

# 68. Krynicka Konferencja Naukowa

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN  
oraz Komitetu Nauki PZITB

## Wyzwania budownictwa na terenach górnictw, pogórnictw i zdegradowanych



## KSIEGA STRESZCZEŃ

Gliwice 2023



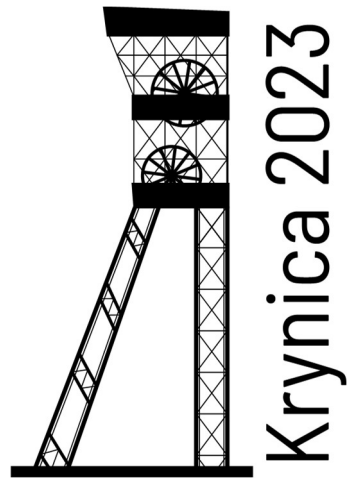
# **Księga Streszczeń**

Gliwice  
24 – 28 września 2023 r.

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ  
GLIWICE 2023







## 68. Krynicka Konferencja Naukowa

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN  
oraz Komitetu Nauki PZITB

Gliwice, 24 – 28 września 2023

### ORGANIZATORZY



Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej  
Polskiej Akademii Nauk



Polski Związek Inżynierów  
i Techników Budownictwa



Wydział Budownictwa  
Politechniki Śląskiej



**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

**Redakcja wydania:** dr inż. Bożena Orlik-Koźdoń  
dr inż. Marcin Jasiński  
dr inż. Iwona Pokorska-Silva

**Wydawca:** **Politechnika Śląska  
Wydział Budownictwa**



ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice  
tel.: 32 237-20-30  
e-mail: rb-bd@polsl.pl  
www.polsl.pl/rb

**Projekt okładki i skład:** dr inż. Marcin Jasiński

**Zdjęcie na okładce:** dr inż. Marcin Jasiński

**Druk i oprawa:** **Wydawnictwo Politechniki Śląskiej**



ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice  
tel.: 32 237-13-81, faks: 32 237-15-02  
www.wydawnictwopolitechniki.pl

**Biuro Konferencji:** **Politechnika Śląska  
Wydział Budownictwa**  
ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice  
tel.: 32 237-20-30  
e-mail: konferencjakrynicka2023@polsl.pl  
www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023

**ISBN 978-83-7880-923-4**



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
**Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

## **Komitet Naukowy Konferencji**

### **Przewodniczący:**

prof. dr hab. inż. Kazimierz **Furtak**, Politechnika Krakowska

### **Członkowie:**

prof. dr hab. inż. Ewa **Błazik-Borowa**, Politechnika Lubelska

prof. dr hab. inż. Jan **Deja**, Akademia Górniczo-Hutnicza

prof. dr hab. inż. Łukasz **Drobiec**, Politechnika Śląska

prof. dr hab. inż. Stanisław **Gaca**, Politechnika Krakowska

prof. dr hab. inż. Andrzej **Garbacz**, Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Dariusz **Gawin**, Politechnika Łódzka

prof. dr hab. inż. Marian **Gizejowski**, Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Anna **Halicka**, Politechnika Lubelska

prof. dr hab. inż. Jerzy **Hoła**, Politechnika Wrocławska

prof. dr hab. inż. Jacek **Hulimka**, Politechnika Śląska

prof. dr hab. inż. Marcin **Kamiński**, Politechnika Łódzka

prof. dr hab. inż. Oleg **Kapliński**, Politechnika Poznańska

prof. dr hab. inż. Maria **Kaszyńska**, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny

prof. dr hab. inż. Zbigniew **Kledyński**, Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Michał **Knauff**

prof. dr hab. inż. Piotr **Konderla**, Politechnika Wrocławska

prof. dr hab. inż. Aleksander **Kozłowski**, Politechnika Rzeszowska

prof. dr hab. inż. Zbigniew **Lechowicz**, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego

prof. dr hab. inż. Jakub **Marcinowski**, Uniwersytet Zielonogórski

prof. dr hab. inż. Henryk **Nowak**, Politechnika Wrocławska

dr hab. inż. Paweł **Popielski**, prof. PW, Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Wojciech **Puła**, Politechnika Wrocławska

prof. dr hab. inż. Wojciech **Radomski**, Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Elżbieta **Radziszewska-Zielina**, Politechnika Krakowska

prof. dr hab. inż. Anna **Sobotka**, Akademia Górniczo-Hutnicza

prof. dr hab. inż. Andrzej **Szarata**, Politechnika Krakowska

prof. dr hab. inż. Antoni **Szydło**, Politechnika Wrocławska

dr hab. inż. Szczepan **Woliński**, prof. PRz, Politechnika Rzeszowska

prof. dr hab. inż. Katarzyna **Zabielska-Adamska**, Politechnika Białostocka



68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

## Komitet Organizacyjny Konferencji

### Przewodniczący:

prof. dr hab. inż. Joanna **Bzówka**

### Wiceprzewodniczący:

prof. dr hab. inż. Łukasz **Drobiec**

prof. dr hab. inż. Jacek **Hulimka**

### Członkowie:

dr inż. Marta **Kałuża**

dr inż. Bożena **Orlik-Koźdoń**

dr inż. Szymon **Dawczyński**

dr inż. Dawid **Gacki**

dr inż. Małgorzata **Gołaszewska**

dr inż. Marcin **Jasiński**

dr inż. Karolina **Knapik-Jajkiewicz**

dr inż. Rafał **Krzywoń**

dr inż. Wojciech **Mazur**

dr inż. Jan **Pizoń**

dr inż. Iwona **Pokorska-Silva**

dr inż. Marek **Węglorz**

mgr Agnieszka **Skórkowska**

mgr inż. Marzena **Gaura**

mgr Małgorzata **Lach**

mgr inż. Jacek **Staszkiwicz**

## Redakcja Naukowa

prof. dr hab. inż. Joanna **Bzówka**, Politechnika Śląska

prof. dr hab. inż. Łukasz **Drobiec**, Politechnika Śląska

prof. dr hab. inż. Jacek **Hulimka**, Politechnika Śląska



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
**Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

## Patronat Honorowy

Jego Magnificencja  
Rektor Politechniki Śląskiej  
**prof. dr hab. inż. Arkadiusz Mężyk**



**Politechnika  
Śląska**

Minister Infrastruktury  
**Andrzej Adamczyk**



**Ministerstwo  
Infrastruktury**

Przewodniczący Śląskiej Okręgowej Izby  
Inżynierów Budownictwa  
**Roman Karwowski**



Prezes Stowarzyszenia  
Inżynierów i Techników Komunikacji  
Rzeczypospolitej Polskiej o/Katowice  
**Jerzy Jakimowicz**





68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

## Patronat Medialny

ACEE



Architecture Civil Engineering  
Environment

[acee-journal.pl](http://acee-journal.pl)

