any interventions successful. On the other hand, Slovenia's natural diversity is to a large extent due to its water abundance, which puts it at the top in Europe. To sum up, our water abundance should be protected; however, prohibition and objection to projects without compromise, which are nevertheless necessary to protect citizens against extreme events and are in some places the condition for development and advancement of regions, is not the right solution, but leads to extreme standpoints, which cannot be beneficial for nature in the long term.

Owing to the fast development and strong pressures by the environmentalists, an integrated approach to exploitation of river valleys has been gaining ground. This is not encouraged only by economic development trends, but also by climate changes that have over the last

decades required increasingly efficient solutions, which influence the volume of precipitation and flows and ask for more adaptability of structures to hydrological extremes. Even though dams per se are not, in the light of unreliable forecasts about the possible increase of hydrological quantities, the only solution to such extremes, they are one of the main and most efficient-even key-measures in ensuring the balancing of water quantities (alternating drought and flood events) and flood control.

In Slovenia, dams have one other function, which strives for long-term improvements in environmental conditions, i.e. water consumption as the purest and one of the few renewable natural resources for power generation, which comes closest to the principles of sustainability. This is proven by the fact that the prevalence (81%) of large dams is inscribed on lists of special nature protection significance.

The presented cases show that dams and reservoirs are not such impostors in space as commonly perceived. We do not wish to deny the fact that dam construction presents an encroachment on the environment, but we wish to underline that nature is alive and adaptable, while results will, with constructive activity, improve and the time in which the natural condition is restored will become shorter.

We also want to underline the too often withheld fact that dams and reservoirs in some cases favourably affect the establishment of such living conditions that allow for preservation of some habitat types and are also the condition for their preservation. The maintenance of these structures is despite the belief that these interventions harm animal and plant species in fact the underlying condition for their preservation.

Literature

- Humar N., Šimic J., 2015, Zadrževalniki, pregrade in okoljski vidiki: možno sožitje ali uničujoče dejstvo?, [in:] 26. Mišičev vodarski dan: Zbornik referatov, Vodnogospodarski biro, Maribor, 303-312
- ICOLD, 2006a, Bulletin on safe passage of extreme floods. The adequate management of flood is of fundamental importance for dam safety and for the security, Bulletin No 142, International Commission on Large Dams, Paris
- ICOLD, 2006b, Role of dams in flood mitigation – a review, Bulletin No 131, International Commission on Large Dams, Paris
- ICOLD, 2014a, Integrated flood risk management, Bulletin No 156, International Commission on Large Dams, Paris
- ICOLD, 2014b, Role of dams on the development and management of river basins, Bulletin No 149, International Commission on Large Dams, Paris
- ICOLD, 2015, Manifesto. Dams & reservoirs, Issue 1, European ICOLD Club, Paris, available at http://cnpqb.apambiente.pt/IcoldClub/documents/Manifesto/Manifesto_v_Oct_2015.pdf (data access 10.07.2019)

- Kajfež Bogataj L., 2012, Sušna tveganja ob podnebnih spremembah, [in:] I. kongresa o vodah. Zbornik prispevkov, B. Brilly (ed.), Narodna in univerzitetna knjižnica, Ljubljana, 229-237
- Kobold M., 2009, Vpliv podnebnih sprememb na ekstremne hidrološke pojave, UJMA, 23, 128-135
- Kryžanowski A., 1995, Environmental recovery of storage reservoirs: an example of storage reservoir recovery on the Sava river, [in:] Reservoirs in river basin development: Proceedings of the ICOLD Symposium, Oslo, Norway, CRC Press, 175-183
- Pokorny B., Jelenko I., Mazej Grudnik Z., Kos I., Jerina K., 2012, Strokovno mnenje o upravičenosti delovanja lovišč s posebnim namenom v Republiki Sloveniji, DP 22/02/12, ERICO, Velenje, 134 pp.
- Smolar-Žvanut N., Meljo J., Kodre N., Prohinar T., 2019, Multipurpose water use of reservoirs in Slovenia, [in:] Sustainable and safe dams around the world, J.-P. Tournier, T. Bennett, J. Bibeau (eds.), CRC Press, p. 168
- Urbanistični zavod Projektivni atelje, 1984, Lokacijska dokumentacija za pridobitev lokacijske odločbe za izgradnjo Zadrževalnika Prigorica s spremljajočimi objekti, Ljubljana

Charakterystyka chemiczna wód zbiorników małej retencji

Chemical characteristics of water reservoirs of small retention

Małgorzata WOJTKOWSKA

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Streszczenie

Badaniami objęto siedem zbiorników małej retencji, położonych w powiecie żyrardowskim na rzece Pisi-Gągolinie, cechujących się różną morfometrią. Pobrane z nich próbki wody wykazywały duże podobieństwa pod względem jakości składu parametrów chemicznych. Obserwowano nasilenie czynników zewnętrznych, które korespondowały z niezadowalającą jakością wody (pozaklasowe wartości ChZT, BZT₅ czy stężenia tlenu rozpuszczonego i barwy, a także o-fosforanów, barwa, zawiesina, mangan). Wyniki pozwoliły stwierdzić, że w obecnym stanie badane zbiorniki retencyjne spełniają również funkcje przyrodnicze przypisywane tego typu obiektom. Należy jednak wprowadzić rozwiązania mające na celu ich ochronę i ich rekultywację.

1. Wprowadzenie

Pisia-Gągolina jest jedną z bardziej malowniczych rzek Mazowsza. Jej źródło znajduje się w zachodniej części województwa Mazowieckiego, niedaleko miasta Mszczonowa, położonego ok. 40 km od Warszawy. Rzeką wypływa z okolic Bronisławowa i Dwórzna na wysokości około 178,0 m n.p.m., a uchodzi jako lewostronny dopływ Bzury w 30,8 km jej biegu na wysokości około 74,6 m n.p.m. Całkowita długość rzeki, określona na podstawie *Kilometrażu rzek Polskich* wg. danych IMGW, wynosi 58,5 km, zaś całkowita powierzchnia zlewni, obliczona na podstawie *Podziału hydrograficznego Polski* (IMGW), to 501,4 km² [MŚ 2003]. W górnym biegu Pisia-Gągolina jest ciekim o charakterze naturalnym, miejscami meandrującym, stosunkowo płytkim – głębokości w granicach 0,2-0,7 m – o zmiennej szerokości koryta. Największym prawostronnym dopływem jest rzeka Tucznia o długości 34,8 km, lewostronnym – Okrzesza o długości 12,8 km [Zawadzki 2003]. Ponadto uchodzą do niej liczne, mniejsze, bezimienne ciek i rowy odwadniające grunty orne i użytki zielone.



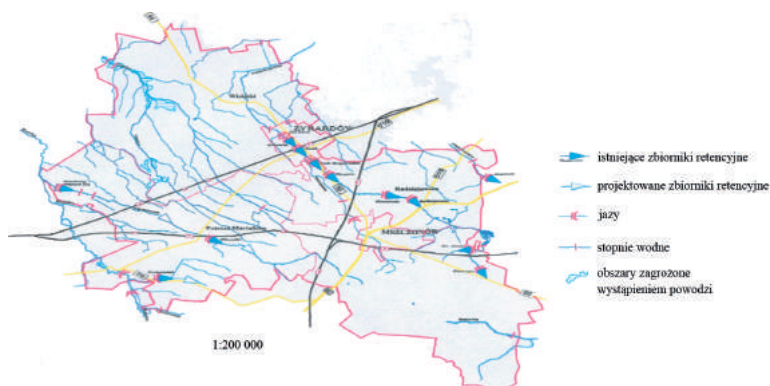
Rys. 1. Fragmenty rzeki Pisi-Gągoliny [fot. M. Wojtkowska]

Rejon górnej zlewni Pisi-Gągoliny charakteryzuje się wysokim poziomem bioróżnorodności. W wodach żyją ryby, raki i ślimaki, na okolicznych łąkach występują czarne bociany, czaple, żurawie, kormorany, jastrzębie i myszołowy. Spotkać tu można też sarny i jelenie, dzikie lisy, norki a nawet łosie. Wyjątkowe walory przyrodniczo-turystyczne tego rejonu wynikają również z licznych piętrzeń i zbiorników wodnych o charakterze wielofunkcyjnym (głównie retencyjno-rekreacyjnym). Są to głównie akwenty sztuczne o powierzchni od 0,7 ha do 14 ha i pojemności od około 10 tys. m³ do 400 tys. m³. Obiekty te są eksploatowane w ramach jednolitego Systemu Wodno-Gospodarczego nadzorowanego przez Fundację Ochrony Środowiska Naturalnego miasta Żyrardowa i Okolic. Zlewnia charakteryzuje się bogatymi zasobami wodnymi i występowaniem stref źródliskowych.

Począwszy od zbiornika wodnego Łąki Korytowskie rzeka traci swój naturalny charakter i przybiera formę kanału. Na terenie miasta Żyrardowa istnieją dwie trasy przepływu wody. Pierwsza, naturalna (po niewielkich korektach związanych z budową zbiornika Ruda) biegnie wzdłuż dawnych Zakładów Przemysłu Lniarskiego, przecina ul. Limanowskiego i około 150 m poniżej łączy się z drugą, tzw. „kanałem ulgi”, której zadaniem jest zapewnienie bezpiecznego przepływu wielkich wód przez teren miasta. Kanał ten ma długość około 1 100 m i łączy się z rzeką poniżej jazu Luca.

2. Zabudowa hydrotechniczna rzeki

Pisia-Gągolina jest rzeką od dawna zagospodarowaną przez człowieka. Wzdłuż jej biegu zbudowane zostały sztuczne piętrzenia i towarzyszące im zbiorniki wodne o zróżnicowanej powierzchni i pojemności użytkowej (Dwóržno, Radziejowice, Hamernia, Korytów, Łąki Korytowskie, Ruda, Centrala, Bielnik) oraz obiekty gospodarki rybackiej (zlokalizowane są w górnym biegu: Grzegorzewice, Zbioroża, Zbojska, Kamionka). Łączna powierzchnia wszystkich obiektów wodnych w górnej zlewni rzeki Pisi-Gągoliny przekracza 130 ha [Zawadzki, Puzio 2000]



Rys. 2. Powiat żyrardowski – obiekty zabudowy hydrotechnicznej rzek
[\[https://www.zyrardow.pl/plik,5676,zalacznik-mapki.pdf\]](https://www.zyrardow.pl/plik,5676,zalacznik-mapki.pdf)

Podstawową funkcją wyżej wymienionych zbiorników jest retencjonowanie wody w okresie zwiększonych przepływów i alimentowanie rzeki w okresie trwania niskich stanów oraz wyrównywanie przepływu w rzece Pisi-Gągolinie poniżej Żyrardowa. Wykorzystywane są one również do celów rekreacyjnych – zwłaszcza akweny Łąki Korytowskie oraz Hamernia. Ponadto na wszystkich zbiornikach prowadzony jest sportowy połów ryb. Ponadto, ukończony w 1997 r. zbiornik Łąki Korytowskie, mający największą powierzchnię – 13,8 ha i pojemność – 400 tys. m³, przyczynił się do złagodzenia deficytów wody, powodowanych przez zakłady pracy Żyrardowa. Zasoby wodne rzeki Pisi-Gągoliny mogą być retencjonowane i racjonalnie wykorzystane, poprawiając w istotnym stopniu bilans wodny dla przemysłu i gospodarki komunalnej miasta.

Istniejące na Pisie-Gągolinie zbiorniki retencyjne pełnią również funkcję bioklimatyczną, biotyczną i krajobrazowo-widokową. Są też ważne z punktu widzenia społeczno-gospodarczego. Wraz z terenami przyległymi odpowiadają na potrzeby rekreacyjno-turystyczne, a zretencjonowana w nich woda służy celom gospodarczo-przemysłowym, stymulując jednocześnie równowagę hydrologiczną rzeki i doliny w skali lokalnej oraz zlewni. Zbiorniki te zwiększają retencję wód powierzchniowych i podziemnych, wyrównują przepływy, zmniejszają straty przyrodniczo-gospodarcze podczas powodzi i niżówek. Oddziałują korzystnie na równowagę przyrodniczą – zwiększają różnorodność siedlisk i biocenoz, warunkują utrzymywanie się na terenach przyległych mozaiki ekosystemów, wśród których występują użytki ekologiczne będące ostoją bogatej fauny.

3. Źródła zanieczyszczeń na obszarze górnej zlewni rzeki Pisi-Gągoliny

Punktowymi źródłami zanieczyszczeń wód powierzchniowych w omawianej zlewni są podmioty gospodarcze oraz oczyszczalnie ścieków – zarówno komunalne, jak i zakładowe.

Tabela 1. Charakterystyki zbiorników retencyjnych i obiektów stawowych na rzece Pisi-Gągolinie [MŚ 2003]

Lp.	Nazwa zbiornika piętrzenia	Wysokość piętrzenia H (m)	Powierzchnia (ha)	Pojemność (tys. m ³)	
				całkowita	użytkowa
1	Jaz Luca	2,50	-	-	-
2	Zbiornik Centrala	1,47	0,88	23,7	18,0
3	Zbiornik Ruda	2,12	1,23	29,2	22,3
4	Zbiornik Łąki Korytowskie	4,50	13,80	400,0	138,0
5	Zbiornik Korytów	3,90	3,40	47,7	38,2
6	Zbiornik Hamernia	3,75	7,80	74,9	59,0
7	Zbiornik Radziejowice	2,10	4,74	95,0	-
8	Stawy Parkowe (Radziejowice)	-	0,30	4,26	-
		-	0,13	1,56	-
		-	0,08	0,96	-
9	Stawy Borek	-	12,51	137,6	-
10	Stawy Grzegorzewice	-	72,00	1 080,00	-
11	Zbiornik Św. Anna	ok. 2,00	11,01	121,6	-
12	Zbiornik Dwórzno	2,35	2,37	30,8	-
Łącznie:		-	130,25	2 047,28	-

Tabela 2. Parametry morfometryczne głównych zbiorników retencyjnych na rzece Pisi-Gągolinie [Zawadzki, Puzio 2000]

Lp.	Nazwa zbiornika (piętrzenia)	Powierzchnia (ha)	Pojemność (tys. m ³)	
			całkowita	użytkowa
1	Zbiornik Hamernia	7,8	1 27,0	95,0
2	Zbiornik Korytów	3,4	90,9	80,3
3	Zbiornik Łąki Korytowskie	13,8	401,0	138,0
4	Zbiornik Ruda	1,23	29,2	22,3
5	Zbiornik Centrala	0,88	23,7	18,0
6	Jaz Luca	-	-	-
Łącznie:		27,11	167,8	353,6

Obiekty te mają istotny wpływ na kształtowanie globalnej gospodarki wodno-ściekowej w całej zlewni rzeki, są to [SP Żyrardów 2004]: oczyszczalnie komunalne m.in. ZGK Żyrardów; oczyszczalnie zakładowe RSP Radziejowice, PCB Jopek, PPKL Keramzyt; zrzuty wód popłucznych ze stacji uzdatniania wody w Żyrardowie, Radziejowicach, Badowo-Mściskach, Badowo-Dańkach i Mszczonowie; obiekty nieposiadające urządzeń oczyszczających – Tartak w Korytowie, odcieki z wysypiska Krzyżówka w Słabomierzu. Ponadto na terenie górnej

zlewni Pisi-Gągoliny istnieją obszary z nieuregulowaną gospodarką wodno-ściekową, stanowiące poważne źródło potencjalnych zagrożeń środowiska przyrodniczego, szczególnie wodno-gruntowego [Wojtkowska, Dmochowski 2009].

4. Metodyka badań

Ocenę jakości wód przygotowano dla siedmiu zbiorników zlokalizowanych wzdłuż biegu rzeki, tj.: Hamernia, Korytów, Łąki Korytowskie, Ruda, Centrala, Luca i Bielnik, położonych na terenie powiatu żyrardowskiego. Badania na wytypowanych stanowiskach pomiarowych prowadzono w okresie od listopada 2015 roku do maja 2016 roku. W tym czasie wykonano pięć serii poborów próbek, w większości z powierzchniowej warstwy wody (ok. 0,20 m). Wyjątkiem jest seria z 28 lutego 2016 r., gdy wszystkie zbiorniki pokryte były pokrywą lodową o grubości ok. 70 cm (stąd konieczność pobrania próbek z odwiertów wędkarskich). Wodę czerpano do przygotowanych wcześniej plastikowych butelek, w których transportowane były do laboratorium. W próbkach oznaczono parametry fizykochemiczne w zakresie skróconej analizy wody [Hermanowicz 1976]. Oznaczenia wykonano zgodnie z obowiązującymi w Polsce normami oraz procedurami zawartymi w literaturze przedmiotowej [Dz.U. 2016 poz. 1187].

5. Wyniki badań

Zmiany temperatury w powierzchniowej warstwie wody kształtowały się w zakresie od 0,2°C w lutym 2016 r. do 18,2°C w maju tego samego roku. Największy wzrost zanotowano w okresie kwiecień-maj 2016 r. – z 2 do 18,2°C. W tabeli 3 przedstawiono warunki atmosferyczne, jakie panowały w okresach pomiarowych. Wyniki badań wskaźników fizykochemicznych analizowanych w okresie od 08.11.2015 r. do 10.05.2016 r. przedstawiono w tabeli 4, w postaci wartości maksymalnej, minimalnej, mediany i średniej dla wszystkich zbiorników.