Cement Wapno Beton



[cementwapnobeton.pl](http://cementwapnobeton.pl)

Drogownictwo



[drogownictwo.sitkrp.org.pl](http://drogownictwo.sitkrp.org.pl)

Inżynieria i Budownictwo



[inzynieriaibudownictwo.pl](http://inzynieriaibudownictwo.pl)

Izolacje



[izolacje.com.pl](http://izolacje.com.pl)

Materiały Budowlane



[materiaלבudowlane.info.pl](http://materiaלבudowlane.info.pl)

Nowoczesne Budownictwo  
Inżynieryjne



[nbi.com.pl](http://nbi.com.pl)

Przegląd Budowlany



[przegladbudowlany.pl](http://przegladbudowlany.pl)



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
**Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

## Sponsorzy

**Mostostal Zabrze GPBP**



[gpbp.mz.pl](http://gpbp.mz.pl)

**NDI S.A.**



[ndi.pl](http://ndi.pl)

**Solbet Sp. z o.o.**



[solbet.pl](http://solbet.pl)

**Keller Polska Sp. z o.o.**



[keller.com.pl](http://keller.com.pl)

**GEO-Instruments Polska**



[geo-instruments.pl](http://geo-instruments.pl)

**Budimex S.A.**



[budimex.pl](http://budimex.pl)

**AMK Kraków S.A.**



[amk.krakow.pl](http://amk.krakow.pl)

**Jastrzębska Spółka  
Węglowa S.A.**



[jsw.pl](http://jsw.pl)

**Śląska Okręgowa Izba  
Inżynierów Budownictwa**



[slk.piib.org.pl](http://slk.piib.org.pl)

**Nadleśnictwo Rudziniec**



[rudziniec.katowice.lasy.gov.pl](http://rudziniec.katowice.lasy.gov.pl)



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
**Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**



**Ministerstwo**  
**Edukacji i Nauki**

---

---

Projekt dofinansowany ze środków budżetu państwa,  
przyznanych przez Ministra Edukacji i Nauki w ramach Programu  
**„Doskonała nauka II”**





**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

**Szanowni Państwo,**

68. Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB odbywa się w Gliwicach, a jej Organizatorem jest Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej. Po posiedzeniu Komitetu Naukowego można stwierdzić, że Komitet Organizacyjny – pod kierownictwem Pani Dziekan Prof. Joanny Bzówki – zapewni nam bardzo dobre warunki do prowadzenia obrad, odbywania zebrań i spotkań, a także kontaktów Uczestników reprezentujących różne Instytucje.

Jestem przekonany, że tak jak w poprzednich latach, Konferencja będzie ważnym wydarzeniem o szczególnym znaczeniu dla naszego środowiska i prestiżu, które łączy środowisko naukowe i akademickie z czołowymi przedstawicielami świata praktyki inżynierskiej, przedsiębiorstw i administracji. Moja nadzieja wynika z dotychczasowych doświadczeń z wielu poprzednich konferencji oraz rozumienia konieczności wspólnych działań na rzecz rozwoju sektora budownictwa w Polsce, a także z powszechnej już opinii, że wszyscy jesteśmy sobie potrzebni i bez ścisłej współpracy trudniej będzie działać na rzecz rozwoju budownictwa i – szerzej – gospodarki.

W trakcie konferencji podejmowane są najważniejsze tematy związane z wyzwaniami w projektowaniu, wznoszeniu oraz eksploatacji obiektów budowlanych i inżynierskich, a wyniki są publikowane w renomowanych czasopismach krajowych i o zasięgu międzynarodowym. Dotyczą one praktycznie wszystkich ważniejszych zagadnień współczesnej inżynierii lądowej.

Już od wielu lat Konferencja składa się z dwóch części: problemowej i ogólnej. Myślą przewodnią części problemowej 68. edycji Konferencji są *Wyzwania budownictwa na terenach górniczych, pogórnicych i zdegradowanych*. Tematyka ta jest bezpośrednio związana z regionem, na którym swoją siedzibę ma Politechnika Śląska, ale zagadnienia te dotyczą także innych regionów kraju. Tym samym tematyka ta jest uniwersalna – ważna nie tylko dla Polski, ale także wielu innych krajów.

Tradycyjną częścią Konferencji jest *Część ogólna*. Obejmuje ona problemy naukowe z zakresu:

- budownictwa ogólnego,
- fizyki budowli,
- geotechniki,
- inżynierii komunikacyjnej,
- inżynierii materiałów budowlanych,



**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

- inżynierii przedsięwzięć budowlanych,
- konstrukcji betonowych,
- konstrukcji metalowych,
- mechaniki konstrukcji i materiałów,
- niezawodności konstrukcji.

W tym roku są kontynuowane działania związane z publikowaniem artykułów w czasopiśmie i to rangi międzynarodowej. Dlatego do rąk Uczestników Konferencji przekazujemy tylko streszczenia, które są zamieszczone w niniejszej publikacji. Ich rozwinięciem będą referaty wygłaszane podczas obrad.

Przygotowanie Konferencji wymagało rzetelnej pracy i nakładu czasu. Dzięki talentom i zaangażowaniu wielu osób z Komitetu Organizacyjnego przygotowania do Konferencji przebiegały bez zakłóceń. Swój udział ma też Komitet Nauki PZITB i Komisje poszczególnych Oddziałów, a także Sekcje KILiW PAN. Mam uzasadnioną nadzieję, że również na wysokim poziomie organizacyjnym i merytorycznym będzie przebiegać Konferencja.

Za włożony wkład organizacyjny i merytoryczny oraz duże zaangażowanie

**BARDZO SERDECZNIE DZIĘKUJĘ**

Mam nadzieję, że przekazywany do rąk Państwa ten zbiór streszczeń będzie bardzo przydatny podczas dyskusji po wygłoszeniu referatów podczas obrad, a dyskusja ta przyczyni się do rozwoju polskiej nauki oraz wspomaganej przez nią techniki i gospodarki. Źe będzie inspiracją w poszukiwaniu nowej tematyki badawczej i wyzwań oraz załączkiem przyszłych sukcesów zawodowych Uczestników Konferencji.

Dziękuję za wsparcie i promocję Konferencji wszystkim, którzy ją wspomagają od strony finansowej i organizacyjnej.

Życzę wszystkim Uczestnikom owocnych obrad, pogłębiania wiedzy oraz korzystnej wymiany doświadczeń, nawiązania nowych więzi współpracy i udanego pobytu, a także spełnienia oczekiwań z Konferencją związanych.

**prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak**

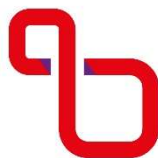
Przewodniczący  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej  
Polskiej Akademii Nauk



**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**



**Politechnika  
Śląska**



**UCZELNIA  
BADAWCZA**  
INICJATYWA DOSKONAŁOŚCI



**Wydział  
Budownictwa**

**Szanowni Państwo,**

Z radością przekazujemy naszym Gościom – Uczestnikom 68. Krynickiej Konferencji Naukowej, Księgę, w której zostały zamieszczone streszczenia wszystkich prac zgłoszonych do zaprezentowania w czasie konferencji, jak również do opublikowania w czasopiśmie naukowo-technicznym.

W Księdze streszczeń znajdziemy zagadnienia dotyczące budownictwa ogólnego, fizyki budowli, geotechniki, inżynierii materiałów budowlanych, inżynierii przedsięwzięć budowlanych, inżynierii komunikacyjnej: dróg, kolei, mostów, konstrukcji betonowych, konstrukcji metalowych, mechaniki konstrukcji i materiałów oraz niezawodności konstrukcji.

Część problemowa konferencji jest poświęcona wyzwaniom budownictwa na terenach górniczych, pogórnicych i zdegradowanych, i pod takim tytułem znajdują Państwo prace w monografii towarzyszącej 68. Krynickiej Konferencji Naukowej.

W trakcie konferencji świętujemy Jubileusz 90-lecia urodzin Profesora Włodzimierza Starosolskiego – wybitnego Naukowca, Eksperta, Inżyniera, Wychowawcy i Nauczyciela wielu pokoleń studentów i pracowników. Z tej okazji, w Księdze Jubileuszowej zostały opublikowane wybrane prace najbliższych współpracowników Pana Profesora. Dostojnemu Jubilatowi – naszemu Mistrzowi i Przyjacielowi – gratulując pięknego Jubileuszu, życzymy obfitych łask i Darów z Nieba, dobrego Zdrowia, Radości i dużo ludzkiej Życzliwości na co dzień.



**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

Konferencja umożliwi bliższe poznanie Politechniki Śląskiej – Uczelni Badawczej, a w szczególności środowiska naukowego i zaplecza laboratoryjnego Wydziału Budownictwa; to okazja do wspólnych spotkań, rozmów, wymiany doświadczeń, jak również wzajemnego ubogacania się naukowców i ekspertów z otoczenia społeczno-gospodarczego.

Bez wątplenia konferencja jest także dobrą okazją do poznania śląskich miast – Gliwic i Zabrze, kopalni węgla kamiennego Guido oraz innych pięknych i zielonych miejsc na mapie Śląska.

Wszystkim Uczestnikom 68. Krynickiej Konferencji Naukowej, w imieniu swoim oraz Komitetu Organizacyjnego życzę miłych i owocnych spotkań, wzajemnego ubogacania się nie tylko wiedzą i doświadczeniem, ale swoją obecnością, słowem i życzliwością.

Wszystkiego Najlepszego!

**prof. dr hab. inż. Joanna Bzówka**

Dziekan Wydziału Budownictwa  
Politechniki Śląskiej

Przewodnicząca Komitetu Organizacyjnego  
Konferencji Krynica 2023



## Spis treści

<b>Budownictwo Ogólne</b>	<b>23</b>
<b>Janusz Brol, Rafał Hadera</b> Nośność usztywniająca szkieletowych ścian drewnianych wykonanych w systemie WCH .....	25
<b>Janusz Brol, Agnieszka Wdowiak-Postulał</b> Ocena doświadczalna i numeryczna belek drewnianych wzmocnionych za pomocą prętów stalowych i kompozytowych .....	29
<b>Sławomir Czarnecki</b> Metodyka oceny zespolenia warstwy naprawczej z podłogą betonową z wykorzystaniem technik nieniszczących i sztucznych sieci neuronowych.....	33
<b>Łukasz Drobiec, Sylwia Kozłowska</b> Wstępne nieniszczące badania posadzki i ścian w Pałacu Wielkich Mistrzów na Zamku Średnim w Malborku .....	37
<b>Iwona Galman</b> Nośność i morfologia uszkodzeń połączeń ścian wykonanych z ABK poddanych ścinaniu ze zginaniem .....	41
<b>Krzysztof Gromysz</b> Miarodajne wychylenie obiektów poddanych rektyfikacji i znajdujących się na terenach górniczych.....	43
<b>Marta Kałuża</b> Ocena efektywności wybranego systemowego powierzchniowego wzmocnienia murów z bloczków ABK poddanych ukośnemu ścisnaniu.....	47
<b>Maja Kępnia, Piotr Prochoń, Wojciech Piątkiewicz</b> Insulation performance of geopolymer mortar with potential thermal conductivity reducing components .....	51
<b>Michał Kucharski, Marek Dohojda</b> Kompensacja przemieszczeń fasad w budynkach z terenów górniczych .....	53
<b>Damian Radwański</b> Siła abstraktu vs. siła grawitacji. Nietypowe konstrukcje Christiana Kereza.....	57
<b>Andrzej Siudy</b> Szkody górnicze na Śląsku w aspekcie zagrożenia powodziowego.....	61



**Fizyka Budowli** **63**

<b>Jacek Nurzyński</b> Właściwości akustyczne drewnianych budynków szkieletowych.....	65
<b>Anatolij Pavlenko, Jerzy Zb. Piotrowski, Anna Stępień, Anita Ciosek, Karolina Sadko</b> Wpływ bariery termicznej na efektywność energetyczną zestawu szybowego .....	67
<b>Anna Wicher, Jadwiga Świrska-Perkowska, Sławomir Pochwała</b> Wpływ wahań wilgotności w komorze na wartość współczynnika dyfuzji wilgoci .....	71
<b>Kseniya Yurkova, Tomasz Krykowski</b> Analiza zastosowania gradientowych modeli betonu do oceny degradacji otuliny w warunkach korozji zbrojenia .....	75

**Geotechnika** **77**

<b>Aleksander Duda</b> Nośność na wyciąganie geosiatki zbrojeniowej z prętów GFRP – wpływ średnicy prętów i rodzaju gruntu .....	79
<b>Grzegorz Gremza, Jan Zamorowski</b> Model obliczeniowy stalowej hali na terenach górniczych .....	83
<b>Siergij Ihnatov</b> Posadowienie obiektów na poduszkach zbrojonych rusztami żelbetowymi.....	87
<b>Karolina Knapik-Jajkiewicz</b> Wpływ wilgotności początkowej mieszaniny gruntowo-popiołowej na jej właściwości .....	91
<b>Paweł Okroj, Jacek Hulimka</b> Analiza numeryczna gazociągu podziemnego pod obciążeniem dynamicznym .....	93
<b>Krzysztof Sternik</b> Statyczne upłynnienie w symulacjach badań elementowych gruntu sypkiego.....	95
<b>Marek Wojciechowski</b> Shape identification of the jet-grouted column based on the thermal analysis and differential evolution .....	99
<b>Katarzyna Zabielska-Adamska, Justyna Markowska</b> Stateczność składowanych odpadów komunalnych dla różnych systemów uszczelnień.....	103