Tabela 3. Warunki atmosferyczne panujące w dniach poboru prób

Data poboru	Temperatura powietrza (°C)	Prędkość wiatru (m/s)	Opad atmosferyczny (mm)
08.11.2015 r.	+ 7,4	0,57	brak
29.11.2015 r.	-1,1	1,5	brak
28.02.2016 r.	-6	1,6	brak
03.04.2016 r.	+ 9	1,4	brak
10.05.2016 r.	+ 12,6	0,16	brak

Tabela 4. Wartości parametrów dla próbek pobranych z siedmiu zbiorników usytuowanych na rzece Pisi-Gągolinie

Wskaźnik	Temperatura	pH	Barwa	Zawiesina ogólna	Tlen rozpuszczony	BZT	CHZT _{Mn}	NH ₄ ⁺	NO ₂ ⁻	NO ₃ ⁻	PO ₄ ³⁻	Przewodność	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻	Ca	Mg	Zasadowość
Jednostka	°C		mgPt/l	mg/l	mgO ₂ /l	mgO ₂ /l	mgO ₂ /l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	µS/cm	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mmol/l
max	18,2	8,12	90	98	12,8	10	14,8	1,52	0,18	5	1,61	587	110	57	80,24	50,55	3,6
min	0,2	6,5	25	10	5,18	0,3	2	0,02	0,001	0,1	0,01	267	9	5	33,66	1,22	0,1
mediana	2,05		45	45,4	10,95	4,65	10,4	0,42	0,02	1	0,45	385	74	37	62,13	12,63	3,1
średnia			47,22	48,71	9,98	4,28	8,71	0,57	0,039	1,65	0,59	398,15	71,89	35,93	62,74	18,71	2,74

6. Omówienie wyników

Przeprowadzone badania wykazały podobieństwa jakości wód badanych zbiorników tylko dla wybranych wskaźników – głównie temperatury i wskaźników zasolenia (przewodność wł., siarczany, chlorki). Większość wskaźników charakteryzowała się zmiennymi, i zróżnicowanymi sezonowo oraz obszarowo, wartościami składu fizykochemicznego.

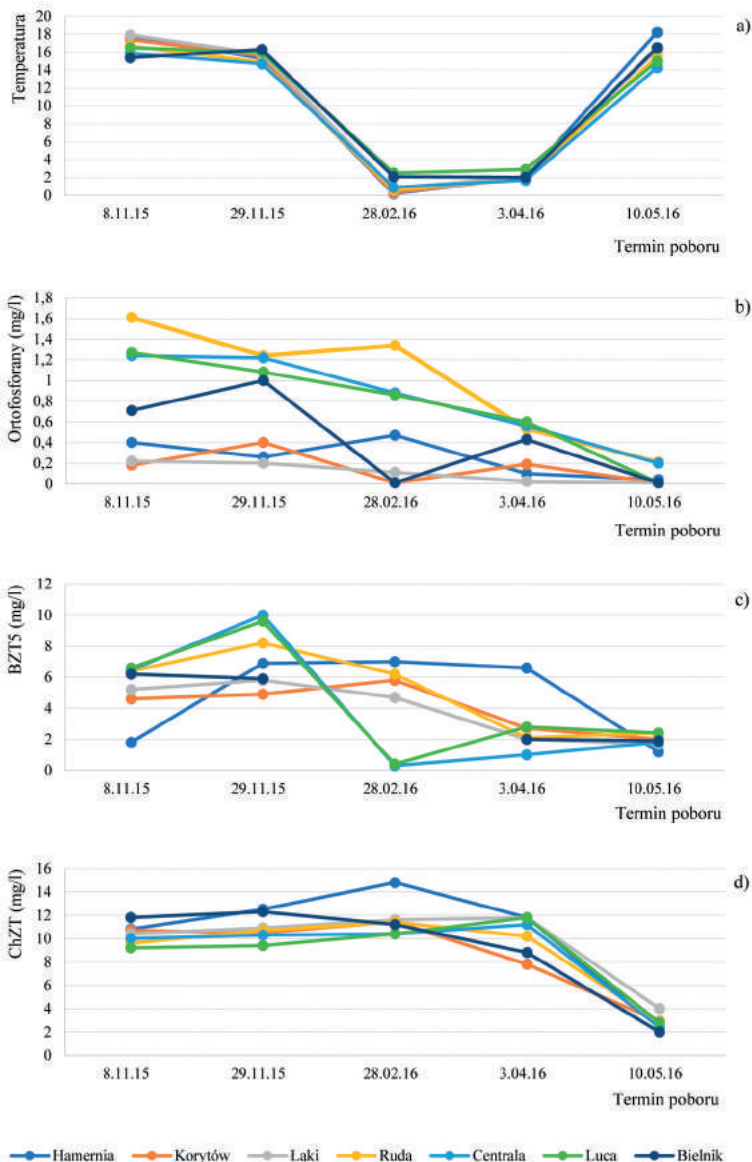
W lutym i kwietniu temperatura wód zbiorników wynosiła ok. 2°C, po czym na początku maja obserwuje się gwałtowny jej wzrost – na poziomie od 15,2°C w zbiorniku Ruda do 18,2°C w Hamerni. Ta nagła zmiana jest bardzo istotna z punktu widzenia oddziaływania temperatury wody na procesy zachodzące wewnątrz zbiorników. Równie szybkie jest oddawanie ciepła w okresie jesiennym. Stygnięcie i ogrzewanie wody ma oczywiście związek z niewielką głębokością zbiorników oraz ogólną jej masą o małej bezwładność termicznej, która jest cechą charakterystyczną płytkich akwenów (rys. 3a).

We wszystkich zbiornikach zaobserwowano podwyższoną barwę, a szczególnie na obiektach Korytów (listopad, luty) i Centrala (kwiecień).

Pewne podobieństwa w dynamice zmian zawiesiny ogólnej obserwuje się między zbiornikami Ruda, Centrala i Luca. W tych akwenach zawartość zawiesiny była na podobnym poziomie (40-50 mg/l). Nieco inna dynamika występuje w zbiornikach Hamernia, Korytów i Łąki Korytowskie, gdzie w okresie badań wartości zawiesiny ogólnej rosły w czasie. Podwyższone ilości zawiesiny na przełomie kwietnia i maja w stosunku do okresu zimowego są najprawdopodobniej wynikiem roztopów śniegu, spływów powierzchniowych, a także zwiększoną prędkością przepływu wody w okresie wiosennym.

Woda pobrana ze zbiorników cechowała się niskim zasoleniem. Zawartość soli mineralnych odpowiadała we wszystkich przypadkach I klasie czystości wód, co może świadczyć o tym, że w zbiornikach nie doszło do kontaktu z zasolonymi ściekami przemysłowymi. Wapń we wszystkich próbkach występował na poziomie klasy II. W przypadku magnezu I klasę odnotowano w odniesieniu do zbiornika Luca, II klasę dla pozostałych zbiorników (poza akwenem Centrala, tutaj zawartość magnezu w próbce sklasyfikowano jako poza II klasą).

Stężenia substancji biogenych (związków azotu i fosforu) w badanych próbkach wody kształtowały się w granicach od I klasy do wartości pozaklasowej czystości wód. Największe zróżnicowanie obserwowano dla o-fosforanów, których najwyższe wartości występowały w okresie jesienno-zimowym (listopad luty), co spowodowane było prawdopodobnie obumieraniem roślin i procesami gnilnymi zachodzącymi w osadach dennych. Z kolei znaczny spadek stężenia tego wskaźnika w kwietniu i maju mógł wynikać z intensywnego rozwoju fitoplanktonu. Najwyższe stężenia o-fosforanów w listopadzie i lutym odnotowano w próbkach ze zbiorników: Ruda, Centrala, Luca oraz Bielnik. Stężenia azotu amonowego występowały na poziomie od I do II klasy czystości wód, a ich zmienność charakteryzowała się podobną tendencją we wszystkich akwenach. Najniższe wartości tego wskaźnika odnotowano w maju, w okresach wyższych temperatur, kiedy amoniak był zużywany przez rośliny, a w dobrych



Rys. 3. Wyniki wybranych wskaźników jakości wód w badanych zbiornikach:
(a) temperatura, (b) ortofosforany, (c) BZT₅, (d) ChZT_{Mn}

w warunkach tlenowych przebiegał proces nityfikacji. W okresie jesienno-zimowym, kiedy występują niskie temperatury wody i zanika życie biologiczne, a proces nityfikacji jest zahamowany, stężenia amoniaku osiągnęły dość wysokie wartości (w zbiornikach Ruda i Luca poza II klasą, Centrala II klasa). Zawartość azotynów w próbkach kształtowała się na poziomie klasy I (Łąki Korytowskie), II (Hamernia, Korytów, Ruda, Centrala, Luca)

i poza II (Bielnik), natomiast stężenia azotanów w wodzie wszystkich badanych zbiorników odpowiadały klasie Id – najniższe zanotowano w maju, czyli w okresie wegetacyjnym roślin wodnych, gdy jest on wykorzystywany jako substancja pożywkowa, wyższe w miesiącach listopad, luty i kwiecień (rys. 3b).

Przebieg zmian stężeń tlenu rozpuszczonego w powierzchniowych warstwach wody analizowanych zbiorników był bardzo podobny. Warunki tlenowe większości badanych próbek były bardzo dobre, odpowiednie dla I klasy czystości, a najniższe wartości tego wskaźnika notowano w maju przy wysokich temperaturach wody. Nie zaobserwowano zjawiska przetlenienia wody wywołanego przez zakwity glonów. Uzyskane wyniki wskazują ponadto na brak zagrożenia ze strony zimowych ubytków tlenu. Jedynie w próbkach ze zbiorników Luca, Centrala i Ruda stężenia tlenu rozpuszczonego w maju było poniżej II klasy, na co prócz wyższej temperatury mogły mieć wpływ zachodzące w zbiornikach procesy utleniania.

Przebieg zmian BZT₅ w poszczególnych sezonach charakteryzował się zróżnicowaną tendencją zmian we wszystkich zbiornikach. W listopadzie i lutym (oraz kwietniu w zbiorniku Hamernia) zanotowano najwyższe stężenia BZT₅, w pozostałych miesiącach były one znacznie niższe (rys. 3c).

W przebiegu ChZT_{Mn} wystąpiły niewielkie różnice wartości między poszczególnymi stanowiskami. W próbkach ze zbiorników Hamernia, Korytów i Ruda w listopadzie i lutym zaobserwowano wzrost stężenia ChZT_{Mn}, kolejne miesiące charakteryzują się wartościami znacznie niższymi, natomiast w przypadku akwenów Łąki Korytowskie, Centrala i Luca wzrost wskaźnika odnotowano w okresie od listopada do kwietnia, w maju nastąpiło stopniowe obniżanie stężenia (rys. 3d).

Przy wysokiej zawartości tlenu rozpuszczonego, w badanych wodach zaobserwowano wysoką utlenialność i BZT₅. Najwyższe wartości BZT₅, ChZT_{Mn} oraz tlenu rozpuszczonego wystąpiły w okresie jesienno-zimowym.

Na jakość wody badanych zbiorników niekorzystny wpływ wywierały w okresie jesienno-zimowym głównie wysokie wartości związków fosforu, zawiesiny ogólnej, utlenialności oraz BZT₅. Wskazuje to na zanieczyszczenie akwenów substancjami organicznymi. Wysokie wartości stężeń wskaźników BZT₅, ChZT_{Mn} i ortofosforanów mogły być spowodowane zwiększonym dopływem ścieków, w wyniku rosnącego spływu powierzchniowego związanego z jesiennymi opadami atmosferycznymi. Znaczną poprawę jakości wód odnotowano przede wszystkim wiosną. Na skład wody w zbiornikach znaczący wpływ ma zagospodarowanie przestrzenne terenów znajdujących się w ich najbliższym sąsiedztwie oraz procesy wewnętrzne. Przy małych głębokościach akwenów następuje ciągłe mieszanie wody w całej objętości, co powoduje wypłukiwanie substancji skumulowanych w osadach dennych. Ruch wody w warstwach przydennych może powodować pogorszenie jakości wody w warstwie powierzchniowej w wyniku wewnętrznego zasilania w produkty przemian zachodzących w osadach dennych.

7. Wnioski

- A. Z przeprowadzonych w okresie od listopada 2015 r. do maja 2016 r. badań jakości wód siedmiu zbiorników zaporowych, zlokalizowanych wzdłuż biegu rzeki Pisi-Gągoliny, wynika że są one bardzo zanieczyszczone (poza II klasą czystości). Najbardziej zanieczyszczone są zbiorniki Centrala i Ruda.
- B. Wskaźnikami najbardziej obniżającymi jakość wód kontrolowanych zbiorników były: BZT₅, fosforany, barwa, zawiesina, mangan, ChZT_{Mn}. Wody badanych zbiorników wykazywały I i II klasę jakości pod względem zasolenia
- C. Zaobserwowano sezonowe zmiany stężeń wskaźników fizykochemicznych, które w okresie jesienno-zimowym wykazywały wyższe wartości. Znaczną poprawę jakości wód odnotowano przede wszystkim wiosną (mniejsze obciążenie wód związkami fosforu, mniejsze BZT₅ i utlenialność, stężenie azotu amonowego, azotanów, azotanów oraz siarczanów).
- D. Narastającym problemem obszaru zlewni Pisi-Gągoliny są rolnicze zanieczyszczenia obszarowe oraz nieuporządkowana gospodarka wodno-ściekowa (dot. Korytów, Radziejowice, Krze Duże, Grabce Józefpolski, Świnice, Badowo-Dańki, Piekary), która stanowi poważne źródło potencjalnych zagrożeń środowiska przyrodniczego, szczególnie wodno-gruntowego [Wojtkowska, Dmochowska 2009].
- E. Na jakość wody w Pisi-Gągolinie wpływa również niedaleko zlokalizowane składowisko odpadów Krzyżówka-Słabomierz, z którego odcieki mogą zasilać wody rzeki, oraz oczyszczalnie ścieków, z których ilość odprowadzanych oczyszczonych ścieków często równa jest ilości wody płynącej w samej rzece.
- F. Pisia-Gągolina to jedna z ładniejszych rzek środkowego Mazowsza, o znacznych walorach przyrodniczych i krajobrazowych. Różnorodność występującej tu flory i fauny wymaga bieżącej ochrony i dbania o jakość środowiska naturalnego.

Literatura

- Dz.U. 2016 poz. 1187, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 21 lipca 2016 r. w sprawie sposobu klasyfikacji stanu jednolitych części wód powierzchniowych oraz środowiskowych norm jakości dla substancji priorytetowych, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- Hermanowicz W. (red.), Fizyczno-chemiczne badanie wody i ścieków, Arkady, Warszawa, 847 s.
- MŚ, 2003, Informacja na temat wyznaczania w Polsce obszarów szczególnie narażonych na azotany pochodzenia rolniczego i niezbędnych działań z tym związanych, Ministerstwo Środowiska, Warszawa
- SP Żyrardów, 2004, Program ochrony środowiska dla powiatu Żyrardowskiego, dostępne online <http://bip.powiat-zyrardowski.pl/Article/get/id,23340.html> (24.07.2019)

- Wojtkowska M., 2006, Charakterystyka hydrochemiczna górnej zlewni rzeki Pisi-Gągoliny, *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*, 4/3, 189-196
- Wojtkowska M., Dmochowski D., 2009, Seasonal character of changes in nitrogen forms in waters of Korytów and Łąki Korytowskie retention reservoirs, *Environment Protection Engineering*, 35 (2), 57-66
- Zawadzki K., 2003, Ogólna charakterystyka warunków hydrologiczno-meteorologicznych powiatu żyrdowskiego wraz z charakterystyką wybranych potencjalnych źródeł zagrożeń środowiska przyrodniczego, *Żyrardów*, opracowanie autorskie
- Zawadzki K., 2004, Powiat żyrdowski. Środowisko fizyczno-geograficzne, dostępne online <http://bip.powiat-zyrdowski.pl/Article/get/id,23347.html> (24.07.2019)
- Zawadzki K., Puzio M., 2000, Operat wodno-prawny na piętrzenie wody w zbiornikach retencyjnych: Hamernia, Korytów, Łąki Korytowskie, Ruda, Centrala, i jazie Luca zlokalizowanych na rzece Pisi-Gągolinie w powiecie żyrdowskim, Starostwo Powiatowe w Żyrardowie

Pływające panele fotowoltaiczne – perspektywy realizacji w Polsce

Floating Solar Photovoltaics – opportunities for implementation in Poland

Paweł FALACIŃSKI

*Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, Polska*

Damian DOBROWOLSKI

AZ Energia, Popieluszki 48, 21-400 Łuków, Polska

Streszczenie

Nowa dyrektywa UE, tzw. RED II, dotycząca odnawialnych źródeł energii (OZE), nakłada na Polskę obowiązek przekształcenia systemu energetycznego w taki sposób, aby w roku 2030 możliwe było pozyskiwanie 32% energii z OZE. Jest to olbrzymie wyzwanie dla naszego kraju, szczególnie w kontekście założeń wcześniejszej dyrektywy, obligującej do pozyskiwania energii z OZE na poziomie 15% do roku 2020, których to wytycznych Polska może nie wypełnić. W spełnieniu zobowiązań może pomóc stosunkowo szybko rozwijający się rynek fotowoltaiki. Szczególnie ciekawym rozwiązaniem są pływające panele fotowoltaiczne (PV), których potencjał już został dostrzeżony na świecie, szczególnie w Azji. Istnieje wiele elektrowni słonecznych w systemie paneli pływających o mocach powyżej 100 MW, a planowane są kolejne o mocach sięgających nawet 1 GW. Podstawą tej technologii jest realizacja paneli PV na specjalnych pływakach z tworzywa sztucznego na powierzchni różnego rodzaju akwenów. Taka lokalizacja pozwala na zwiększenie wydajności o ok. 10% w stosunku do paneli lokalizowanych na lądzie, a ponadto pozytywnie wpływa również na sam zbiornik wodny, ograniczając z niego parowanie. W artykule dokonano przeglądu stanu inwestycji pływających paneli PV na świecie. Zaprezentowano zasadę działania systemu oraz jego elementy. Przedstawiono perspektywy realizacji tego typu urządzeń w Polsce.

1. Wprowadzenie

W grudniu 2018 roku Komisja Europejska, Parlament Europejski oraz Rada Unii Europejskiej przyjęły nową dyrektywę o odnawialnych źródłach energii (OZE), tzw. *RED II* [2018/2001], która zastąpiła wytyczne z 2009 r. [2009/28/WE] określające zasady funkcjonowania unijnego rynku OZE w perspektywie 2020. W *RED II* wprowadzono szereg kluczo-

Tabela 1. Struktura pozyskania energii pierwotnej z OZE w UE oraz w Polsce w roku 2016 [GUS 2018]

Lp.	Rodzaj energii	UE	Polska
		(%)	(%)
1	Biopaliwa stałe	44,7	70,7
2	Energia wody	14,3	2,0
3	Energia wiatru	12,4	11,9
4	Biogaz	7,9	2,9
5	Biopaliwa ciekłe	6,5	10,2
6	Energia słoneczna	6,3	0,7
7	Odpady komunalne	4,7	0,9
8	Energia geotermalna	3,2	0,2
9	Energia fal oceanu	0,02	0,0
10	Pompa ciepła	0,0	0,6

wych zmian w zasadach funkcjonowania tej gałęzi gospodarki do roku 2030, w tym zapis o dążeniu do osiągnięcia co najmniej 32% udziału energii odnawialnej na poziomie całej Unii. W regulacji zawarto klauzulę, że w 2023 r. zostanie przeprowadzony audyt, na podstawie którego postawiony cel może zostać jeszcze podniesiony.

Według dostępnych danych [GUS 2017], w 2017 r. udział energii ze źródeł odnawialnych w końcowym zużyciu energii brutto w Polsce wyniósł 11,0% (w 2016 r. – 11,3%, 2015 r. – 11,7%), przy czym składają się na niego: udział w energii elektrycznej (13,1%), ogrzewaniu i chłodzeniu (14,6%) oraz udział w transporcie (4,2%). W tabeli 1 przedstawiono strukturę pozyskania energii pierwotnej z OZE w UE oraz w Polsce w roku 2016 [GUS 2018]. Produkcja podstawowa energii z OZE w 2016 r. w UE wyniosła 211 mln ton ekwiwalentu ropy naftowej.

Przedstawione dane wskazują na głębokie uzależnienie Polski od węgla w porównaniu do innych krajów Unii Europejskiej. Agencje ratingowe spodziewają się, że w polskim systemie energetycznym niewiele zmieni się w najbliższych latach – nadal będzie on zdominowany przez węgiel, z nieznacznym wzrostem udziału energii odnawialnej [Wąsowski 2018]. W tej chwili Polska nie wywiązuje się z wymagań dyrektywy z 2009 r., według której jesteśmy zobowiązani do produkcji 15% energii z OZE. Wpływ na to ma w szczególności spowolnienie budowy nowych „mocy odnawialnych” oraz częściowo brak odpowiednich biopaliw. Sytuację mogą poprawić przede wszystkim technologie OZE o najkrótszych cyklach inwestycyjnych, a więc fotowoltaika w systemie prosumenckim i małe farmy fotowoltaiczne¹.

¹ <https://ieo.pl/pl/projekty/raport-rynek-fotowoltaiki-w-polsce-2018> (15.04.2019 r.)

2. Technologia pływających paneli fotowoltaicznych

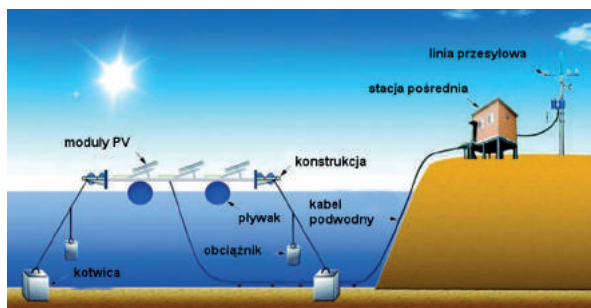
2.1. Elementy i zasada działania

Pływające panele fotowoltaiczne (z ang. *floating photovoltaics systems*) to rozwiązanie stosowane na farmach PV, polegające na montażu urządzeń na powierzchni wody, np.: jeziorach, stawach, zbiornikach retencyjnych, morzach czy oceanach. Panele w tej technologii nie różnią się od klasycznych instalacji używanych w systemach wolnostojących czy mocowanych na budynkach. Możliwe jest więc wykorzystywanie zarówno paneli ramkowych, jak i bezramkowych. Odmienna jest natomiast konstrukcja nośna – montażowa. System pływających paneli PV składa się z następujących elementów:

1. głównego pływaka, wykonanego z termoplastycznego tworzywa o wysokiej gęstości (HDPE), nachylonego pod kątem 12-15 stopni;
2. dodatkowych pływaków antypoślizgowych (HDPE), pełniących funkcję łącznika elementów montażowych dla modułów PV oraz stanowiących platformę do prac konserwacyjnych, które zwiększają powierzchnię obiektu, a tym samym poprawiają jego stateczność (zwiększona siła wyporu);
3. systemu kotwiącego;
4. inteligentnych modułów fotowoltaicznych o zwiększonej odporności na korozję;
5. falowników centralnych umieszczanych na łądzie lub falowników stringowych zlokalizowanych na platformie pływającej;
6. zanurzonego w wodoszczelnej osłonie kabla elektrycznego bądź zwykłego kabla prądu stałego/zmiennego umieszczonego w rurze osłonowej na powierzchni wody na specjalnych bojach, ewentualnie kabla prowadzonego pod powierzchnią dna;
7. systemu informacyjno-telekomunikacyjnego;
8. zabezpieczenia.

Moduły fotowoltaiczne montowane są na specjalnych pływakach (na rynku dostępne są różne pływaków), a te łączone są za sobą za pomocą systemu zwiększającego wypór całej instalacji oraz umożliwiającemu dostęp do każdego modułu (w celach np. serwisowych). Następnie cała instalacja jest kotwiona. Przykładowy schemat systemu pływających paneli PV przedstawiono na rysunku 1.

Moduły fotowoltaiczne połączone są ze sobą szeregowo, tworząc tzw. stringi, podobnie jak to ma miejsce przy klasycznych instalacjach. Długość obwodów zależy od parametrów modułów i falowników. Szeregi modułów podłączane są do inwertera (falownika), który zmienia prąd stały na zmienny. Falowniki mogą być montowane na platformie pływającej lub na łądzie stałym. Przetworzony przez falowniki prąd może być wykorzystany do zasilania odbiorcy bądź sprzedany operatorowi sieci. Falowniki występujące na rynku dzieli się na centralne, stringowe oraz mikro-inwertery. Różnią się przede wszystkim możliwościami przyłączenia różnych mocy. Obecnie coraz większą rolę odgrywa optymalizacja instalacji, która polega na zainstalowaniu dodatkowego urządzenia – optymalizatora – odpowiadającego



Rys. 1. Schemat systemu pływających paneli PV

za pracę każdego modułu osobno. Pozwala to na monitorowanie, z jaką wydajnością pracuje każdy moduł w szeregu, a w rezultacie ułatwia serwisowanie i poprawia osiągi instalacji. Sam optymalizator jest urządzeniem o wysokiej trwałości – producenci udzielają na te produkty dwudziestopięcioletniej gwarancji.

Obecnie można wyróżnić co najmniej kilka technicznych rozwiązań systemów pływających paneli PV, takich jak:

- pontonowe, gdzie panele zamocowane są nad wodą na konstrukcjach pływających;
- półzatonione (ang. *submerged photovoltaic*), gdzie panele są częściowo zatopione;
- elastyczne heksagonalne systemy pływające;
- koncentratorowe systemy pływające, gdzie panele dodatkowo posiadają zwierciadła odbłaskowe zwiększające kierunkowe promieniowanie.

W zastosowaniach komercyjnych najpowszechniejsze jest rozwiązanie pontonowe². Jednym z najpopularniejszych systemów pływających jest pontonowy system Hydrelion©Technology opracowany przez firmę Ciel & Terre³. W tej technologii pływaki wykonywane są z odpowiednim nachyleniem i służą do bezpośredniego montażu paneli sześćdziesięcioogniwowych – rysunek 2.

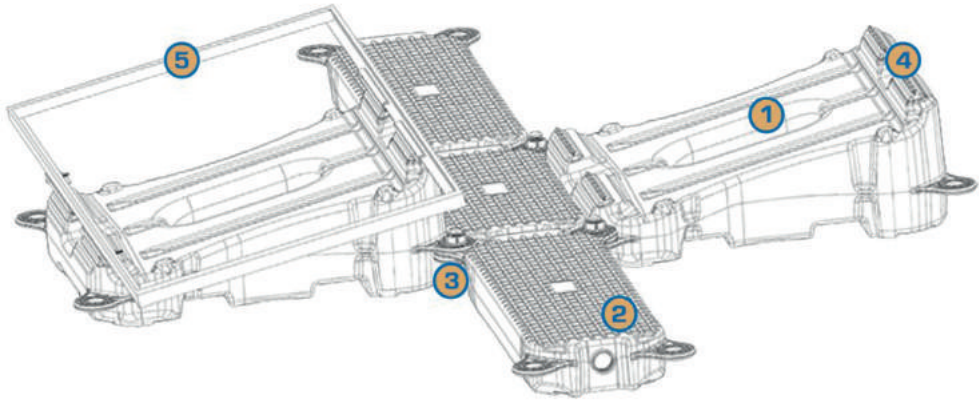
Pływak składa się z kilku mniejszych modułów, które scala się specjalnymi szybkozłączami (rys. 3). Moduł podstawowy, wykonany z HDPE, ma masę 9,5 kg, natomiast moduł serwisowy, który służy do wykonywania pomostów montażowych, waży 3,5 kg. Panele montowane na tego typu pływakach nachylone są pod kątem 12°. Na rysunku 4 przedstawiono system Hydrelion©Technology wykonany na zbiorniku retencyjnym niedaleko miejscowości Kawagoe w Japonii⁴.

Połączone ze sobą pływaki tworzą platformę o odpowiednio dużej wyporności. Jej montaż może odbywać się przy brzegu, po zamontowaniu paneli całość zostaje przeholowana do miejsca docelowego, gdzie jest kotwiczona. Przy małych instalacjach całość prac

² <http://www.instantsani.pl/1034/instalacje-fotowoltaiczne-plywajace> (09.07.2019)

³ <https://www.ciel-et-terre.net/hydelion-technology/> (09.07.2019)

⁴ https://www.rechargenews.com/solar/asia_australia/862950/in-depth-japanese-floating-solar-starts-to-make-waves (09.07.2019)



Rys. 2. Schemat modułu pływającego Hydrelío©Technology;

1 – pływak główny, 2 – pływak dodatkowy, 3 – szybkozłącze, 4 – szyna do mocowania paneli, 5 – rama do montażu paneli [<http://www.floatingsolar.co.za/technology/>]



Rys. 3. Szybkozłącze w systemie Hydrelío©Technology

może odbywać się na brzegu, na ułożonej folii, która zostaje następnie zwodowana. System Hydrelío©Technology może być ponadto stosowany na łądzie, na terenach podmokłych lub na niestabilnym gruncie, gdzie zastosowanie standardowych fundamentów na farmie byłoby niemożliwe.

2.2. Zalety i wady

Zalety systemu pływających paneli PV można przedstawić w trzech kategoriach:

- Korzyści technologiczne:
 - alternatywa dla powszechnie stosowanych systemów naziemnych, dachowych i fasadowych;
 - łatwość montażu oraz demontażu;
 - możliwość montażu mikro-, małych i dużych instalacji o dowolnej konfiguracji;



Rys. 4. Moduły pływakowe w systemie Hydrelio©Technology

- elementy montażowe wykonane z ekologicznych materiałów, mających niewielki wpływ na środowisko i podlegających recyklingowi.
- Korzyści ekologiczne:
 - efekt cienia – zmniejszenie nagrzewania i w konsekwencji parowania wody w zbiorniku (w celu zachowania wody do nawadniania lub w celach pitnych);
 - montowane panele, tworząc efekt cienia, spowalniają wzrost glonów w zbiorniku wodnym;
 - mały wpływ na środowisko;
 - obniżenie lub eliminacja abrazji brzegów, poprzez znaczącą redukcję fal na zbiorniku wodnym;
 - brak prac ziemnych, negatywnie wpływających na jakość wody;
 - brak konieczności wykorzystania ciężkiego sprzętu budowlanego.
- Korzyści ekonomiczne:
 - szybszy zwrot kosztów inwestycji dzięki niższej cenie najmu oraz niższym kosztom instalacji;
 - lepsza sprawność i wyższe uzyski z instalacji w stosunku do systemów naziemnych, wynikająca z efektu chłodzenia modułów oraz kabli wodą;
 - brak problemów z zabrudzeniem paneli (pomijalny wpływ pylenia);
 - szersze możliwości wykorzystania energii słonecznej, niosące korzyści ekonomiczne i ekologiczne dla całego kraju.

Analizując system pływających paneli PV, należy zwrócić również uwagę na wady tej technologii, do których należy zaliczyć:

- podatność na falowanie podczas silnego wiatru (szczególnie farmy morskie);
- problemy powodowane przez zasolenie wód morskich, co sprawia, że praktycznie wszystkie farmy pływające powstają na akwenach wód słodkich (trwają badania farm na wodach słonych);
- ograniczenie dostępu światła do akwenu, co negatywnie odbija się na gospodarce rybackiej;

- wyłączenie części akwenu z gospodarki rybackiej, wędkarstwa i sportów wodnych;
- zwiększona korozyjność metalowych elementów systemu, szczególnie na farmach morskich (konieczność montażu droższych, nierdzewnych konstrukcji).

3. Rozwój technologii pływających paneli PV

Według danych przedstawionych przez Międzynarodową Agencję Energii Odnawialnej^{5,6}, do roku 2016 moc zainstalowanych systemów fotowoltaicznych wyniosła 303 GW. Do 2016 roku siedem krajów zapewniło sobie 75% zainstalowanej mocy, której źródłem jest fotowoltaika, są to: Chiny (77,4 GW), Japonia (42,8 GW), Niemcy (41,3 GW), Stany Zjednoczone (40,9 GW), Włochy (19,3 GW), Indie (9,1 GW) i Korea (4,4 GW).

Pierwsze elektrownie słoneczne powstały około stu lat temu, pływające panele PV pojawiły się przed dekadą. Instalację tego typu wykonano w 2008 r. (uruchomiona rok później) w winnicy Far Niente w Napa Valley w Kalifornii. Elektrownia powstała w oparciu ma istniejącym już systemie PV zamontowanym na gruncie. Na powierzchni stawu nawadniającego winnicę zostało zainstalowanych tysiąc paneli słonecznych o łącznej mocy 175 kW [Trapani, Santafe 2017]. Umieszczono je na stu trzydziestu pływających pontonach i połączono z systemem lądowym, co pozwoliło w sumie na wygenerowanie 477 kW mocy szczytowej. Przez kolejne dziesięć lat technologia pływających paneli PV została mocno rozwinięta. Na koniec września 2018 roku moc zainstalowana na świecie w tym systemie przekroczyła 1,1 GW⁷. Specjaliści Banku Światowego nakreślili trzy scenariusze potencjalnego wzrostu energii pochodzącej z farm pływających. W pierwszym założono, że pływające farmy PV zajmą tylko 1% światowych zbiorników słodkowodnych na świecie, co dałoby około 400 GW. Z tego 101 GW byłoby zainstalowane w Afryce, 126 GW w Ameryce Północnej i 20 GW w Europie. Bliski Wschód i Azja miałyby udział w wysokości 116 GW, podczas gdy Ameryka Południowa i Australia mają potencjał zainstalowania odpowiednio 36 GW i 5 GW. W drugim scenariuszu przyjęto bardziej korzystny wariant, w którym wykorzystano by 5% powierzchni wód słodkich, co przekłada się na około 100 GW w farmach zlokalizowanych na akwenach w samej Europie [Bellini 2018]. W tabeli 2 przedstawiono dziesięć największych (stan na kwiecień 2019 r.) pływających elektrowni PV na świecie.

W chwili obecnej (kwiecień 2019 r.) w Chinach trwa budowa największej elektrowni w technologii pływających paneli PV, o docelowej mocy 150 MW⁷. Z kolei najwięcej takich obiektów – aż czterdzieści pięć – zrealizowano w Japonii, a ich łączna moc zainstalowana

⁵ <https://www.irena.org/publications/2016/Jun/Letting-in-the-Light-How-solar-photovoltaics-will-revolutionise-the-electricity-system> (09.07.2019)

⁶ <http://www.ren21.net/gsr-2017/> (09.07.2019)

⁷ <https://gramzielone.pl/energia-sloneczna/100452/najwieksza-na-swiecie-plywajaca-elektrownia-fotowoltaiczna> (09.07.2019)

Tabela 2. Dziesięć największych pływających elektrowni PV na świecie (stan na kwiecień 2019 r.)

Lp.	Moc (kW)	Kraj	Miasto/prowincja	Termin uruchomienia
1	150 000	Chiny	Anhui Province	11.2017
2	102 000	Chiny	Anhui Province	12.2017
3	100 000	Chiny	Shandong Province	05.2018
4	70 000	Chiny	Anhui Province	04.2019
5	40 000	Chiny	Anhui Province	05.2017
6	20 000	Chiny	Anhui Province	04.2016
7	7 500	Japonia	Saitama	11.2015
8	6 338	Anglia	Londyn	03.2016
9	3 000	Korea Płd.	Sangju City	11.2015
10	3 000	Korea Płd.	Sangju City	11.2015

wynosi 56,5 MW [Nguyen 2017]. Podobne projekty prowadzone są obecnie na całym świecie. W Chile uruchomiono elektrownię o mocy 1,0 MW na zbiorniku zaporowym w Sobradinho, drugi projekt realizowany jest w kopalni miedzi w regionie Valparaíso (84 kW). Według raportu Banku Światowego [WB 2018] potencjał Ameryki Południowej dotyczący wdrożenia „pływającej energii słonecznej” wynosi 36 GW.