**Piotr Bętkowski**

Historia ramowego wiaduktu drogowego w Pawłowicach na terenie górniczym .....109

**Marcin Grygierek, Piotr Kalisz, Magdalena Zięba, Andrzej Pytlik**

Badania niezwiązanej mieszanki stabilizowanej georusztem o monolitycznych węzłach poddanej deformacjom rozluźniającym .....113

**Andrzej Helowicz**

Modelowanie sztywności podłoża gruntowego pod podporą pośrednią wiaduktu zintegrowanego o długości 178 m .....115

**Damian Iwanowicz, Krzysztof Ostrowski**

Dylematy poprawnego szacowania długości kolejek pojazdów na potrzeby analizy popytu transportowego skrzyżowań z sygnalizacją świetlną.....119

**Maksymilian Łazarowicz, Jacek Krzemiński, Piotr Jaskuła**

Ocena wpływu wybranych parametrów materiałowych i technologicznych dybli na zachowanie nawierzchni z betonu cementowego ..... 123

**Piotr Łaziński, Marcin Jasiński, Kamil Korus, Dawid Piotrowski,**

**Mateusz Uściłowski**

Wykorzystanie badań pod próbnym obciążeniem w procesie tworzenia cyfrowych bliźniaków mostów ..... 127

**Piotr Łaziński, Jakub Krząkała, Grzegorz Grządziela**

Metoda identyfikacji odkształcalności betonu w procesie budowy mostów.....131

**Przemysław Ostrowski, Adam Zofka, Krzysztof Błazejowski, Marek Pszczoła**

Optymalizacja konstrukcji nawierzchni asfaltowych z zastosowaniem alternatywnych materiałów ..... 135

**Jan Pochopień, Paweł Szeptyński, Arkadiusz Kwiecień**

Ujęcie parametryczne zespolenia w konstrukcji obiektu mostowego dla różnych charakterystyk złącza podatnego ..... 139

**Stefan Pradelok, Grzegorz Poprawa, Bartosz Zajchowski, Andrzej Kędziński**

Ocena interoperacyjności istniejącego mostu łukowego na linii kolejowej dużych prędkości wspomagana badaniami terenowymi..... 143



**Inżynieria Materiałów Budowlanych 147**

- Julia Blazy, Łukasz Drobiec, Paweł Wolka**  
Właściwości mechaniczne betonu zbrojonego włóknami polimerowymi  
w świetle różnych norm ..... 149
- Barbara Francke, Agnieszka Winkler-Skalna, Robert Geryło**  
Trwałość przekryć dachowych o odwróconym układzie warstw ..... 153
- Marta Kadela**  
Pianobeton – materiał przeszłości czy przyszłości? ..... 157
- Jacek Korentz, Filip Szmatała**  
Właściwości zapraw cementowych z dodatkiem rozdrobnionych kompozytów  
z recyklingu łopatek turbin wiatrowych ..... 161
- Ewelina Kozikowska, Ewa Sudoł**  
Mikrostruktura oraz właściwości użytkowe profili z biokompozytów  
polimerowych po oddziaływaniach środowiskowych ..... 165
- Magdalena Mrozek, Dawid Mrozek**  
Perspektywy zastosowania betonu hydraulicznego  
w budownictwie pozaziemskim ze względu na konsystencję mieszanki ..... 167
- Jacek Szulej**  
Cechy betonów zawierających popiół z osadów ściekowych  
i recyklingowe kruszywo ceramiczne ..... 171
- Małgorzata Wydra, Piotr Turkowski, Jadwiga Fangrat**  
Analiza porównawcza prętów zbrojeniowych stalowych i BFRP  
w warunkach pożarowych ..... 175

**Inżynieria Przedsięwzięć Budowlanych 179**

- Robert Bucoń, Agata Czarnigowska**  
Metoda wspomaganie decyzji dla optymalnej modernizacji budynków  
mieszkalnych ..... 181
- Wojciech Drozd**  
Relokacje obiektów budowlanych na przykładzie biura o konstrukcji stalowej ..... 185
- Jan Kowalski, Grzegorz Wrześniński, Anna Markiewicz**  
The analysis of construction equipment hardware performance standards  
in terms of minimizing carbon dioxide emissions (CO<sub>2</sub>) ..... 187
- Katarzyna Kryzia, Aleksandra Radziejowska, Anna Sobotka**  
Analiza czynników wpływających na redukcję śladu węglowego  
w przedsiębiorstwach budowlanych ..... 191





**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

<b>Agnieszka Leśniak, Krzysztof Zima, Izabela Skrzypczak, Maria Mrówczyńska, Grzegorz Oleniacz</b> Inwentaryzacja obiektu budowlanego z wykorzystaniem technologii Scan-to-BIM .....	195
<b>Tomasz Nowobilski, Bożena Hoła</b> Prognozowanie skutków wypadków z udziałem rusztowań budowlanych, na podstawie przyczyn .....	199
<b>Beata Nowogońska, Wiktoria Podskalna</b> Metoda zarządzania renowacją budynków zabytkowych oparta na konsekwencjach wcześniejszych zaniechań renowacji.....	203
<b>Aleksander Robak</b> Analiza numeryczna wpływu uszkodzeń i imperfekcji geometrycznych na nośność rusztowań ramowych.....	205
<b>Grzegorz Śladowski, Bartłomiej Szewczyk, Bartłomiej Sroka, Krzysztof Barnaś</b> Symulacja realizacji robót budowlanych w oparciu o model dynamiki systemów .....	207
<b>Konstrukcje Betonowe</b>	<b>211</b>
<b>Maciej Dutkiewicz, Vadim Griniov, Paweł Majkowski</b> Analiza numeryczna i eksperymentalna prefabrykowanych płyt betonowych ze zbrojeniem wysokiej wytrzymałości w szczególnych warunkach podparcia .....	213
<b>Renata Kotynia, Monika Kaszubska</b> Projektowanie wzmocnień na zginanie według fib bulletin 90 – metoda dokładna.....	217
<b>Renata Kotynia, Radosław Walendziak</b> Zastosowanie stłuczki szklanej w małogabarytowych elementach prefabrykowanych.....	221
<b>Łukasz Krawczyk</b> Jakie strzemiona warto stosować we wspornikach o smukłości ścinania $a / d = 0,5$ ? .....	225
<b>Rafał Krzywoń</b> Ocena wybranych normowych modeli przyczepności kompozytów FRP do wzmacniania betonu.....	229
<b>Krzysztof Adam Ostrowski, Oliwia Sikora, Kazimierz Furtak</b> Nośność graniczna próbek wykonanych z betonu samozagęszczalnego układanego wewnątrz rur kompozytowych.....	231