W Europie największe w tej chwili inwestycje zostały poczynione we Francji, Holandii i Belgii. W rejonie miejscowości Piolenc na południu Francji dobiega końca budowa elektrowni o łącznej mocy 17 MW (planowany termin zakończenia inwestycji upłynął w marcu br., lecz prace wciąż trwają). Tworzy ją kilka wysp, które zbudowane są z około ośmiuset paneli umieszczonych na połączonych ze sobą pływakach. Projekt jest realizowany na sztucznym zbiorniku wodnym, w dawnym wyrobisku kamieniołomu (rys. 5). Potencjał pływających elektrowni PV we Francji szacowany jest na ok. 22 GW⁸.

W Holandii w połowie 2018 r. zrealizowano pływającą elektrownię PV o mocy 1 845 MW⁹. Instalacja złożona jest z 6 150 paneli PV, które zajmują powierzchnię ok. 2,5 ha. Ciekawostką tego rozwiązania jest to, iż pływaki, na których montowane są panele, nie zostały zakotwione do dna, ale unoszą się swobodnie na powierzchni. Powstał też projekt pływającej elektrowni PV o łącznej mocy 48 MW na zbiorniku wodnym powstałym po zalaniu kopalni piasku [Bellini 2019]. Według najnowszych informacji rząd holenderski ogłosił chęć realizacji podobnej elektrowni o łącznej mocy 100 MW, która powstałaby na zanieczyszczonym zbiorniku wodnym w Maasvlakte, na powierzchni ok. 250 ha [Hutchins 2018].

⁸ [https://www.teraz-srodowisko.pl/aktualnosci/Plywajaca-farma-fotowoltaiczna-6822.html#xtor=EPR-1\(09.07.2019\)](https://www.teraz-srodowisko.pl/aktualnosci/Plywajaca-farma-fotowoltaiczna-6822.html#xtor=EPR-1(09.07.2019))

⁹ [http://www.rynekinstalacyjny.pl/aktualnosc/id9374.plywajaca-farma-fotowoltaiczna-w-holandii\(09.07.2019\)](http://www.rynekinstalacyjny.pl/aktualnosc/id9374.plywajaca-farma-fotowoltaiczna-w-holandii(09.07.2019))

W regionie Flandrii rząd belgijski realizuje inwestycje pływających elektrowni PV o łącznej mocy ok. 11 MW. Projekt obejmuje osiem pływających farm PV na różnych zbiornikach wodnych¹⁰.

Ciekawym rozwiązaniem jest budowa pływającej elektrowni słonecznej na zbiorniku przy elektrowni wodnej. Powstaje wówczas system hybrydowy, bazujący na energii wodnej i słonecznej. Pozwala on zwiększyć produkcję, zmniejszyć zużycie na magazynowanie wody w zbiorniku oraz powiększyć potencjał energetyczny w okresie szczytowym. Czynnikiem kluczowym w układzie hybrydowym jest również zmniejszenie kosztów i przyspieszenie realizowanej inwestycji, polegające na wykorzystaniu istniejącej infrastruktury elektrycznej, w tym urządzeń i sieci wysokiego napięcia. Projekty o opisanej synergii powstały np. w Portugalii – Alto Rabagao Dam (moc pływającej elektrowni słonecznej – 220 kW) oraz w Brazylii – zapora Balbina (5,0 MW).

4. Perspektywy realizacji pływających paneli PV w Polsce

Pomimo dość licznych w ostatnich latach projektów fotowoltaicznych w Polsce, na chwilę obecną nie został zrealizowany żaden na bazie systemu pływających paneli PV. Firma Energa Wytwarzanie SA testuje obecnie pilotażową instalację o mocy kilku kW (panele zlokalizowano na zbiorniku wodnym przy elektrowni w Łapinie – rys. 6¹¹).

Czynnikiem, które mogłyby zmienić tę sytuację jest niewątpliwie potrzeba dostosowania energetyki krajowej do wytycznych przepisów UE [2018/2001]. Według różnych trendów i scenariuszy dotyczących produkcji energii z OZE w Polsce, prognoza rozwoju mocy (do roku 2020) w fotowoltaice oscyluje pomiędzy 1,2-1,5 GW¹. Według Instytutu Energii Odnawialnej, prognozowane są rozwiązania wspierające w postaci interwencyjnej aukcji OZE oraz zachęty dla prosumentów, co mogłoby doprowadzić do wzrostu mocy w fotowoltaice do 3,2 GW. Przełożyło by się to na wzrost roli fotowoltaiki w wypełnieniu celu OZE, a więc zwiększenie w zakresie produkcji energii elektrycznej z 6,5% do 12,5%. W ślad za tymi działaniami powinny być uruchomione instrumenty wsparcia rozwoju krajowego przemysłu fotowoltaiki, technologii inteligentnych sieci energetycznych i elektromobilności opartej na OZE oraz znacznie szersze niż w obecnej dekadzie uwzględnienie fotowoltaiki w nowej polityce energetycznej Polski.

Obiecujące może być również stanowisko największego koncernu energetycznego – Polskiej Grupy Energetycznej – według którego fotowoltaika ma stać się drugim obszarem inwestycyjnym OZE (obok energetyki wiatrowej). PGE w swoich deklaracjach zakłada realizację inwestycji fotowoltaicznych o mocy 2,5 GW¹² w ciągu kilku najbliższych lat.

¹⁰ <https://www.cire.pl/item,174632,1,0,0,0,0,0,flandria-inwestuje-w-plywajace-elektrownie-pv-.html> (09.07.2019)

¹¹ <https://media.energa.pl/pr/399758/panele-fotowoltaiczne-energi-na-fali?rss=true> (09.07.2019)

¹² <http://gramwzielone.pl/energia-sloneczna/100494/pge-chce-miec-w-fotowoltaice-25-gw> (09.07.2019)



Rys. 5. Największa pływająca elektrownia słoneczna w Europie – Piolenc, Francja [http://www.akuoenergy.com/fr/omega-1]



Rys. 6. Pływająca elektrownia PV w zbiorniku przy elektrowni w Łapinie

Na chwilę obecną należąca do PGE spółka PGE Energia Odnawialna jest największym producentem energii odnawialnej w Polsce. Spółka posiada jedną elektrownię słoneczną – na górze Żar, czternaście farm wiatrowych oraz dwadzieścia dziewięć elektrowni wodnych. Łączna moc wszystkich jednostek to 2 188,9 MW.

4. Podsumowanie

Obecna sytuacja polskiej energetyki w kontekście zapisów Dyrektywy *Red II* jest dość trudna, a niespełnienie postawionych przez UE celów może skutkować karami finansowymi. Zwiększenie ilości pozyskiwania energii z OZE do poziomu 15% (do końca 2020 r.) oraz do 32% (do końca 2032 r.) może być możliwe dzięki zdecydowanym nakładom na fotowoltaikę, w tym na pływające systemy PV. Obserwując obecną sytuację na rynku energii w kraju, musi nastąpić zdecydowana zmiana polityki energetycznej ukierunkowanej na węgiel ku rozwiązaniom OZE.

Widoczny w ostatnich latach rozwój branży fotowoltaicznej wskazuje, że technologia ta może mieć istotny wkład w krajową politykę energetyczną. Cechuje się ona dużą wszechstron-

nością oraz możliwością zdobywania kilku segmentów rynku jednocześnie: farm słonecznych (rynek hurtowy) oraz autoproducentów biznesowych i prosumentów indywidualnych (rynek detaliczny). Pływające systemy fotowoltaiczne mają szansę wesprzeć rozwój każdego z wyżej wymienionych segmentów. Podsumowując, dla Polski korzystniejszym rozwiązaniem będzie wsparcie inwestycji w wielu obszarach OZE na terenie kraju niż zakup brakujących udziałów OZE za granicą, np. w ramach transferu statystycznego, który ma na celu wypełnienie zobowiązań międzynarodowych w zakresie OZE w 2020 roku.

Literatura

- 2009/28/WE, Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych zmieniająca i w następstwie uchylająca dyrektywy 2001/77/WE oraz 2003/30/WE, L 140/16, EUR-Lex, Bruksela
- 2018/2001, Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 11 grudnia 2018 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych, L 328/82, EUR-Lex, Bruksela
- Bellini E., 2018, Global operational floating PV capacity tops 1.1 GW, PV Magazine, <https://www.pv-magazine.com/2018/11/01/global-operational-floating-pv-capacity-tops-1-1-gw/>, doniesienie prasowe z dn. 01.11.2018
- Bellini E., 2019, Europe's largest floating PV project under development in the Netherlands, PV Magazine, <https://www.pv-magazine.com/2019/04/08/europes-largest-floating-pv-project-under-development-in-the-netherlands/>, doniesienie prasowe z dn. 08.04.2019
- GUS, 2017, Energia ze źródeł odnawialnych w 2017 r., Główny Urząd Statystyczny, Warszawa
- GUS, 2018, Energia 2018, Główny Urząd Statystyczny, Warszawa
- Hutchins M., 2018, The Netherlands installed 658 MW of PV in the first half of this year, PV Magazine, <https://www.pv-magazine.com/2018/11/07/the-netherlands-installed-658-mw-of-pv-in-the-first-half-of-this-year/>, doniesienie prasowe z dn. 07.11.2018
- Nguyen D.A.T., 2017, The evolution of floating solar photovoltaics, dostępne online https://www.researchgate.net/publication/321461989_The_global_evolution_of_floating_solar_PV (09.07.2019)
- Trapani K., Santafé M.R., 2014, A review of floating photovoltaic installations: 2007-2013, Progress in Photovoltaics, 23 (4), 524-532, DOI: 10.1002/pip.2466
- Wąsowski M., 2018, Agencja Moody's potwierdza w raporcie poważne obawy o OZE w polskiej energetyce, Business Insider Polska, <https://businessinsider.com.pl>, doniesienie prasowe z dn. 02.08.2018 r.
- WB, 2018, Where sun meets water. Floating solar market report. Executive summary, International Bank for Reconstruction and Development/The World Bank, 16 s.

I. Badania, eksploatacja i utrzymanie budowli hydrotechnicznych

Trwałość asfaltobetonowych ekranów górnych zbiorników elektrowni szczytowo-pompowych

Zbigniew KLEDYŃSKI, Beata BANASZEK

Trwałość mieszanek mineralno-asfaltowych w budownictwie wodnym uwarunkowana jest nie tylko ich składem, strukturą i sposobem wbudowania, ale także warunkami pracy, tj. stałym lub okresowym kontaktem z wodą pod ciśnieniem oraz ekspozycją na warunki atmosferyczne. Ostatnie z wymienionych czynników są szczególnie ważne, gdy uszczelniony ekranem asfaltobetonowym górny zbiornik elektrowni szczytowo-pompowej znajduje się wysoko w górach, gdzie panują surowe warunki atmosferyczne. W pracy omówiono zmiany stanu technicznego przykładowego ekranu pracującego w takich właśnie warunkach.

Systemy napędu zamknięć przelewu – jak pewne jest bezpieczeństwo?

Ken GRUBB, Russ DIGBY, Paul JONES, David CAVE

Współcześnie notuje się duże zainteresowanie analizą probabilistyczną systemów zamknięć przelewów. Temat ten ma kluczowe znaczenie dla bezpiecznego rozwoju mechanizmów obsługi przelewów. W artykule omówiono typowe mechaniczne i hydrauliczne układy napędowe zamknięć przelewowych wraz z powiązаныmi z nimi systemami sterowania. Scharakteryzowano ich cechy pod kątem udziału w ogólnej niezawodności. Przeanalizowano przyczyny mniejszej lub większej niezawodności systemów napędów zamknięć przelewu.

Analiza przechyleń budowli z wykorzystaniem czujników ultradźwiękowych o wysokiej dokładności i stabilności, umożliwiających wczesne wykrywanie trendów awaryjnych

Leszek ORNOCH, Andrzej OLSZEWSKI, Paweł POPIELSKI

Jednym z rozwiązań służących do pomiaru przechyleń budowli jest ultradźwiękowy niwelator hydrostatyczny (odpowiednik klasycznej wagi wodnej) działający na zasadzie naczyń połączonych. Pozwala on na obserwację względnych przemieszczeń pionowych części budowli w długich przedziałach czasowych. Prezentowana w niniejszym artykule technika została opracowana w firmie Ultrasystem sp. z o.o. w latach 90. XX w. i zainstalowana na kilku obiektach hydrotechnicznych w Polsce. Wieloletnie wyniki pomiarów pozwalają na opracowanie modelu zachowania się obiektu pod wpływem różnych czynników, takich jak: roczny

cykl zmian temperatury, poziom wody dolnej i górnej, opróżnienie komory turbiny itp. Model ten może być pomocy w przewidywaniu awarii, dzięki obserwacjom zmian odbiegających od typowego zachowania (np. pojawienie się znacznie silniejszej zależności pochylenia w funkcji poziomu wody). Wyniki uzyskiwane przy pomocy czujników ultradźwiękowych pozwalają wychwycić subtelne deformacje obiektu, co jest cenne przy tworzeniu i kalibracji nowych modeli obiektu (np. metodą elementów skończonych).

Wyzwania stojące przed systemem budowl wodnych Gabčíkovo po 25 latach eksploatacji, modernizacji, innowacji oraz monitorowania bezpieczeństwa i wpływu na środowisko
Peter PANENKA, Dušan VOLESKÝ

System budowl wodnych Gabčíkovo został uruchomiony ponad dwadzieścia pięć lat temu po zasadniczych zmianach, jakie wprowadzono do projektu systemu budowl wodnych Gabčíkovo-Nagyymaros, przygotowanego we współpracy między byłą Czechosłowacją i Węgrami, a ostatecznie wykonanego przez Słowację. Doświadczenia z eksploatacji, utrzymania, kontroli bezpieczeństwa i monitorowania wpływu na środowisko doprowadziły do zaprojektowania i wykonania, a także przygotowania do renowacji i modernizacji kilku części zapory, elektrowni wodnej, wałów przeciwpowodziowych i systemu monitorowania środowiska. Tysiące cykli napełniania i opróżniania komór śluz skłoniło operatora systemu do zaplanowania modernizacji systemu ich zamknięć. Autorzy artykułu omawiają wyniki kontroli bezpieczeństwa i nadzoru systemu monitorowania. Przedstawiono również ocenę wieloletniego wpływu obiektów Gabčíkovo na środowisko.

Problemy eksploatacyjne jazu Rędzin na Odrze, projekt remontu zabytkowego obiektu
Krzysztof BROŚ

Stopień wodny Rędzin, zlokalizowany w km 260,7 Odry, jest ostatnim, najniższym położonym stopniem Wrocławskiego Węzła Wodnego. Jaz wybudowano w latach 1916-1926 w celu zwiększenia głębokości tranzytowej na odcinku od Rędzina do wyżej usytuowanych stopni Różanka i Śródmiejskiego.

Jaz Rędzin jest jednym z najpiękniejszych zabytków techniki hydrotechnicznej w Polsce. Jednak wieloletnie zaniedbania, wynikające z braku odpowiednich środków finansowych, spowodowały, że stan techniczny konstrukcji zamknięć i urządzeń nie jest dobry. Obiekt wymaga remontu w zakresie znacznie większym niż to miało miejsce w latach 80. i 90. Projektowana modernizacja obejmuje kompleksowy remont tej zabytkowej budowli hydrotechnicznej. Historyczne znaczenie całego stopnia Rędzin wymaga, by wszelkie działania inwestycyjne, niezbędne dla zachowania bezpiecznego i sprawnego działania obiektu, były prowadzone z uwzględnieniem jego zabytkowego charakteru. Rozwiązania projektowe, zarówno w zakresie elementów ogólnobudowlanych, jak i konstrukcji mostowych, zamknięć

oraz mechanizmów napędowych, muszą uwzględniać wytyczne konserwatora zabytków. Ograniczone możliwości inwentaryzacji i oceny stanu technicznego elementów konstrukcji znajdujących się stale pod wodą, stanowiły istotną przeszkodę w opracowaniu dokumentacji projektowej. W celu rozwiązania tego problemu przeprowadzono wnikliwą analizę zachowanych rysunków niemieckich, a następnie dokonano ich weryfikacji w trakcie obserwacji podwodnych. W odniesieniu do warunków posadowienia i pracy budowli poddanej obciążeniom hydrodynamicznym, wykorzystano metodę badania drgań i operacyjnej analizy modalnej. Identyfikację dynamicznych cech konstrukcji przeprowadzono poprzez pomiar bezpośredni na konstrukcji, podejmując próbę oceny złożoności i różnorodności przypadków występowania sił i związanych z nią zjawisk. Detale architektoniczne do projektu ustalono na podstawie badań stratygraficznych, które pozwoliły m.in. udokumentować oryginalną kolorystykę obiektu.

Połączenie rozwiązań właściwych dla jazu segmentowego i zasuwowego, obsługiwanych z mostu jazowego, stanowi o wyjątkowych walorach historyczno-technicznych i funkcjonalnych obiektu Rędzin – jedynej tego typu budowli w Polsce i unikatowej w skali Europy.