**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

**Tomasz Pytlowany, Dariusz Leń, Kazimierz Piszczek, Roman Zimka**  
Porównanie ugięcia betonowych belek zbrojonych prętami GFRP, BFRP  
i ze stali B500 ..... 235

**Tadeusz Urban, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk**  
Badanie wytrzymałości na rozciąganie fibrobetonu z mikrobrojeniem ..... 239

**Marek Urbański, Piotr Woyciechowski, Elżbieta Szmigiera, Grzegorz Adamczewski,  
Edyta Sosnowska**  
Charakterystyka przyczepności prętów GFRP i BFRP do betonu z dodatkiem  
zeolitu i metakaolinitu ..... 243

**Konstrukcje Metalowe 247**

**Jacek Abramczyk, Katarzyna Chrzanowska**  
Wpływ pochyleń słupów na pracę konstrukcji wiat o przekryciu  
cienkościennym ..... 249

**Anna Barszcz, Marian Giżejowski, John Papangelis**  
Sprężyste wyboczenie giętno-skrętne stalowych elementów dwuteowych  
poddanych różnym rodzajom obciążeń..... 253

**Jolanta Dźwierzynska, Aleksander Kozłowski**  
Innowacyjne rozwiązania dachów wiat solarnych ..... 257

**Jolanta Dźwierzynska, Patrycja Lechwar**  
Parametryczne kształtowanie krzywoliniowych, modułowych konstrukcji  
prętowych ..... 261

**Marcin Górski, Rafał Budziński, Katarzyna Sieńkowska-Szpetnar**  
Wyniki badań doświadczalnych a obliczenia według metody ogólnej  
cienkościennych elementów złożonych bliskogałęziowych o przekroju  
zbieżnym ..... 265

**Paweł Kawecki, Aleksander Kozłowski**  
Analiza efektywności uźebrowania styków doczołowych belek wysokich..... 269

**Marcin Kozłowski, Dominik Wasik**  
Badania szkła laminowanego z zatopioną siatką stalową poddanego  
obciążeniu w płaszczyźnie ..... 273

**Wiesław Kubiszyn, Aleksander Kozłowski, Andrzej Wojnar**  
Analiza nośności zakotwień kominów stalowych wolno stojących.....277

**Jakub Marcinowski, Volodymyr Sakharov**  
Stateczność ściany silosu stalowego wzmocnionej pierścieniem wiatrowym .....281



**68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB**

<b>Mariusz Maślak, Marek Stankiewicz, Piotr Woźniczka, Paulina Zajdel</b> Badania po-pożarowej wytrzymałości stali S355J2+N .....	285
<b>Joanna A. Pawłowicz, Aldona Skotnicka-Siepsiak, Romuald Szeląg</b> Wpływ zmian klimatycznych na strefę posadowienia zbiorników stalowych.....	289
<b>Renata Pigoń</b> Analiza wpływu oddziaływania wiatru na maszt według TIA-222-H i EN 1993-3-1 .....	291
<b>Paweł Roszkowski, Jadwiga Fangrat</b> Wpływ izolacji cieplnej na odporność ogniową przekryć dachowych z blachami trapezowymi.....	293
<b>Kamil Słowiński, Marek Piekarczyk</b> O przydatności analizy MNA/LBA do wyznaczania smukłości płaszczy zbiorników stalowych .....	295
<b>Mechanika Konstrukcji i Materiałów</b>	<b>299</b>
<b>Jarosław Bęc</b> Wpływ układu zakotwień i stężeń na charakterystyki dynamiczne rusztowań .....	301
<b>Krzysztof Gromysz, Łukasz Szoblik</b> Analiza możliwości rektyfikacji ściany historycznego baraku murowanego B-138 znajdującego się na terenie byłego obozu KL Auschwitz-Birkenau .....	303
<b>Andrzej Helowicz</b> Pomiar i modelowanie rozkładu temperatury wywołanej ciepłem hydratacji cementu .....	307
<b>Małgorzata Pająk, Jacek Janiszewski, Paweł Baranowski, Mateusz Pytlik</b> Zastosowanie techniki dzielonego pręta Hopkinsona do badania wpływu skrępowania bezwładnościowego na dynamiczną odpowiedź mechaniczną betonu .....	311
<b>Monika Podwórna, Jacek Grosel</b> Optymalizacja parametrów absorbera drgań w zabytkowym moście belkowym .....	313
<b>Ryszard Walentyński</b> Półanalityczne całkowanie akcelerogramu i równań ruchu układu poddanego wstrząsowi parasejsmicznemu.....	317



**Niezawodność Konstrukcji**

**321**

**Iwona Duszyńska, Tomasz Krykowski, Paweł Stefanek, Joanna Bzówka**

Zastosowanie metod przedziałowych do oceny czasu eksploatacji rurociągów ..... 323

**Katarzyna Sieńkowska-Szpetnar**

Ocena niezawodności konstrukcji z uwzględnieniem zmienności otulenia  
zbrojenia na podstawie pomiarów wybranych obiektów ..... 325

**Izabela Skrzypczak, Joanna Zięba, Tomasz Pytlowany**

Modelowanie ryzyka w ocenie jakości betonu towarowego z wykorzystaniem  
metod symulacyjnych ..... 329

**Grzegorz Wandzik**

Modele obliczeniowe linii energetycznej poddanej przemieszczeniom podłoża ..... 333

**Szczepan Woliński**

Akceptowalna niezawodność konstrukcji budowlanych ..... 337



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 1**

**BUDOWNICTWO OGÓLNE**





## NOŚNOŚĆ USZTYWNIAJĄCA SZKIELETOWYCH ŚCIAN DREWNIANYCH WYKONANYCH W SYSTEMIE WCH

Janusz Broł<sup>1</sup>, Rafał Hadera<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Wood Core House, ul. Inwalidów Wojennych 6A, 43-600 Jaworzno,

mail: janusz.brol@woodcorehouse.pl,

Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,

mail: janusz.brol@polsl.pl

<sup>2</sup> Wood Core House, ul. Inwalidów Wojennych 6A, 43-600 Jaworzno,

mail: rafal.hadera@woodcorehouse.pl

**Słowa kluczowe:** drewno, prefabrykacja, konstrukcje drewniane, lekkie konstrukcje szkieletowe, budownictwo mieszkaniowe.

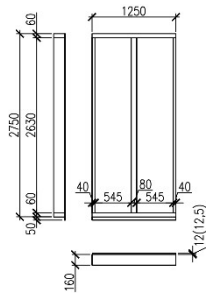
### 1. Wprowadzenie

Rosnące zainteresowanie zrównoważonym budownictwem powoduje, że przemysł budowlany w Polsce i Europie ponownie odkrywa możliwości wznoszenia szkieletowych konstrukcji drewnianych o średniej wysokości. W związku z tym powstaje wiele nowych technologii budowy budynków o konstrukcji drewnianej.

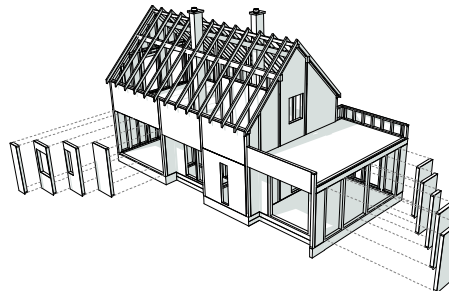
W celu zapewnienia bezpiecznego użytkowania tych konstrukcji, oprócz zapewnienia ich nośności na obciążenia pionowe, konieczne jest zagwarantowanie ich niezmienności geometrycznej, którą można uwzględniać odpowiednio konstruując ściany oraz ich połączenia ze stropami. Geometryczną niezmiennoscą ścian szkieletowych w ich płaszczyźnie należy zapewnić stosując tak zwane „przepony ścienne”. W praktyce budowlanej poszycia ścian najczęściej wykonane są z materiałów płytowych, takich jak: płyty OSB, płyty wiórowe lub płyty gipsowo-włóknowe. Rozwiązanie to w obliczeniach sztywności traktowane jest jako przepony ścienne, dla których należy określić tak zwaną „nośność usztywniającą ścian” (nośność na ścinanie w płaszczyźnie ściany, dla przeniesienia siły poziomej działającej w górnym narożu ściany wspornikowej, zabezpieczonej przed obrotem i przesunięciem przez oddziaływanie pionowe i/lub zakotwienie). Zgodnie z wymaganiami EC5, p. 9.2.4.1 (4)P [2] „nośność usztywniającą ściany można określić na podstawie badania wg EN 594 lub obliczeń, stosując odpowiednie metody analityczne lub modele obliczeniowe”.

Przedstawione w artykule badania nośności usztywniającej drewnianych modułów systemu WCH wykonano na modelach w pełnej skali technicznej, w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach w ramach projektu POIR.01.01.01-00-1303/17 „Opracowanie innowacyjnej technologii systemu prefabrykacji drewnianych i drewnopochodnych elementów modułowych oraz innowacyjnego systemu budowy obiektów modułowych” realizowanego przez firmę Wood Core House z Jaworzna. Badania były wykonane w celu określenia takich parametrów, jak: nośność i sztywność na różne

rodzaje obciążeń (pionowe, poziome) i sprawdzeniu czy gwarantują one bezpieczne użytkowanie obiektów mieszkalnych, co najmniej dwukondygnacyjnych o rozpiętości stropów do sześciu metrów. Na rys. 1. pokazano podstawowy moduł (pełny), a na rys. 2. schemat idei budowy domów z wykorzystaniem modułów WCH.



**Rys. 1.**  
Pojedynczy moduł



**Rys. 2.** Schemat idei budowy domów  
z wykorzystaniem modułów WCH

## 2. Badania laboratoryjne nośności usztywniającej

Nośność usztywniającą konstrukcji ściany w systemie WCH na oddziaływania poziome określono w badaniach laboratoryjnych zgodnie z normą PN-EN 594:2011E [1], co jest zgodne z zapisami EC5 [2]. Badania laboratoryjne na oddziaływania poziome zostały wykonane dla sześciu zasadniczych serii badawczych w pełnej skali technicznej i jednej uzupełniającej, w którym pierwszy słupek był zakotwiony bezpośrednio do stanowiska badawczego z wykorzystaniem stalowego złącza kotwiącego. Trzy pierwsze serie i dodatkowa dotyczyły modeli z poszyciem z płyty OSB (**MP-o**), a trzy kolejne serie dotyczyły modeli z poszyciem z płyty gipsowo-włóknowej (**MP-w**). Widok wybranych modeli w trakcie badania pokazano na rys. 3. Wysokość modeli w badaniach była stała i wynosiła 2,98 m. Modele badawcze były wykonane jako liniowe układy drewnianych modułów prefabrykowanych tworzące sztywną tarczę ścienną, złożoną z pojedynczego modułu (**1MP**), układów z dwoma (**2MP**) lub trzema modułami (**3MP**) wzajemnie z sobą połączonymi. Modele złożone były z elementów szkieletu drewnianego, połączonych wzajemnie ze sobą i jednostronnie z poszyciem w postaci płyty OSB/3 grubości 12 mm lub płyty gipsowo-włóknowej typu Fermacell o grubości 15 mm. Elementy drewniane wykonano z drewna konstrukcyjnego litego klasy C24 łączonego wzdłużnie na złącza klinowe (KVH). Płyty poszycia zostały połączone z ramą szkieletu drewnianego za pomocą zszywek. Badanie serii dodatkowej wykonano w celu poznania wpływu dodatkowego kotwienia na nośność usztywniającą modułów. Serię tę oznaczono jako **1MP-ok**.

Na podstawie obserwacji przeprowadzonych badań można stwierdzić, że decydującym kryterium o nośności poziomej modułów jest nośność łączników zespalających poszycie ze szkieletem konstrukcji. W tabeli 1 przedstawiono wyniki badań wytrzymałościowych liniowego układu drewnianych modułów prefabrykowanych w aspekcie określenia nośności panelu na obciążenia poziome, przy przyjętym 130-milimetrowym rozstawie zszywek, natomiast w tabeli 2 pokazano wyniki sztywności postaciowych paneli dla poszczególnych serii. Dla porównania w tabeli 1 podano również obliczeniową nośność na ścinanie



w płaszczyźnie ściany dla poszycia z płyty OSB, wyznaczoną według dwóch uproszczonych metod A i B zawartych w EC5 [2]. Jak można zaobserwować, w badaniach uzyskano nieco wyższe wartości nośności usztywniających od wyznaczonych analitycznie.