Naprawa spustów dolnych w zaporze Palcmanská Maša przy zabezpieczeniu za pomocą zatapialnego tymczasowego urządzenia zamykającego

Roman IVANČO, Marián MIŠČÍK, Lubomír UHORŠČÁK

Tymczasowe zamknięcia są nieodłącznym elementem bloków zrzutowych zapór. Służą do okresowego zamykania spustów dolnych, turbin, rurociągów wlotowych itp., co pozwala na przeprowadzenie naprawy bez konieczności znacznego obniżenia poziomu wody w zbiorniku, a nawet jej zrzutu. Zapora Palcmanská Maša, wybudowana w latach 1950-1954, jest betonową zaporą grawitacyjną składająca się z siedemnastu bloków. Jeden z nich wyposażono w przelew górny i spust dolny. W obiekcie nie zamontowano tymczasowych zamknięć. Kiedy w 2018 roku wystąpiła konieczność wykonania remontu wlotów spustów dennych, do zamknięcia wlotów użyto oryginalnego, nowoskonstruowanego, zatapialnego urządzenia PPH-1200. W artykule przedstawiono techniczne specyfikacje konstrukcji oraz omówiono przebieg i wyniki testów.

Światłowodowe pomiary przemieszczeń wieży ujęciowej W11 zlokalizowanej na terenie OUOW „Żelazny Most”

Paweł STEFANEK, Rafał SIENKO, Łukasz BEDNARSKI, Tomasz HOWIACKI

Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” to największy w Europie zbiornik deponowania odpadów poflotacyjnych, eksploatowany i zarządzany przez KGHM Polska Miedź S.A. Proces produkcyjny możliwy jest m.in. dzięki czterem żelbetowym wieżom ujęciowym zlokalizowanym w zbiorniku, których zadaniem jest ujmowanie

wód o wymaganej czystości do ponownego wykorzystania w procesie technologicznym. Konstrukcje te eksploatowane są już od ponad czterdziestu lat w bardzo trudnych warunkach środowiskowych (m.in. zmiennym zakresie temperatur, bezpośrednim oddziaływaniu promieniowania ultrafioletowego, bardzo wysokiej wilgotności powietrza). Ze względu na strategiczne znaczenie konstrukcji wież oraz bardzo duże konsekwencje ich zniszczenia, konieczne jest bieżące kontrolowanie stanu technicznego. W niniejszym artykule opisano konkretne, pionierskie wdrożenie systemu monitorowania, polegającego na światłowodowym pomiarze przemieszczeń wieży ujęciowej W11, wspomaganego automatycznymi, strunowymi pomiarami przemieszczeń kątowych. Przedstawiono także przykładowe wyniki pomiarów. KGHM Polska Miedź jest prekursorem zastosowań innowacyjnych rozwiązań pomiarowych, nie tylko w skali Polski, ale nawet całego świata. Poszukiwanie możliwości wykorzystania technik światłowodowych DFOS (ang. *distributed fibre optic sensing*) do analizy bezpieczeństwa obiektów budowlanych OUOW „Żelazny Most” jest tego dowodem. Opisany w niniejszym artykule projekt został wyróżniony w konkursie Mistrza Techniki Zagłębia Miedziowego organizowanego przez Radę Federacji Stowarzyszeń Naukowo-Technicznych NOT „Zagłębia Miedziowego” w 2019 roku.

Ochrona czynna i bierna plaż i skarp Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych „Żelazny Most” przed emisją pyłów

Zbigniew SKRZYPCZAK, Szymon ZIELIŃSKI, Jarosław KARAS, Paweł STEFANEK, Robert PRATKOWIECKI

W procesie przeróbki rud miedzi powstaje odpad poflotacyjny w postaci masy skalnej, który po skruszeniu i zmieleniu charakteryzuje się uziarnieniem odpowiadającym frakcji piasków drobnych i pyłów. Trafia on w postaci mieszaniny wodnej na Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) „Żelazny Most”, gdzie jest magazynowany. Po wyschnięciu drobnoziarnisty materiał może być porywany przez wiatr, stając się źródłem emisji pyłu do atmosfery. Jednym z ważniejszych zadań służb eksploatacyjnych jest redukcja emisji zapylenia poza teren OUOW. Podczas ponad czterdziestu lat eksploatacji obiektu wypracowano szereg rozwiązań technicznych i organizacyjnych służących ograniczeniu negatywnego wpływu na środowisko.

W artykule zaprezentowano stosowane metody ochrony biernej, polegające na zapobieganiu wystąpienia zjawiska eolicznego porywania materiału, głównie poprzez utrzymywanie odpowiedniej wilgotności obszarów potencjalnie stanowiących źródło problemu oraz darniowanie takich terenów. Omówiono również metody ochrony czynnej, polegające na ograniczeniu emisji przez stosowanie kurtyn wodnych i środków wiążących ziarna materiału.

Przedstawiono szerzej doświadczenia związane ze stosowaniem różnorodnych środków powłokotwórczych oferowanych do zabezpieczania obszarów przed pyleniem. Poszukiwania najbardziej efektywnych metod stabilizacji były realizowane na podstawie wieloletniego

programu badawczego. Monitoring zawartości pyłów w powietrzu w bezpośrednim otoczeniu OUOW potwierdza skuteczność działań prowadzonych przez służby eksploatacyjne.

Bezpieczeństwo zapór podczas powodzi w Republice Czeskiej

David RICHTR, Miloš SEDLÁČEK

Kwestia bezpieczeństwa zapór podczas powodzi jest w Republice Czeskiej elementem zarządzania i oceny budowli wodnych już od dawna. Testowanie bezpieczeństwa i wydajności urządzeń zrzutowych oraz ocena ryzyka wynikającego z przelania zapór podczas powodzi mają ponad czterdziestopięcioletnią tradycję. Początkowo ocenie, zgodnej z wewnętrznymi kryteriami bezpieczeństwa technicznego, podlegały tylko zapory zagrożone rozluźnieniem. Obecnie system oceny bezpieczeństwa powodziowego w Republice Czeskiej jest uregulowany prawnie, a metodologię oceny określa norma techniczna. Właściciele i administratorzy obiektów hydrotechnicznych, które nie spełniają kryteriów bezpieczeństwa hydrologicznego, stopniowo opracowują i wdrażają działania naprawcze. W artykule przedstawiono również praktyczne przykłady przygotowanych lub wdrożonych środków mających na celu zwiększenie bezpieczeństwa zapór w czasie powodzi.

Wdrożenie automatycznych pomiarów na wałach przeciwpowodziowych rzek Wag i Mały Dunaj

Petr DUŠEK, Barbara KOPČÁKOVÁ, Peter GUŽÍK

W grudniu 2017 roku na wałach przeciwpowodziowych rzek Dunaj, Wag i Mały Dunaj zainstalowano czterysta dwanaście automatycznych czujników, w ramach projektu *Wykonanie operacyjnego systemu gromadzenia, przesyłania i przetwarzania danych hydrotechnicznych na potrzeby nadzoru technicznego i bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych na obszarze hydrogeograficznym dorzecza Dunaju*. W artykule przedstawiono zakres prac wykonany na wałach przeciwpowodziowych po stronie i prawej strony rzek Wagu i Małego Dunaju. W pracy omówiono zalety i wady zastosowanego zautomatyzowanego systemu monitorowania w porównaniu z tradycyjnym podejściem do pomiarów wykonywanych ręcznie w terenie. Pomiar poziomu wód gruntowych w studniach obserwacyjnych jest realizowany za pomocą czujnika piezometrycznego podłączonego do rejestratora z wbudowaną baterią. Rejestrator zapisuje dane pomiarowe i przesyła je bezprzewodowo poprzez GSM/GPRS do centrum monitoringu. Transmisja danych jest przeprowadzana raz na dobę, a pomiary są wykonywane i zapisywane w odstępie wynoszącym jedną godzinę. Dane pomiarowe są natychmiast dostępne dla personelu nadzorującego za pośrednictwem aplikacji na PC, gdzie mogą być wyświetlane i pobierane do dalszego badania. System jest również zaprogramowany do wysyłania komunikatów ostrzegawczych (e-mail i SMS), gdy zostaną przekroczone wartości graniczne. Zautomatyzowany system pomiarowy został uruchomiony w styczniu 2018 roku.

Zastosowanie danych teledetekcyjnych w monitoringu stanu technicznego zapór i wałów przeciwpowodziowych

Dagmara ZELAYA WZIĄTEK

Monitoring stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych jest kluczowym elementem analizy potencjalnego zagrożenia powstania awarii. Jedną z ważniejszych czynności wskazujących w sposób bezpośredni na uszkodzenia oraz obszary podlegające erozji jest wizja lokalna, której wyniki są często zależne od doświadczenia badacza oraz dostępu do badanego obszaru. W celu zwiększenia wydajności oraz dokładności wyników wizji lokalnej, Ośrodek Technicznej Kontroli Zapór (OTKZ) od trzech lat stosuje monitoring lotniczy polegający na wykonaniu skaningu laserowego oraz sfotografowaniu obszaru wałów przeciwpowodziowych. Głównym wynikiem przetworzeń pomiarów teledetekcyjnych są Numeryczne Modele Terenu (NMT) oraz ortofotomapa. Dzięki stworzeniu Geoprzestrzennej Bazy Danych, składającej się z NMT, produktów NMT pochodnych (mapa spadków, krzywizny terenu, mapa cieniowana), ortofotomapy oraz danych opisowych, wnikliwa inwentaryzacja obszaru przeprowadzana jest w warunkach kameralnych. Stworzone modele pozwalają na identyfikację istniejącej infrastruktury oraz anomalii terenu, które traktowane są jako potencjalne zagrożenie (zaburzenia topografii wału) lub wskaźnik postępującej erozji.

Technika monitoringu z zastosowaniem skaningu laserowego jest również wykorzystywana w odniesieniu do zapór stale piętrzących wodę. Ze względu na potrzebę zagęszczenia pomiarów lidarowych, stosowany jest skaningu z niskiego pułapu lotu za pomocą Bezzałogowego Statku Powietrznego (BSL). W OTKZ pomiary wykonywane są wielowirnikowcem „Zawisak”. Otrzymane wyniki umożliwiają analizę stanu istniejących uszkodzeń oraz wykonanie bezpośrednio z NMT precyzyjnej krzywej napełnienia oraz krzywej pojemności zbiornika. Dzięki systematycznemu wieloczasowemu monitoringowi zbiornika i wykonaniu modeli różnicowych możliwy jest pomiar przemieszczeń zapór oraz kalkulacja stopnia zamulenia. Używane w OTKZ metody monitoringu z zastosowaniem techniki skaningu lotniczego pozwalają na precyzyjną identyfikację uszkodzeń oraz śledzenie kierunków i rozmiarów zmian topografii obiektów piętrzących wodę, przy jednoczesnym skróceniu czasu oraz nakładu prac terenowych. Wykorzystanie tak nowoczesnych technik stanowi wyzwanie ze względu na konieczność opracowania dużej ilości danych przestrzennych. W artykule omówiono schemat tworzenia produktów opracowania chmury punktów (NMT, produkty pochodne) oraz metody i przykładowe wyniki identyfikacji uszkodzeń wałów przeciwpowodziowych.

II. Zagadnienia geotechniczne w hydrotechnice

Analiza numeryczna zniszczenia zapory Cholticky

David DUCHAN, Lubomir PETRULA, Jaromir ŘÍHA

W artykule omówiono uproszczoną metodę określania parametrów fali powstałej w wyniku przerwania zapory, na przykładzie zapory ziemnej Cholticky w Czechach. Procedura obejmuje wyznaczenie drogi przepływu powodziowego przez zbiornik, numeryczne modelowanie procesu przerwania zapory i określenie drogi fali powodziowej na terenach położonych poniżej zapory. Przedstawiono również krótkie wprowadzenie do algorytmu i technik programowania. Przetwarzanie wyników modelowania dotyczyło odsłoniętego obszaru. Wyniki mogą być wykorzystane do przygotowywania planów ewakuacji i szacowania potencjalnych strat.

Katastrofa jazu Hubalov w wyniku przebicia hydraulicznego

Jaromir ŘÍHA

Katastrofa prawej ściany śluzy oraz wlotu do małej elektrowni wodnej stopnia wodnego Hubalov była spowodowana erozją wewnętrzną przepuszczalnych gruntów piaszczysto-żwirowych. Na prawym brzegu zostały zidentyfikowane dwie potencjalne uprzywilejowane drogi filtracji – jedna poniżej śluzy, a druga pomiędzy śluzą a elektrownią wodną. Uszkodzenie pierwotnie nastąpiło prawdopodobnie po prawej stronie śluzy, gdzie erozja materiału spowodowała osiadanie płyty przed elektrownią wodną. W wyniku zapadania się prawego przyczółka, doszło do obsunięcia się dna śluzy i całkowitego zawalenia jej ścian. Do czynników, które miały na to wpływ należy zaliczyć: wady materiałowe, otwarte połączenia skurczowe oraz pęknięcia w dnie kanału wlotowego. Jedną z przyczyn był fakt, że ścianka szczelna od strony wody górnej nie została wprowadzona do warstwy nieprzepuszczalnej i nie została przedłużona do śluzy i elektrowni wodnej. Istotną była również słaba znajomość warunków geologicznych.

Modelowanie filtracji i obliczenia numeryczne stateczności budowli piętrzących

Ewelina SOCHACKA, Angelina KUTROWSKA, Piotr ŚLIWIŃSKI

Modele numeryczne są coraz częściej stosowane przy projektowaniu i analizie pracy budowli hydrotechnicznych. Jest to w pełni uzasadnione, ponieważ uwzględniają one szereg czynników wpływających na wartość współczynnika stateczności oraz eliminują wiele wątpliwych założeń projektowych. W niniejszym opracowaniu przedstawiono podstawy teoretyczne systemu „MES Z_Soil.PC” pod kątem jego zastosowania dla ocen stanu technicznego i bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych. Poruszono zagadnienie wpływu parametrów materiałowych i wybranych aspektów symulacji numerycznych na wyniki obliczeń stateczności.

Przedstawiono przykłady praktycznego zastosowania modelowania numerycznego do analizy stateczności skarp i zboczy. Przeanalizowano wpływ rodzaju i długości uszczelnienia obwałowania na wartość współczynnika stateczności i szczelność wału przeciwpowodziowego.

Badania sejsmiczne w ocenie podłoża i stanu budowli hydrotechnicznych

Szymon OSTROWSKI, Marcin LASOCKI

W artykule omówiono problematykę sejsmicznych badań geofizycznych stosowanych w geologii inżynierskiej i ich możliwe aplikacje do zadań związanych z oceną stanu technicznego budowli hydrotechnicznych. Przedstawiono założenia teoretyczne metod sejsmicznych oraz powiązanie wyników badań z parametrami mechanicznymi badanego ośrodka. Scharakteryzowano techniki, które mają największy potencjał aplikacyjny, tj.: prześwietlania sejsmiczne, sejsmiczną tomografię refrakcyjną i wielokanałową analizę fal powierzchniowych (MASW). W referacie zawarto przykłady zastosowania tych technik do diagnozy budowli hydrotechnicznych. Prześwietlania sejsmiczne pozwoliły na rozpoznanie stanu technicznego dolnej części korpusu zapory betonowej; sejsmicznej tomografii refrakcyjnej użyto do przestrzennego rozpoznania budowy geologicznej otoczenia zapory; technikę MASW zastosowano do rozpoznania szczegółów konstrukcji małej zapory ziemnej.

Detekcja strefy nasilonego przepływu wody w podłożu holenderskiego wału morskiego metodą termo-aktywną

Krzysztof RADZICKI, Marek STOLIŃSKI

W artykule przedstawiono wyniki badań wykonanych metodą termiczną w 2018 r. na holenderskim wale morskim, których jednym z rezultatów była detekcja strefy nasilonego przepływu wody w jego podłożu. Badania wykonała firma Neostrain, we współpracy z Politechniką Krakowską, z użyciem, rozwiniętej w ostatnich latach w Polsce, innowacyjnej technologii pasywno-aktywnych quasi liniowych czujników termicznych, służącej do monitoringu procesów filtracyjnych w gruncie. Metoda ta jest szczególnie przydatna w detekcji i analizie przecieków w korpusach i podłożu wałów przeciwpowodziowych oraz zapór ziemnych. W Polsce kilka takich obiektów jest już objętych tym systemem. Opisywane rozwiązanie ma kilka unikatowych cech. Umożliwia po pierwsze bezwykopową instalację czujników, bez użycia ciężkiego sprzętu, po drugie – wielopunktowy, quasi liniowy na długości obiektu, monitoring przecieków oraz (zwłaszcza) termo-aktywny tryb pomiarowy. Czujniki zaopatrzone w moduły składające się z sensorów temperatury zintegrowanych ze specjalnie zaprojektowanym elementem grzewczym. Charakterystyka grzewcza czujników została skalibrowana w laboratorium dla różnych prędkości filtracji oraz różnych rodzajów gruntów. Pozwala to na bezpośredni odczyt prędkości filtracji w gruncie, oparty na aktywnym (grzewczym) pomiarze termicznym wykonanym *in-situ* czujnikiem.

W artykule przedstawiono, w podstawowym zakresie, ideę metody termicznej, w tym termo-aktywnej do monitoringu przecieków, a skupiono się na prezentacji wyników badań wykonanych na wale holenderskim i wypływających z nich wniosków. Przeprowadzone analizy pozwoliły po pierwsze zlokalizować strefę nasilonej filtracji w podłożu wału oraz określić tamże prędkości filtracji. Ponadto pokazały możliwość detekcji technologią termo-aktywną strefy zasięgu wpływu wody morskiej w głąb podłoża wybrzeża oraz określenie momentu zmiany kierunku przepływu wody w gruncie.

Algorytm wyboru optymalnej metody stabilizacji osuwiska

Solsky Stanislav VIKTOROVICH, Bykovskaya Sofya ALEKSANDROVNA

Obecnie badanie procesów osuwiskowych jest jednym z poważniejszych aspektów budowy i eksploatacji obiektów hydrotechnicznych, zarówno przemysłowych, jak i cywilnych. Osuwiska naruszają stateczność całych kompleksów obiektów. Nagły i szybki charakter tego procesu sprawia, że przed rozpoczęciem budowy, ocena stateczności zboczy jest najważniejszym zadaniem, które pozwala w przyszłości uniknąć niebezpiecznych sytuacji.

Istnieje duża liczba klasyfikacji osuwisk, które charakteryzują warunki powstawania osuwisk, geologiczną historię ich rozwoju, wiek, strukturę, itp. Przeanalizowano literaturę przedmiotu dotyczącą teoretycznych i praktycznych aspektów zapobiegania osuwiskom. Analiza wykazała, że istniejące klasyfikacje są w niewielkim stopniu związane z inżynierskimi metodami zapobiegania osuwiskom, ich lokalizacją lub minimalizacją procesów osuwiskowych, Metody dotyczące rozwiązywania problemów zboczy osuwiskowych można podzielić na trzy kategorie: zapobiegające, ograniczające i likwidujące. W literaturze brak jest powiązania tych rozwiązań z podstawową specyfikacją geologiczną.

Na podstawie przeprowadzonych badań opracowano i przedstawiono klasyfikację metod stosowanych w przypadku występowania problemów osuwiskowych zboczy, z uwzględnieniem warunków niezbędnych do ich użycia. Klasyfikacja ta wyraźnie pokazuje znaczenie technicznych środków zapobiegających dla ochrony terenów. Środki te pod względem skali i znaczenia są znacznie tańsze niż środki ograniczające i likwidujące.

Kolejnym etapem było opracowanie algorytmu umożliwiającego skorelowanie charakterystycznych warunków rozwoju osuwisk z zestawem rozwiązań inżynierskich stosowanych do ich stabilizacji. Następnie algorytm został przetestowany na przykładzie dużego kompleksu przemysłowego zlokalizowanego na zboczu rzeki. Celem było opracowanie rozwiązań technicznych wzmacniających zbocze w rejonie zrzutu wody. Konstrukcje stabilizujące zbocze są rozmieszczone wzdłuż niższego tarasu. Do sprawdzenia stateczności zbocza, po zastosowaniu zaprojektowanych konstrukcji zabezpieczających, użyto metod numerycznych. Obliczenia zostały wykonane w programie „Plaxis 2D”. Udało się sprawdzić algorytm potwierdziło możliwość jego praktycznego zastosowania. Algorytm pozwala na dokonanie wyboru skutecznych metod ochrony zboczy przed osuwiskami.

Analiza zachowania się nasypu gruntowego wzmocnionego geosiatką

Askar ZHUSSUPBEKOV, Iliyas ZHUMADILOV, Aliya ALDUNGAROVA

W artykule omówiono prace badawcze zrealizowane dla istniejącego nasypu gruntowego zapory, zlokalizowanego na terenie elektrowni ciepłej ASS (część dużego zakładu produkcji stali) w regionie Karaganda w Kazachstanie. Elektrownia, składowiska popiołu, namywana zapora i inne obiekty, gdzie stosowany jest hydrotransport, są konstrukcjami, które wymagają odpowiedniego podejścia na wszystkich etapach projektowania, budowy i eksploatacji. W trakcie wieloletniej eksploatacji nasyp ziemny był wielokrotnie przebudowywany. Rekonstrukcja została wykonana przez zasypanie gruntem bez wzmocnień, co okazało się nieskuteczne. Zaproponowano wykorzystanie jednego z nowych materiałów budowlanych w Kazachstanie – geosiatki – jako elementu wzmacniającego. W artykule przedstawiono analizę stateczności nasypu gruntowego wzmocnionego geosiatką ograniczającą wpływ odkształceń poziomych i pionowych podłoża. Celem badań była ocena możliwości powstania pęknięć w modelowanym nasypie ziemnym z określeniem obszaru ich rozmieszczenia oraz ocena wpływu wzmocnienia na jego stateczność ogólną.

Wpływ czasu i warunków twardnienia na podstawowe właściwości betonu ilastego

Stanislav Viktorovich SOLSKIY, Ekaterina Evgen'evna LEGINA, Aleksey Sergeevich VELICHKO

Beton glinowo-cementowy jest nowoczesnym materiałem wykorzystywanym do wykonania nieprzepuszczalnych przesłon w wałach przeciwpowodziowych i zaporach ziemnych. Jego popularność wynika z możliwości kontroli właściwości, tj. zmian wytrzymałości i współczynnika filtracji uwarunkowanych zmianami w składzie materiału. Referat prezentuje metody badania współczynnika filtracji i wytrzymałości na ściskanie. Uzyskane wyniki badań wskazują na wpływ czasu i warunków dojrzewania na parametry filtracyjne i wytrzymałość. Zmiana współczynnika filtracji, badanego w ustalonych warunkach, następuje przy zmianie temperatury i wilgotności, w których dojrzewają próbki. Zróżnicowanie wytrzymałości próbek na jednoosiowe ściskanie wynika z różnic w czasie dojrzewania i wilgotności powietrza, które wpływają na proces hydratacji cementu. Uzyskane wyniki badań powinny być uwzględnione na etapie projektowania i utrzymania przesłon wykonywanych w wałach przeciwpowodziowych lub zaporach ziemnych.

Biocementacja gruntu przez bakterie ureolityczne – określenie wytrzymałości na ścinanie

Katarzyna MISIOŁEK, Paweł POPIELSKI, Katarzyna AFFEK

Proces mikrobiologicznego uzyskiwania węgla wapnia w celu biocementacji jest nową, ekologiczną metodą stabilizacji gruntów. Polega ona na wykorzystywaniu aktywności komórek bakterii, które są zdolne do magazynowania produktu metabolicznego CO_3^{2-} . Jony węgla-

nowe reagują z wolnymi jonami wapnia ze środowiska naturalnego w skutek czego powstaje struktura minerału. Najefektywniejsze w tej metodzie okazało się wykorzystanie bakterii ureolitycznych. Rozwiązanie może być stosowane do zmniejszania efektów erozji przy osuwiskach, w budownictwie przy stabilizacji wykopów, a także w naprawie pęknięć w wapieniach. Metoda wzmocnienia gruntu jest obecnie modyfikowana dla potrzeb konstrukcji hydrotechnicznych, gdzie mogłaby zapobiegać mechanicznym uszkodzeniom gruntu z powodu erozji wewnętrznej lub upłynnienia. W artykule przedstawiono możliwości uzyskania gruntu ustabilizowanego z wykorzystaniem bakterii ureolitycznych oraz omówiono wyniki badania wytrzymałości gruntu na ścinanie z użyciem przyrządu kieszonkowego – ścinarki obrotowej.

III. Budowle wodne – wybrane zagadnienia

Budownictwo hydrotechniczne w Sudetach po powodzi w roku 1897

Jan WINTER

W artykule przedstawiono obiekty hydrotechniczne Sudetów polskich i czeskich, przede wszystkim z rejonu Jeleniej Góry, Gór Izerskich oraz Kotliny Kłodzkiej. Omówiono ich historię oraz charakterystyki techniczne na tle zagospodarowania terenu i zagrożenia powodziowego, ze szczególnym uwzględnieniem powodzi z 1897 r., która stała się impulsem do powstania funkcjonujących dzisiaj budowli hydrotechnicznych.

Dwustopniowa aplikacja KRPA do obliczania korzyści wynikających z zastosowania środków ochrony przeciwpowodziowej

Andrej VIDMAR, Katarina ZABRET, Klauđija SAPAČ, Petra PERGAR, Andrej KRYŽANOWSKI

Powodzie są najczęstszymi klęskami żywiołowymi, którym nie można zapobiec. Możemy jednak złagodzić ich konsekwencje, wdrażając środki ochrony przeciwpowodziowej, które muszą być ekonomicznie uzasadnione. Dlatego planując takie działania, musimy wiedzieć, jak zmniejszyć szkody spowodowane powodziami i zwiększyć rzeczywiste korzyści z wprowadzanych rozwiązań. W prezentowanym projekcie zaktualizowaliśmy istniejącą ujednoliczoną metodę dla Słowenii. Metoda ta obejmuje szkody powodziowe w różnych sektorach (dziedzictwo kulturowe, środowisko naturalne, sektor mieszkaniowy, rolny i biznesowy). Dla każdego z sektorów stosuje się proste równanie do obliczenia kosztu szkód, biorąc pod uwagę intensywność, czas trwania i rozmiar oczekiwanego zdarzenia powodziowego o różnych okresach występowania, a także ekspozycję, wrażliwość i wartość obiektów znajdujących się w obszarze docelowym. Do określenia tych wartości wykorzystano zarówno dane ze spisu powszechnego, jak i wartości rynkowe. Na podstawie proponowanej metodologii opracowano aplikację w systemie GIS. W zależności od typu, dane wejściowe są oparte na trzech głównych formach: punkt, linia i wielokąt. Dla każdego rodzaju danych utworzono oddzielne bazy danych. Opracowaną aplikację przetestowano na trzech obszarach zalewowych w Słowenii. Stosownie do wyników testów, oprogramowanie zostało przystosowane do wykorzystania przez różne grupy użytkowników. Na chwilę obecną aplikacja umożliwia obliczenie spodziewanych rocznych szkód na terytorium Republiki Słowenii, jednak dzięki odpowiedniej modyfikacji i dostosowaniu metodologii i KRPA (w zależności od dostępnych danych w innych krajach), zarówno metodologia, jak i narzędzie informatyczne mogą zostać przeniesione do innych krajów.

Projektowanie i wykonawstwo betonu hydrotechnicznego w Polsce – obecne tendencje i ich wpływ na trwałość betonu

Witold JAWAŃSKI, Maciej WIŚNIEWSKI

Brak odrębnej, kompleksowej normalizacji betonu hydrotechnicznego w Polsce może prowadzić do projektowania, badań i wykonawstwa konstrukcji w sposób niegwarantujący odpowiedniej trwałości betonu. Wymagana trwałość budowli wodnych, takich jak zapory, jazy i śluzy, powinna wynosić co najmniej osiemdziesiąt do stu lat i z takim zamysłem, już ponad trzydzieści lat temu, przygotowano projekt odpowiedniej normy branżowej, który niestety nie został wdrożony. Przestarzałe wytyczne i odwoływanie się do norm na beton zwykły mogą prowadzić do wykonania konstrukcji z materiału o znacznie mniejszej trwałości. Podstawowy problem to dążenie do wbudowywania betonu hydrotechnicznego pompami do betonu zwykłego, co wymaga drobniejszego kruszywa, większych ilości cementu i dodatków zastępujących cement oraz wysokich klas konsystencji. Efektem końcowym może być obniżenie trwałości betonu, w naszym klimacie przede wszystkim jego mrozoodporności strukturalnej, która w dodatku bywa nagminnie oznaczana metodą zwykłą zamiast metodą hydrotechniczną. Do takich wniosków prowadzą wyniki badań przedstawione w niniejszym referacie.

Beton masywny ze spoiwem żuźlowo-popiołowym

Agnieszka MACHOWSKA

W artykule przedstawiono właściwości betonu masywnego z niskoemisyjnym spoiwem powstałym ze skojarzonego połączenia wybranych ubocznych produktów przemysłowych hutnictwa i energetyki: żużla wielkopieczowego i popiołu lotnego z fluidalnego spalania węgla brunatnego. Podano wyniki badań laboratoryjnych mieszanki betonowej (temperatura mieszanki, konsystencja) oraz stwardniałego betonu masywnego (wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, wodoszczelność, mrozoodporność). Uzyskane dane potwierdziły (z pewnymi ograniczeniami) potencjał spoiwa żuźlowo-popiołowego do zastąpienia cementu powszechnego użytku w betonie masywnym

Mechanika elastycznych wypełnień dylatacji w okładzinach betonowych skarp kanałów i nasypów hydrotechnicznych

Zbigniew KLEDYŃSKI, Łukasz KRYSIAK

W referacie przedstawiono rozważania teoretyczne dotyczące mechanicznej pracy elastycznych materiałów wypełniających przerwy dylatacyjne, na przykładzie spoin między płytami betonowymi na skarpię budowli hydrotechnicznej. Wśród czynników wpływających na wartości odkształceń wypełnień uwzględniono roczne wahania temperatury budowli, jej wartość

w momencie aplikacji wypełnienia, szerokość uszczelnianej przerwy dylatacyjnej oraz rozmiary oddzielonych sekcji. Wyróżniono dwa sposoby zniszczenia wypełnienia – przez utratę kohezji wewnątrz materiału lub przyczepności do ściany dylatacji. Występowanie danego wariantu powiązane z właściwościami materiału wypełnienia oraz geometrią spoiny. Przedstawiona analiza może dostarczać wskazówek do odpowiedniego projektowania oraz wykonawstwa dylatacji, łącznie z doбором materiału do ich wypełnienia.

Wpływ dodatku popiołu z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych na wybrane właściwości zawiesin twardniejących

Lukasz SZAREK

Zawiesina twardniejąca to mieszanina wody, spoiwa, materiału ilastego oraz – w zależności od przeznaczenia – innych składników, stosowana przy realizacji konstrukcji budowlanych w podłożu gruntowym. W budownictwie hydrotechnicznym jest wykorzystywana do wykonania przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych, w nasypach i podłożu zapór wodnych oraz do uszczelniania składowisk odpadów. Głównymi parametrami określającymi przydatność wykorzystania zawiesiny twardniejącej w przesłonach przeciwfiltracyjnych są: gęstość objętościowa, lepkość umowna, odstęp dobowy, wytrzymałość strukturalna, wytrzymałość na ściskanie oraz współczynnik filtracji. W składzie zawiesin twardniejących z powodzeniem stosuje się uboczne produkty spalania węgla, dzięki czemu materiał ten wpisuje się w ideę gospodarki o obiegu zamkniętym. W związku z powyższym, podjęto próbę wykorzystania w zawiesinie twardniejącej nowego, zyskującego na znaczeniu, rodzaju ubocznego produktu spalania, jaki stanowi popiół lotny z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych (TPKOŚ). Badania miały na celu określenie wpływu dodatku popiołu z TPKOŚ na wybrane właściwości zawiesin twardniejących oraz skomponowanie na jego bazie receptury, która spełni wymagania stawiane zawiesinom twardniejącym stosowanym do przesłon przeciwfiltracyjnych.

Trwałość i niezawodność rozwiązań stalowych w konstrukcjach hydrotechnicznych

João MARTINS, Dariusz MACIJAUSKAS, Michał JANUSZEWSKI

Rozwój cywilizacyjny oraz zmiany środowiskowe stanowią istotne wyzwania w aspekcie trwałości i bezpieczeństwa użytkowania obiektów hydrotechnicznych. Kwestie te są szczególnie ważne w obszarach silnie zurbanizowanych i uprzemysłowionych. Niniejszy artykuł przedstawia nowatorskie, ekonomiczne i przyjazne dla środowiska zastosowanie rozwiązań z grodzic stalowych w obiektach hydrotechnicznych, na przykładzie prowadzonych projektów badawczych i zrealizowanych w Europie wybranych inwestycji. W publikacji szczegółowo opisano wybrane zagadnienia projektowe i wykonawcze.

Gabionowe budowle hydrotechniczne

Remigiusz DUSZYŃSKI

W artykule omówiono zagadnienia projektowania i budowy konstrukcji hydrotechnicznych z wykorzystaniem gabionów i materacy Reno. Przeanalizowano zagrożenia środowiskowe oraz możliwości ich minimalizowania poprzez zastosowanie odpowiedniej ochrony antykorozyjnej. Dla zilustrowania możliwości wykorzystania systemu gabionowego, przedstawiono przykłady realizacji konstrukcji hydrotechnicznych.

Szlak żeglugowy Pisy i Narwi – stan aktualny i koncepcje rewitalizacji

Błażej SMOLIŃSKI, Piotr KUŹNIAR

W referacie zaprezentowano wyniki pomiarów oraz wizji terenowej przeprowadzonych na rzece Pisie i Narwi we wrześniu 2018 r., w odniesieniu do danych archiwalnych oraz aktualnych wymagań prawnych. Scharakteryzowano główne problemy natury techniczno-infrastrukturalnej, które mają limitujący wpływ na rozwój ruchu turystycznego na omawianym szlaku. Omówiono wstępne koncepcje wariantowej zabudowy hydrotechnicznej, której powstanie mogłoby w znaczący sposób poprawić parametry eksploatacyjne szlaku żeglugowego Pisy i Narwi.

W jaki sposób zapory mogą tworzyć w przestrzeni środowiskową wartość dodaną?

Nina HUMAR, Jure ŠIMIC, Andrej KRYŽANOWSKI

Ze względu na wielkość i zmiany w reżimie wodnym, zapory są uznawane za obiekty niekorzystnie wpływające na środowisko. Ich budowa oznacza również zmiany dla ludzi, którzy mieszkają na obszarze oddziaływania, ponieważ często są oni narażeni na zmiany w swoim otoczeniu (nowe inwestycje, zmienione warunki życia itp.), które zazwyczaj wiążą się z negatywnymi odczuciami. Często zatem nowe inwestycje napotykać na duży opór społeczny. Czy jednak budowa zapór jest tak negatywna i szkodliwa, jak się powszechnie uważa? Przegląd sytuacji środowiskowej wskazuje, że w Słowenii, nawet po wybudowaniu nowych obiektów, obszar oddziaływania ponad 70% zapór pozostaje lub staje się siedliskiem dla wielu chronionych lub zagrożonych gatunków zwierząt. W niniejszym artykule omówiono rzeczywistą sytuację wpływu zapór na środowisko naturalne dla wszystkich istniejących obiektów w Słowenii. Przedstawiono relacje między obszarami oddziaływania zapory a obszarami ochrony przyrody (obszary Natura 2000, obszary o znaczeniu ekologicznym i zasoby naturalne). Ponadto zaprezentowano kilka przykładów ukończonych zapór oraz zakres środków łagodzących w celu poprawy sytuacji ekologicznej na obszarach ochrony przyrody.