Rys. 3. Widoki wybranych modeli na stanowisku badawczym:

a) pojedynczego modułu pełnego z poszyciem z płyty gips.-włók., b) układu linowego dwóch modułów z poszyciem z płyty OSB, c) układu linowego trzech modułów z poszyciem z płyty OSB

Tabela 1. Nośności modułów na obciążenia poziome dla poszczególnych serii

Seria badań	Nośność panelu na obciążenia poziome (racking strength) $F$ [kN]			Wartość obliczeniowa nośności panelu na obciążenia poziome (racking strength) $F_d$ [kN]		Nośność obliczeniowa wg EC5 $F_{v,Rd}$ [kN]	
	$F_{avg}$ (śred.)	$F_{max}$	$F_{min}$	$F_d (avg)$	$F_d (min)$	metoda A	metoda B
1MP-ok	11,35	14,13	8,66	7,86	6,00	5,82	6,91
1MP-o	10,40	11,58	9,56	7,20	6,62	5,82	6,91
1MP-w	11,18	13,58	7,93	7,74	5,49	-	
2MP-o	23,13	25,02	22,38	16,01	15,49	11,64	13,82
2MP-w	24,93	28,14	23,78	17,26	16,46	-	
3MP-o	36,37	39,24	33,29	25,28	23,05	17,46	20,73
3MP-w	42,32	46,54	32,60	29,30	22,57	-	

Tabela 2. Zestawienie wartości sztywności postaciowych modułów dla poszczególnych serii

Oznaczenie serii badawczej modułów ściennych	Wartości nośności usztywniającej paneli (racking stiffness) z badań $R$ [N/mm]		
	Wartość śred. $R_{avg}$	Wartość mak. $R_{max}$	Wartość min. $R_{min}$
1MP	326* (355)	394* (450)	277* (280)
1MPk	373	412	319
2MP	1066* (1014)	1173* (1076)	921* (936)
3MP	1676* (2433)	1851* (3087)	1400* (1793)

### 3. Podsumowanie i wnioski

Podsumowując zrealizowane badania laboratoryjne w odniesieniu do założeń wstępnych przyjętych w badaniach (podanych we wstępie), należy stwierdzić, że sztywność postaciowa budynku dwukondygnacyjnego ze stropami o rozpiętości do 6 m (czyli szerokości 12 m – w odniesieniu do kierunku wiatru) będzie zapewniona, jeżeli układ geometryczny ścian usztywniających będą tworzyć średnio trzy panele pełne przypadające na jedną ścianę usztywniającą, lecz w każdej ze ścian będą występować nie mniej niż dwa panele pełne.

Porównując wyznaczoną analitycznie nośność na ścinanie w płaszczyźnie ściany, dla poszycia z płyty OSB, wyznaczoną według dwóch uproszczonych metod A i B zawartych w Eurokodzie 5, można stwierdzić, że w badaniach uzyskano w większości wyższe wartości nośności od wartości teoretycznych wyznaczonych analitycznie, co potwierdza słuszność wykonywania badań, gdyż zawarte w normie algorytmy są metodami uproszczonymi.

Należy także podkreślić, że nie bez znaczenia jest wykonywanie dodatkowego kotwienia słupków pionowych bezpośrednio do konstrukcji fundamentu (z pominięciem elementów poziomych ściany). Zakotwienia paneli (zamocowanie słupków do fundamentu za pomocą złącza kotwiącego) zwiększyło wartości nośności paneli na obciążenia poziome (racking strength), jak również wartość nośności usztywniającej paneli (w płaszczyźnie panelu – racking stiffness) o ponad 10% w odniesieniu do paneli niezakotwionych. Zakotwienie paneli ograniczyło również podrywanie, które obserwowano w pozostałych badaniach pod obciążeniem poziomym, bez stosowania złączy kotwiących.

*Opisane wyżej - moduły konstrukcyjne do budowy ścian budynku modułowego oraz ściana budynku modułowego, które były wykorzystane w badaniach, są przedmiotem wynalazku zgłoszonego przez Wnioskodawcę – Wood Core House Sp. z o.o. do Urzędu Patentowego RP, w dacie 05.12.2017r., pod numerem P.423751 w celu uzyskania ochrony patentowej. Moduły uzyskały znak CE czego potwierdzeniem jest Certyfikat stałości właściwości użytkowych nr.1020-CPR-070060028 [3].*

### Bibliografia

- [1] PN-EN 594:2011E. *Konstrukcje drewniane. Metody badań. Badania sztywności i nośności płyt ściennych o szkieletcie drewnianym* (wersja angielska).
- [2] PN-EN 1995-1-1:2010/NA:2010, Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
- [3] Certyfikat stałości właściwości użytkowych nr. 1020-CPR-070060028 [5] z dnia 21.09.2021 r. wydany przez Instytut Techniczno-Badawczy Budownictwa, Praga.



Projekt współfinansowany przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego, w ramach Programu Operacyjnego Inteligentny Rozwój 2014-2020, I Osi priorytetowej: „Wsparcie prowadzenia prac B+R przez przedsiębiorstwa”, Działania 1.1 „Projekty B+R przedsiębiorstw”, Poddziałania 1.1.1 „Badania przemysłowe i prace rozwojowe realizowane przez przedsiębiorstwa”. Projekt realizowany w ramach konkursu Narodowego Centrum Badań i Rozwoju: Konkurs 5/1.1.1/2017 – „Szybka ścieżka” MŚP.



## OCENA DOŚWIADCZALNA I NUMERYCZNA BELEK DREWNIANYCH WZMOCNIONYCH ZA POMOCĄ PRĘTÓW STALOWYCH I KOMPOZYTOWYCH

Janusz Broń<sup>1</sup>, Agnieszka Wdowiak-Postulał<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: janusz.bron@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury,  
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, mail: awdowiak@tu.kielce.pl

**Słowa kluczowe:** belki drewniane; stal; BFRP, pręty; czteropunktowe zginanie;  
modelowanie numeryczne.

### 1. Wprowadzenie

Wykonywanie wzmocnień konstrukcji drewnianych z wykorzystaniem materiałów kompozytowych pozytywnie wpływa na nośność i sztywność wzmocnianych elementów. Dostępne w literaturze przedmiotu liczne przykłady potwierdzają tę tezę, np. w pracy Ghanbari-Ghazijahani, Russo i in. [1] opisano eksperymentalne i numeryczne badania analizy pracy statycznej ścinania i zginania lekkich belek dwuteowych wzmocnionych materiałem kompozytowym. Autorzy zaobserwowali, że w wyniku wprowadzonego wzmocnienia nastąpiła poprawa nośności zbrojonych belek drewnianych. W kolejnej pracy, Raftery i Kelly [2] przedstawili badania belek z drewna klejonego warstwowo wzmocnionych włóknami bazaltowymi. Wzrost sztywności i nośności dla elementów wzmocnionych przy niskim procencie zbrojenia wyniósł 23%. Zastosowanie włókien bazaltowych jako materiału wzmocniającego wykazuje ogromny potencjał nie tylko z uwagi na to, że to naturalny surowiec, ale także ze względu na bardzo korzystną opłacalność ekonomiczną w porównaniu do włókien węglowych lub szklanych. Należy zwrócić uwagę też na zbrojenie prętami stalowymi. W pracy [3] opisano eksperymentalne i numeryczne badania belek z drewna klejonego za pomocą prostych i wstępnie sprężonych prętów stalowych o procencie zbrojenia stalowego w odniesieniu do drewna równym 0,82%. Wykazano, że w obu przypadkach dla elementów wzmocnionych nastąpił wzrost sztywności i nośności, przy wzroście o 40,2% dla zbrojenia sprężonego oraz 48,1% dla belek bez zastosowanego sprężenia. W pracy Soriano i in. [4] opisano badania belek klejonych zbrojonych prętami stalowymi. Belka zbrojona o współczynniku zbrojenia równym 2% wykazała poprawę sztywności o 52% i nośności o 53,1%. Belki o współczynniku zbrojenia 4% wynosiły odpowiednio: wzrost sztywności o 73% i nośności o 79,2%. W artykule przedstawiono porównawcze wyniki badań doświadczalnych z badaniami numerycznymi wykonanymi w programie Ansys, belek niewzmocnionych i wzmocnionych prętami stalowymi oraz belek wzmocnionych prętami bazaltowymi. W modelowaniu numerycznym drewna z wykorzystaniem elementów skończonych objętościowych największą trudność