Charakterystyka chemiczna wód zbiorników małej retencji

Małgorzata WOJTKOWSKA

Badaniami objęto siedem zbiorników małej retencji, położonych w powiecie żyrardowskim na rzece Pisi-Gągolinie, cechujących się różną morfometrią. Pobrane z nich próbki wody wykazywały duże podobieństwa pod względem jakości składu parametrów chemicznych. Obserwowano nasilenie czynników zewnętrznych, które korespondowały z niezadowalającą jakością wody (pozaklasowe wartości ChZT, BZT5 czy stężenia tlenu rozpuszczonego i barwy, a także o-fosforanów, barwa, zawiesina, mangan). Wyniki pozwoliły stwierdzić, że w obecnym stanie badane zbiorniki retencyjne mogą spełniać funkcji przyrodniczych przypisywane tego typu zbiornikom. Należy jednak wprowadzić rozwiązania mające na celu ich ochronę i ich rekultywację.

Pływające panele fotowoltaiczne – perspektywy realizacji w Polsce

Paweł FALACIŃSKI, Damian DOBROWOLSKI

Nowa dyrektywa UE, tzw. RED II, dotycząca odnawialnych źródeł energii (OZE), nakłada na Polskę obowiązek przekształcenia systemu energetycznego w taki sposób, aby w roku 2030 możliwe było pozyskiwanie 32% energii z OZE. Jest to olbrzymie wyzwanie dla naszego kraju, szczególnie w kontekście założeń wcześniejszej dyrektywy, obligującej do pozyskiwania energii z OZE na poziomie 15% do roku 2020, których to wytycznych Polska może nie wypełnić. W spełnieniu zobowiązań może pomóc stosunkowo szybko rozwijający się rynek fotowoltaiki. Szczególnie ciekawym rozwiązaniem są pływające panele fotowoltaiczne (PV), których potencjał już został dostrzeżony na świecie, szczególnie w Azji. Istnieje wiele elektrowni słonecznych w systemie paneli pływających o mocach powyżej 100 MW, a planowane są kolejne o mocach sięgających nawet 1 GW. Podstawą tej technologii jest realizacja paneli PV na specjalnych pływakach z tworzywa sztucznego na powierzchni różnego rodzaju akwenów. Taka lokalizacja pozwala na zwiększenie wydajności o ok. 10% w stosunku do paneli lokalizowanych na lądzie, a ponadto pozytywnie wpływa również na sam zbiornik wodny, ograniczając z niego parowanie. W artykule dokonano przeglądu stanu inwestycji pływających paneli PV na świecie. Zaprezentowano zasadę działania systemu oraz jego elementy. Przedstawiono perspektywy realizacji tego typu urządzeń w Polsce.

I. Surveying, operation and maintenance of hydraulic structures

The durability of asphalt concrete lining on embankments of upper reservoirs of pumped-storage power plants

Zbigniew KLEDYŃSKI, Beata BANASZEK

The durability of bituminous mixtures used in water engineering does not depend solely on their composition, structure and method used for embedding, but also their working conditions, such as constant or periodic contact with water under pressure and exposition to atmosphere. The latter factors are especially important when asphalt-concrete is used for impervious facing (lining) of the embankments of upper reservoirs in pumped-storage power plants located high in mountainous regions, where severe atmospheric conditions are present. The paper discusses changes in the technical condition of asphalt concrete slope facing working in such environments.

Spillway gate drive systems – how safe is safe?

Ken GRUBB, Russ DIGBY, Paul JONES, David CAVE

There is a great deal of interest currently in the probabilistic analysis of gated systems. This subject is crucial to the safe development of the spillway operating machinery but often takes civil engineers outside of their traditional comfort zone, as it requires a detailed knowledge of drive systems, their componentry and relative failure rates. It is recognised that some scepticism has been displayed by some engineers as to whether analysis leads to the illusion of accurate risk predictions due to the unavailability of valid statistics.

Where are we today in terms of best practice? And, what is the direction of travel? Can any driven gate be of adequate reliability? This paper reviews the philosophical thinking behind specifying dam protection gates and their related systems from a historical perspective. It also considers whether a “one size fits all” approach to dam protection gates can be applied to diverse geographic and technologically diverse societies. The paper reviews typical spillway gate mechanical and hydraulic drive systems together with their associated control systems. It discusses their features in terms of their contribution towards overall reliability. In so doing, it examines what makes gate drives systems more or less reliable.

Analysis of structures inclinations using high-level accuracy and stability ultrasonic sensors which enable early detection of emergency trends

Leszek ORNOCH, Andrzej OLSZEWSKI, Paweł POPIELSKI

Building tilts can be measured by ultrasonic hydrostatic leveler (equivalent to the classical water scale) which operates based on the communicating vessels principle and is used to measure relative displacements of vertical parts of structures in long time intervals. The presented ultrasonic displacement measurement technique was developed at Ultrasystem sp. z o.o. in 1990s and installed on several objects in Poland. Long-term measurement results enable the development of a model of an object behavior under the influence of various factors such as the annual cycle of temperature changes, the level of lower and upper water, emptying a turbine chamber, etc. Such a model can facilitate the prediction of failure based on the appearance of changes deviating from typical behavior (e.g. a much stronger dependence of the tilt as a function of the water level). The results obtained with the help of ultrasonic sensors enable observing subtle deformations of the object, which is valuable when developing and calibrating new models of the object (e.g. by means of the finite element method).

Challenges for Gabčíkovo Water Structure System after 25 years of operation, upgrade, innovation and monitoring safety and impacts on environment

Peter PANENKA, Dušan VOLESKÝ

The Gabčíkovo Water Structure System was put into operation more than 25 years ago after essential project changes of the Gabčíkovo-Nagymaros Water Structure System, prepared in cooperation between former Czechoslovakia and Hungary and in the end carried out by Slovakia. Experiences from operation, maintenance, dam safety supervision and monitoring of environmental impacts resulted in the design and execution of, and also preparing for the renovation and upgrade of, several parts of the dam, the hydropower plant, flood protection dikes and measures for improvement of environmental conditions. Several floods tested the safety of construction and protection of the territory and population. Thousands of filling and emptying cycles of the pair of locks lead the operator to plan an upgrade of the locks system. Authors of this paper discuss the results of safety supervision and the surveillance monitoring system. Last but not least, an assessment of the environmental impact of the water structure system is presented through decades of monitoring.

Operational problems of the Rędzin weir on the Odra River, design of historic structure renovation

Krzysztof BROŚ

The Rędzin barrage is located at km 260.7 of the Oder. It is the last, lowest barrage of the Wrocław Floodway System. Weir was built in the years 1916-1926 to increase the transit depth on the waterway from Rędzin to the higher located barrages: Różanka and Śródmiejski.

Jaz Rędzin is one of the most beautiful monuments of hydrotechnical technique, however, long-term negligence resulting from the lack of sufficient financing caused that technical condition of gates and devices is not good and renovation is needed to a much greater extent than recently carried out repairs in the 1980s those and 90>s. The planned modernization of the Rędzin weir includes a comprehensive renovation of the existing historic hydrotechnical structures. The historical rank of the whole Rędzin barrage requires that all investment activities necessary for the safe and efficient operation of these buildings should be conducted taking into account the historic character of the building. It is required that design solutions, both in the area of general construction elements as well as bridge constructions, gates and drive mechanisms, should take into account the guidelines of the Conservation Officer.

Limited possibilities of inventory and assessment of technical condition of structural elements permanently under water constituted a significant obstacle in the development of design documentation. To solve this problem, a thorough analysis of archives German drawings was carried out, for which the verification was carried out through diving research. In reference to the conditions of the foundation and operation of the structure subjected to hydrodynamic loads, the method of vibration test and operational modal analysis was used. Identification of dynamic construction features was carried out by direct measurement on the structure, attempting to evaluate the complexity and diversity of occurrences of forces and related phenomena. Architectural details for the project were established on the basis of stratigraphic research, which allowed, for example, to document the original color of the object.

The connection in the Rędzin weir of solutions appropriate for the radial gates and slide gates, served from the weir bridge, constitutes exceptional historic, technical and functional values of the buildings of Rędzin, the only one of this type on the Oder River, on the rivers of Poland and unique in Europe.

The repair of bottom outlets at the Palcmanská Maša Dam under protection of submersible temporary closing facility

Roman IVANČO, Marián MIŠČÍK, Eubomír UHORŠČÁK

The temporary gates are nowadays one of the inseparable parts of dam constructions. They are used for the temporary closure of bottom outlets intakes, turbines, intake pipelines etc. during the technological equipment repairs. Under the protection of temporary gate,

it is possible to make repair without necessity of significant water level decrease in reservoir, or even draining it off. The design and construction of dams are always adequate to available knowledge and experiences. Perhaps, it is the reason, why the temporary gate concept was not drafted in the case of Palcmańska Maša Dam, built in the years 1950-1954. It is a concrete gravity dam consisting of 17 blocks. One of them is a function block with a spillway and a bottom outlet. In the year 2018, there was necessity to make repair of upstream bottom outlets gates and the newly made, specific submersible facilities were used for intakes temporary closure. They were placed in the depth of 20 m with the help of divers.

Fibre optic displacement measurements of W11 intake tower located within OUOW “Żelazny Most” reservoir area

Paweł STEFANEK, Rafał SIEŃKO, Łukasz BEDNARSKI, Tomasz HOWIACKI

„Żelazny Most” Reservoir is the largest sump reservoir of froth (copper mining tailings dam) in Europe, operated and managed by KGHM Polska Miedź S.A. One of the reasons why the production process is possible is the presence of four reinforced concrete intake towers located within the reservoir, which main task is to capture water of required purity for re-use in the technological process. These structures are in operation for over 40 years in very difficult industrial and environmental conditions (including variable temperature range, direct exposure to ultraviolet radiation, very high air humidity). Due to the strategic importance of the tower structures and the very large consequences of their failure, it is necessary to monitor their technical condition over time. This article describes a specific, pioneering application of structural health monitoring system based on fibre optic displacement measurements of W11 intake tower, supported by automatic, vibrating wire measurements of angular displacements. Exemplary measurement results are also presented. KGHM Polska Miedź is a precursor of innovative measurement solutions applications not only in Poland, but also worldwide. The search for the possibility of application distributed fibre optic sensing technology for safety analysis of structural facilities within the “Żelazny Most” Reservoir is proving it. The project described in this article was awarded in the competition “Mistrz Techniki Zagłębia Miedziowego” organized by Rada Federacji Stowarzyszeń Naukowo-Technicznych NOT „Zagłębia Miedziowego” in 2019.

Active and passive protection of beaches and scarps of the “Żelazny Most” Tailings Storage Facility prior to emission of dust

Zbigniew SKRZYPCZAK, Szymon ZIELIŃSKI, Jarosław KARAS, Paweł STEFANEK, Robert PRATKOWIECKI

Tailings from copper ore enrichment plant consists of crushed rock mass with the grain size corresponding to the fine sands and dust fraction. In the form of a water mixture it goes to the Tailings Storage Facility “Żelazny Most” where it is stored. After drying,

the fine-grained material can be eroded by the wind, becoming a source of dust emission to the atmosphere. One of the most important tasks operational services is the reduction of dust emissions outside the OUOW area. During over 40 years of operation of the facility, a number of technical and organizational solutions have been developed to reduce the impact on the environment.

The applied methods of passive protection consisting in the prevention of the occurrence of aeolian material entrainment, mainly by maintaining the appropriate humidity of the areas potentially responsible for the problem and sodding such areas has been presented. The active protection methods consisting in reduction of emissions by the use of water curtains and binding agents for grains of material has also been discussed.

The experience related to the use of various film-forming agents offered to protect areas against dusting has been presented in more detail. The search for the most effective stabilization methods was carried out on the basis of a multi-annual research program. Monitoring of the dust content in the air in the immediate vicinity of the OUOW confirms the effectiveness of operations carried out by the operational services.

Geophysical investigation in slope stability evaluation of artificial reservoirs in flysch Carpathians

Zbigniew SKRZYPCZAK, Szymon ZIELIŃSKI, Jarosław KARASŃ, Paweł STEFANEK, Robert PRATKOWIECKI

The paper deals with susceptibility of Carpathian flysch slopes for mass movements and its influence on engineering structures safe exploitation in Carpathian region. It is pointed on possibilities of flysch slope stability evaluation by means of geophysical research methods, mainly for old, nonactive landslides susceptible for stability reduction again. The method of geophysical investigation was developed for slope stability evaluation as a part of two wide government programmes: PR-7 realized in IMGW-PIB in 1972-1980 and SOPO in PIG-PIB in 2009-2016. Seismic-Refraction Method and Electrical Resistivity Method both allow mapping the geometry of slopes which is necessary for computational analysis of stability. The geotechnical classification of flysch (KFG), equivalent to RMR classification, based on geophysical parameters (Vp i ρ) and Manuel Romana's (1985, 2003) classification SMR (Slope Mass Rating), enables a quantitative analysis.

Dams safety during floods in the Czech Republic

David RICHTER, Miloš SEDLÁČEK

The safety of dams during floods has long been introduced in the system of water structure safety in the Czech Republic. The testing of the capacity of safety and discharge devices and the assessment of the risk resulting from overflowing dams during floods have a tradition

of more than 45 years. Initially, only loose dams were assessed according to internal technical safety criteria. Currently, the flood safety assessment system in the Czech Republic is anchored in legislation and the assessment methodology is given by the technical standard. The owners and administrators of hydraulic structures that do not meet the hydraulic safety criteria are gradually developing and implementing corrective actions. The paper also presents practical examples of prepared or implemented measures to increase the safety of dams during floods.

Implementation of automated measurements at flood protection dikes of rivers Váh and Small Danube

Petr DUŠEK, Barbara KOPČÁKOVÁ, Peter GUŽÍK

In the framework of the project *Completion of the operational system of collection, transmission and processing of hydro-technical data for the purposes of technical and safety supervision of water structures in the hydro-geographic territory of the Danube basin*, 412 automated sensors were installed in December 2017 on the flood protection dikes of rivers Danube, Váh and Small Danube. This paper focuses on the 118 sensors installed on the left-side and right-side flood protection dikes of rivers Váh and Small Danube. The paper presents the advantages and disadvantages of applied automatized monitoring system compared to the traditional approach of manual measurements on site. The measurement of groundwater level in observation wells is realised using a piezometer connected to a datalogger with built-in battery. The datalogger stores the measured data and transmits wirelessly via GSM/GPRS to the monitoring centre. The measured data transmission is carried out once every 24 hours at the recording interval of 1 hour. The measured data is then immediately accessible to the supervising personnel via PC application, where the data can be displayed and downloaded for further examination. The system is also programmed to send warning messages (e-mail and SMS) when the limit values are exceeded. The automated measurement system was launched in January 2018.

Remote sensing data application in monitoring levee and dam technical state

Dagmara ZELAYA WZIĄTEK

Monitoring of levee technical condition is a crucial process for identification of the potential embankment failure. One of the most important process indicating directly or indirectly areas subjected to erosion is infield supervision. However, results of the supervision are dependent on the researcher's experience and accessibility of the study area. In order to increase the efficiency and accuracy of the infield supervision, Dam Monitoring Center (OTKZ) for three years ago is obtaining flood embankments topographic data based on airborne monitoring. Applied remote sensing technologies consist of LIDAR scanning and photogrammetry. The main results of the measurements are the Digital Elevation Model (DEM) and the ortho-

photomap. The prepared data such as the mentioned orthophotomap, DEM as well as DEM derivative products (slope map, curvature of the terrain, shade map) are used to create a Geographic Information System (GIS) database which constitute a base for in-lab area surveying. The techniques of data analyses prepared in OTKZ allow to identify existing infrastructure and terrain anomalies which are treated as a potential threat for levee stability (disruption of the structure) or an indicator of ongoing erosion.

The same methodology is applied for dam monitoring. However, in the case of vertical structures, a higher density of point cloud is necessary. In order to obtain reliable data in dam area LIDAR scanner is performed from low altitude by Unmanned Aerial Vehicle (UAV) multirotor “Mohawk”. The obtained results allow to analyze the state of existing damages and to perform a precise elevation storage and capacity curve directly from the DEM. Moreover, multi-temporal monitoring of the reservoirs and digital differential models allows to measure dams displacement and calculation of the silting rate and degree.

The applied remote sensing methods of levees and dams monitoring in OTKZ, allow precise identification of existing damages as well as tracing directions and size of topography changes. Furthermore, by replacing infield supervision with laboratory work, reduce time and costs of labor. Nevertheless, the application of such modern technologies as UAV based scanning is challenging due to the necessity of a huge amount of data processing. In the article, the author will reveal a scheme for point cloud data preparation (DEM, DEM derivative products) as well as methods and example of erosion areas identification.

II. Geotechnical issues in hydrotechnics

Numerical analysis for the dam break of the Choltický dam

David DUCHAN, Lubomir PETRULA, Jaromir ŘÍHA

The paper deals with a simplified technique used for the determination of the dam break flood parameters at Choltický embankment dam in the Czech Republic. The procedure consists of flood routing through the reservoir, numerical modelling of dam break processes and routing of the induced flood along the area downstream of the dam. Brief introductions to the algorithm and programming techniques are attached also. The processing of the modelling results is demonstrated for the exposed area. Dam breaches resulting from overtopping and from internal erosion by a concentrated leak through a hole are reported. The results may be used for evacuation plans and estimates of potential life and property losses.

The failure of the Hubalov weir due to piping

Jaromir ŘÍHA

The failure of the right bank sluice and small hydropower plant intake at the Hubalov weir was caused by internal erosion of permeable sandy gravel soils. Two potential seepage paths were identified at the right bank, one below the sluice and the second one between the sluice and the hydropower plant. The defect started probably behind the right sluice pier where eroded material induced subsidence of the slab in front of the hydropower plant. The subsidence of the right pier followed and caused a collapse of the bottom of the sluice and total collapse of the sluice walls. Contributing factors were structural imperfections upstream of the sluice, open contraction joints, cracks in the intake channel bed. One of the reasons was that the upstream sheet pile wall did not reach the subbase and was not extended to the sluice and hydropower plant intake. Poor knowledge about true geological conditions at the site was also crucial.

Filtration modeling and hydraulic structures stability numerical analysis

Ewelina SOCHACKA, Angelina KUTROWSKA, Piotr ŚLIWIŃSKI

Numerical models are increasingly being used to make simulations on planning stage and to conduct analysis of existing hydraulic structures. They take into account a number of factors affecting the stability coefficient as well as eliminate many dubious assumptions in the design stage. The paper presents some of the basic issues of “MES Z_Soil system. PC”, which are important for this specific application – technical and safety state evaluation of hydraulic structures. The impact of material parameters and selected aspects of numerical simulations on the results of stability factor are presented. The authors show examples of prac-

tical applications of numerical modeling in analysis of the stability of slopes. The influence of the type and length of the embankment seal on the value of the stability and the tightness of the flood embankment is discussed.

Seismic methods for investigating hydraulic structures

Szymon OSTROWSKI, Marcin LASOCKI

The paper gives an overview of seismic methods, commonly used in engineering geology, and their possible applications to the problems concerning hydraulic structures. Theoretical background of the seismic investigation methods is presented and meaning of obtained results in terms of mechanic properties of the subsurface medium is explained. The main seismic investigation techniques are presented: direct wave tomography, seismic refraction tomography and multichannel analysis of surface waves (MASW); basic applications and limitations of the three techniques are specified. The article is illustrated with three case-studies of the surveys conducted in connection with hydraulic structures. Application of direct wave tomography in the concrete dam allowed to assess the condition of the basal portion of concrete structure; complicated pattern of the geology at the vicinity of the dam was surveyed by means of seismic refraction tomography; and the MASW survey, conducted on small scale earth dam, helped to reconstruct internal composition of the dam body.

Detection of the zone of increased water flow in the foundation of the Dutch sea dike by thermal monitoring method

Krzysztof RADZICKI, Marek STOLIŃSKI

The article presents the results of tests carried out with the thermal method in 2018 on the Dutch sea dike, one of the results of which was the detection of the zone of increased water flow in its foundation. An innovative technology of passive-active quasi-linear thermal sensors for seepage processes monitoring in the soil developed in recent years in Poland, has been applied for this test. This technology is particularly useful in the detection and analysis of leaks in the body and foundation of levees and earth dams. In Poland, several of these structures are already equipped with this technology. The technology has several unique features. It allows, first of all, trenchless installation of sensors without the use of heavy machines, secondly multi-point, quasi-linear monitoring of leaks along the structure is applicable and, in particular, thermo-active measuring mode. The sensors have modules consisting of temperature sensors integrated with a specially designed heating element. The heating characteristics of the sensors have been calibrated in the laboratory for different seepage velocities and different types of soils. This allows direct reading of the seepage velocity in-situ in the ground using the active (heating) thermal measurement.

Application of this thermal technology on the Dutch sea dike allowed first to locate the zone of intensified seepage in its foundation and to determine its velocity. In addition, they showed the opportunity of detection by this technology the zone of inflow of seawater into the foundation of dike and the moment of change in the direction of seepage flow in the ground.

The article presents the basic idea of thermal method, including thermo-active mode application for monitoring of leaks, and farther it is focused on presenting the results of tests carried out on the Dutch sea dike and the conclusions resulting from them.

Algorithm of selection of the landslide slopes optimal stabilization

Solsky Stanislav VIKTOROVICH, Bykovskaya Sofya ALEKSANDROVNA

Nowadays, the study of landslide processes is one of the most serious aspects of construction and operation of both hydrotechnical, industrial and civil structures. Landslides violate the stability of entire complexes of structures, moreover the geodynamic process has a sudden and rapid nature of manifestation. Therefore, in order to avoid dangerous situations, the assessment of the stability of the slopes is the most important task before the start of construction. Currently, there are a large number of landslides classifications, which characterize the conditions for the formation of landslides, the history of geological development, their age, structure, etc. Literary publications on theoretical and practical experience in dealing with landslides were analyzed. The analysis showed that the existing classifications are little connected to the methods of engineering protection against landslides, localization or minimization of the landslide processes.

Analysis of standards and scientific publications showed that there are three categories of ways to deal with sliding slopes: preventive, restrictive and liquidating. But the specific geological foundation of engineering solutions in these sources is not given.

In this research, a classification of slope protection measures, including the conditions necessary to use them, was developed and presented. This classification clearly reveals the importance of preventive measures for engineering protection of territories, which in terms of scale and importance are much less expensive than restrictive and liquidating measures.

The next stage of this work was the development of an algorithm that makes possible to correlate the characteristic conditions for the development of landslides with a set of engineering solutions for their stabilization.

After that, the algorithm was tested on the territory of a large industrial complex on a river slope. The aim of the work was to develop technical solutions to strengthen the slope in the area of the water ejector. The protection structure is arranged along the lower terrace. Numerical methods were used to calculate the stability of the slope when applying design solutions. The calculations were made in the program "Plaxis 2D". Successful approbation of the algorithm confirmed its practical applicability. The algorithm allows to select an effective slope protection complex against landslides.

The analysis of behavior of the soil embankment reinforced by geogrids

Askar ZHUSSUPBEKOV, Iliyas ZHUMADILOV, Aliya ALDUNGAROVA

This research work concern to the existing soil embankment (or dam) which is stay on the ASS thermoelectric power station (part of the large steel production plant) in Karaganda region, Kazakhstan. ASS, ash dumps, tailings dam, and others, where hydro removal is used – are pressure head hydraulic engineering constructions and they require appropriate attitude at all stages of design, construction and operation. During of years of its existence soil embankment (dam) had been reconstructed many times. Reconstruction had been presented by backfilling of soil without reinforcements, as a result this method hadn't been effective. Therefore it was suggested to use one of new for Kazakhstan construction materials – geogride as a reinforced element. The article provides analysis of stability of soil embankment which reinforced by geogrids under the influence of horizontal and vertical deformations of the subgrade and on the basis of the results of these studies to assess the possibility of formation in models of ground mounds cracks with the definition of the area of their distribution, and determining of the level of influencing of reinforcements on their overall sustainability.

The effect of time and hardening conditions on the main properties of clay-cement concrete

Stanislav Viktorovich SOLSKIY, Ekaterina Evgen'evna LEGINA, Aleksey Sergeevich VELICHKO

Clay-cement concrete is a modern material used to create impervious construction in embankments and dams. The popularity of clay-cement concrete as an anti-filtration construction material is conditioned by the possibility to control its characteristics, i.e. to vary its strength and filtration properties due to changes in the component composition of the material. The paper presents the methods of filtration coefficient and compressive strength estimation. The obtained results reveal the influence of time and hardening conditions on filtration and strength characteristics. It is established that the change in the filtration coefficient, under other equal conditions, is influenced by the temperature and humidity in which the samples hardened. Variability of strength in uniaxial compression is influenced by factors such as curing time and humidity associated with cement hydration processes. The results should be taken into account in the design and operation of seepage control construction in embankments and dams.

Soil biocementation by urease active bacteria – estimation of shear strength

Katarzyna MISIOŁEK, Pawel POPIELSKI, Katarzyna AFFEK

Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP) used for soil biocementation is a new, ecological method of soil stabilization. This process depends on urease active bacteria which

are able to accumulate the metabolic product CO_3^{2-} . Carbonate ions react with calcium ions from natural environment, eventually forming mineral structure. Using urease active bacteria to form calcium carbonate precipitation turned out to be the most efficient method. This ecological method of soil stabilization can be used to decrease erosion effects in slopes, during construction in excavations and also in crack remediation in limestone. An innovative soil reinforcement method is currently being adapted for hydraulic structures. The objective is to prevent mechanical failure of the soil due to internal erosion or liquefaction. Article presents research in soil stabilization by using urease active bacteria from natural environment.

III. Hydraulic structures – selected issues

Hydraulic construction in the Sudeten Mountains after the flood of 1897

Jan WINTER

Hydraulic structures of the Polish and Czech Sudeten mountains were discussed, above all from the area of Jelenia Góra, Izerskie Mountains and the Kłodzko Valley. Their history and technical descriptions were presented relating to developing these areas, of flood threat, with particular reference to is doing well from 1897 which became impulse to the creation of hydraulic structures functioning today.

The two-step KR PAN application for calculating the benefits of flood protection measures

Andrej VIDMAR, Katarina ZABRET, Klaudija SAPAČ, Petra PERGAR, Andrej KRYŽANOWSKI

Floods are the most frequent natural disasters and cannot be prevented. However, we can mitigate their consequences by implementing flood protection measures, which have to be economically sound. Therefore, when planning such measures, we have to know how to reduce the damage caused by floods and increase the actual benefits of the implemented measures. In the presented project, we upgraded the existing unified method for Slovenia. This method covers flood damage in different sectors (cultural heritage, natural environment, residential, agricultural and business sector). For each of the sectors a simple equation is used to calculate the damage cost, taking into account strength, duration and dimension of the expected flood event with different return periods as well as exposure, vulnerability and values of the exposed elements in the targeted area. To estimate these values, both data from the census and market values were used. Using the proposed methodology, an application was developed based on the GIS. According to their type, the input data are based on three main forms: point, line, and polygon. For each type of data separate databases were established. The developed application was tested for three flood areas in Slovenia. According to the results it was adjusted to be used by various groups of users. For now, this application enables calculation of annual expected damage for the territory of the Republic of Slovenia. However, with an appropriate modification and adjustments of the methodology and KR PAN (depending on the available data in other countries), both the methodology and application could be transferred to other countries.

Designing and execution of concrete for dams in Poland – current trends and their impact onto durability of concrete

Witold JAWAŃSKI, Maciej WIŚNIEWSKI

The lack of a separate, complex standardization of concrete for dams in Poland may result in designing, testing and erecting without achieving required durability. The expected durabil-

ity of structures like dams, weirs and locks should be of 80-100 years at least. For this reason, over 30 years ago, a special branch standard was prepared but unfortunately not introduced. Outdated guidelines and frequent referring to standards for common concrete result nowadays frequently in significantly lower durability of such concrete. The main problem is general tendency to use ordinary readymix concrete pumps for concrete placing. This leads to reduced maximal size of aggregates and consequently to excessive quantities of cement and CSM-type additives and to use the highest possible classes of consistency as well. All such steps may decrease the durability of concrete, in our climate freeze-thaw resistance as first, especially if it is determined using methods for common concrete, not for concrete for dams. Test results presented in this paper lead to such conclusions.

Mass concrete with slag-fly ash binder

Agnieszka MACHOWSKA

The article presents information on properties of mass concrete prepared from low-emission binder, which was made of associated selected by-products of metallurgy and power industry: ground granulated blast furnace slag and fly ash from fluidized bed combustion of brown coal. Furthermore, the article presents the results of laboratory tests of concrete mix (temperature, consistency) and hardened mass concrete (compressive strength, splitting tensile strength, water tightness and freeze-thaw resistance). The research results confirmed (considering some limitations) the potential of slag-fly ash binder to replace common cements in mass concrete.

Mechanics of elastic sealants in expansion joints of concrete face slabs on slopes of canals and embankments

Zbigniew KLEDYŃSKI, Łukasz KRYSLAK

The paper presents a brief theoretical analysis of the mechanics of elastic sealants inside expansion joints, presented on the example of gaps between concrete face slab sections covering a slope of a water engineering structure. The analysed factors influencing the strain of such material are the yearly variation of structure's temperature, its value during the application of sealant, the width of the joint as well as the size of separated sections. Two modes of destruction of the sealant are discussed – by loss of cohesion in the material or loss of adhesion to the sides of the joint. The occurrence of a given mode is related to the properties of the sealant material and the geometry of the joint. The analysis presented in the paper might assist in proper design and execution of expansion joints, as well as selection of an appropriate sealant material.

The influence of addition fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge on selected hardening slurries properties

Lukasz SZAREK

Hardening slurry is a material based on water, cement, clay minerals and other components used in a ground constructions. In a hydrotechnical constructions it is used in a cut-off walls, what are the part of a levee, a water dams and a landfill seals. The main parameters determining feasibility of using hardening slurry in a cut-off walls are: density, conventional viscosity, 24 h water setting, structural strength after 10 min., compressive strength and hydraulic conductivity. In the composition of a hardening slurry coal combustion by-products are widely used, that's why this material is a part of the idea of a circular economy. Therefore, in the paper the attempt at utilizing in hardening slurry a new (gaining in importance) combustion by-product – the fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge (TTMSS), was made. The aim of the research was to determine the influence of the fly ash from TTMSS on the selected hardening slurry properties and to make a hardening slurry what meets a cut-off walls material requirements.

Durability and reliability of steel solutions in hydraulic structures

João MARTINS, Darius MACIJAUSKAS, Michal JANUSZEWSKI

Civilization development and environmental changes are important challenges in the aspect of durability and safety of use of hydraulic facilities. These issues are particularly important in highly urbanized and industrialized areas. This article describes some examples of research projects carried out, as well as selected hydraulic investments in Europe. These are innovative, economical and environmentally-friendly solutions for hydraulic facilities built with steel sheet piles. Several design and execution aspects are discussed in detail.

Gabion structures in hydraulic engineering

Remigiusz DUSZYŃSKI

The article discusses the design and construction of gabions and Reno mattresses in hydraulic works. Particular emphasis was placed on the analysis of environmental hazards and the possibility of minimizing them by applying appropriate corrosion protection. In order to illustrate the possibilities of using the gabion system in hydraulic works, examples of some realizations are presented.

Shipping route of Pisa and Narew rivers – current state and concepts of modernization

Błażej SMOLIŃSKI, Piotr KUŹNIAR

The paper presents results of measurements and field vision carried out on the Pisa and Narew River in September 2018, in relation to archival data and current legal requirements. The main technical and infrastructural problems are characterized, which have a limiting effect on the development of tourist traffic on the discussed route. Initial concepts of a variant hydraulic engineering structure were discussed, the development of which could significantly improve the operational parameters of the Pisa and Narew shipping routes.

How dams can create an added environmental value in space?

Nina HUMAR, Jure ŠIMIC, Andrej KRYŽANOWSKI

In Slovenia the construction of multi-purpose reservoirs and dams primarily intended for electricity generation is underway, where sustainable principles for designing environmental and spatial interventions are taken into account. Because of the reservoirs' size and the changed water regime, dams gained a reputation for having strong adverse effects on the environment. Dam construction also means changes for people who live in the impact area, as they are often exposed to changes in their environment (new developments, changed living conditions, etc.), which are usually associated with negative feelings. The siting of dam structures is therefore often met with resistance. However, is dam construction really as negative and harmful as generally believed?

A review of the environmental situation indicates that in Slovenia even after the construction of new structures the impact area of more than 70% dams remains, or becomes, home to many protected or endangered animal species and habitats. This paper will deal with the actual situation of impacts of dams on the natural environment for all existing dams in Slovenia. We will present the cross-sectional situation between dam impact areas and nature protection areas (Natura 2000, ecologically relevant areas and natural assets). Furthermore, we will provide some examples of completed dams and shed some light on the extent of mitigation measures for improving the ecological situation in nature protection areas.

Chemical characteristics of water reservoirs of small retention

Małgorzata WOJTKOWSKA

The research covered seven small retention reservoirs, located in the Żyrardów powiat on the Pisia-Gągolina River, characterized by different morphometry. The water samples taken from the tanks showed high similarities in the quality of the composition of chemical parameters. An increase in external factors was observed, which corresponded with unsatisfactory water quality (non-class COD, BOD5 values, dissolved oxygen and color concentra-

tions, as well as o-phosphates, color, suspension, manganese). The results allowed to state that, in the current state, the tested retention reservoirs can fulfill natural functions attributed to this type of reservoirs. However, it should be noted that the solutions aimed at their protection and their remediation should be marked.

Floating Solar Photovoltaics – opportunities for implementation in Poland

Paweł FALACIŃSKI, Damian DOBROWOLSKI

The new EU directive, the so-called RED II, concerning renewable energy sources (RES) imposes on Poland the obligation to transform the energy system in such a way that in 2030 it is possible to obtain 32% of energy from RES. This is a huge challenge for our country, especially in the context of the provisions of the previous directive, which obliges to obtain energy from RES at the level of 15% by 2020, which Poland may fail to comply with. The comparatively fast-growing photovoltaic market can help meet the obligations. A particularly interesting solution is floating solar photovoltaic (PV), whose potential has already been noticed in the world, especially in Asia. There are many solar power plants in the system of floating panels with capacities above 100 MW, and more are planned with powers reaching even 1 GW. The basis of this technology is the implementation of PV panels on special plastic floats on the surface of various types of water reservoirs. Such location allows to increase efficiency by about 10% compared to panels located on land, and also positively affects the water reservoir itself, limiting its evaporation. The article reviews the state of investment of floating solar PV in the world. The principle of the system's operation and its elements are presented. Perspectives for the implementation of this type of devices in Poland were discussed.