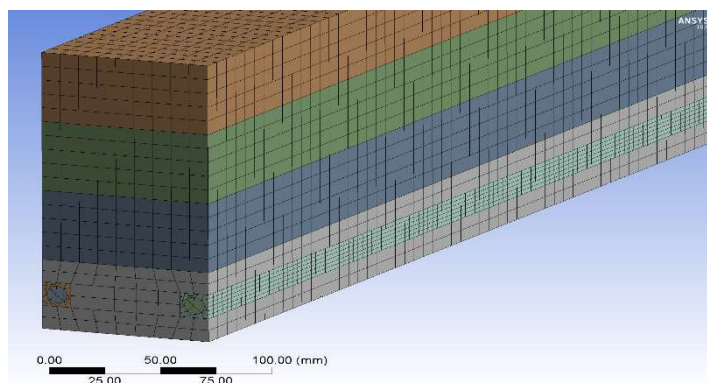
sprawia odpowiednie przyjęcie właściwych parametrów materiałowych z uwagi na niejednorodność i anizotropię drewna.

## 2. Materiały

Badania doświadczalne zostały przeprowadzone na belkach drewnianych o wymiarach przekroju poprzecznego 82×162 mm i długości 3650 mm, wykonanych z drewna świerku skandynawskiego. Średnia gęstość i wilgotność wynosiły odpowiednio 472 kg/m<sup>3</sup> (odch. 21 kg/m<sup>3</sup>) i 12,54% (odch. 1,22%). Wilgotność mierzono zgodnie z normą EN 13183-1:2002 [5]. Do wzmocnienia belek drewnianych zastosowano pręty stalowe i pręty z włókien bazaltowych (BFRP). W dziewięciu belkach wykonano poziome nacięcia o długości 3300 mm. Do zespolenia pręta bazaltowego z drewnem zastosowano dwuskładnikowy, bezrozpuszczalny klej na bazie żywicy epoksydowej z utwardzaczem aminowym typu S&P Resin 55 HP [6].

## 3. Badania doświadczalne i numeryczne

Do badań przygotowano z drewna świerkowego po 3 belki dla każdej z trzech serii (seria niewzmocniona, seria S – wzmocniona stalą, seria B – wzmocniona prętami bazaltowymi) badań wytrzymałościowych na zginanie belek niewzmocnionych i wzmocnionych. Łącznie dziewięć belek poddano próbie czteropunktowego zginania, zgodnie z normą PN-EN 408 [7]. Badania pod obciążeniem doraźnym na zginanie przeprowadzono przy rozpiętości między podporami 3000 mm i odległości między obciążeniami 1000 mm. Trójwymiarowe modele numeryczne zostały zbudowane przy użyciu oprogramowania ANSYS 16.0 przy wykorzystaniu modułu Static Structural, opartego na metodzie elementów skończonych – MES. Siatkę elementów skończonych złożono z elementów heksa- i tetragonalnych. Lamelle i podpory zamodelowano jako elementy heksagonalne o wymiarze równym 10 mm. Pręty oraz klej epoksydowy zdefiniowano jako elementy tetragonalne o wielkości równej 5 mm (Rys. 1).



Rys. 1. Model belek wzmocnionych

#### 4. Wyniki badań doświadczalnych i numerycznych

Poniżej opisano wyniki doświadczalne celem określenia skuteczności zaproponowanego wzmocnienia poprzez porównanie ich z wynikami identycznych badań przeprowadzonych na niewzmocnionych belkach (Tabela 1).

**Tabela 1.** Wyniki badań doświadczalnych

Rodzaj wzmocnienia	wytrzymałość na zginanie [MPa]	globalny moduł sprężystości [GPa]	ugięcie przy sile maksym. [mm]	wzrost wytrzymaem. [%]
niewzmocnione	23,70	10,6	44,1	-
wzmocnione prętami stal. (S)	37,02	12,2	38,9	56,21
wzmoc. prętami bazaltowymi (B)	34,42	11,9	42,4	45,23

Badania numeryczne obejmowały sprawdzenie oraz porównanie ugięć elementów belkowych niezbrojonych z elementami zbrojonymi uzyskanych w analizie laboratoryjnej i numerycznej. Wyniki porównawcze ukazano w tabeli 2.

**Tabela 2.** Porównanie wyników doświadczalnych i numerycznych

Rodzaj wzmocnienia	procent wzmocnienia [%]	badania doświadczalne, siła niszcząca [kN]	badania doświadczalne, ugięcie maks. [mm]	badania numeryczne, ugięcie maks. [mm]	różnica [%]
niewzmocnione	0,00	34,00	44,1	42,2	4,3
wzmocnione prętami stal. (S)	1,22	49,34	42,4	38,3	9,7
wzmoc. prętami bazaltowymi (B)	1,22	53,11	38,9	35,3	10,2

#### 5. Wnioski

Na podstawie wyników badań i ich obserwacji można sformułować następujące wnioski:

- Wykorzystanie prętów stalowych lub bazaltowych zwiększyło nośności i sztywność belek. Zastosowanie prętów BFRP spowodowało zwiększenie nośności belki o 45,2%, natomiast prętów stalowych o 56,2%.
- Porównując badania wykonane z wykorzystaniem analiz numerycznych wykorzystujących metody elementów skończonych z badaniami doświadczalnymi, stwierdzono zadawalającą korelację wyników – otrzymana różnica zawierała się

w przedziale 4.3% do 10.2%. Właściwe określenie parametrów materiałowych drewna w analizach numerycznych umożliwi w przyszłości znaczne ograniczenie wykonywania kosztowych badań doświadczalnych.

- c) W trakcie badań belek niewzmocnionych zaobserwowano, że główną przyczyną niszczenia belek były występujące wady drewna, głównie sęki. Obecność sęków czy odchylenia włókien miały duży wpływ na propagację pęknięć. Zastosowanie wzmocnienia skutecznie ograniczyło wpływu wad drewna zlokalizowanych w strefie rozciąganej belek. Wzmacnianie prętami stalowymi lub prętami BFRP z wykorzystaniem żywic epoksydowych do ich zespolenia w belkach z drewna może nie tylko zwiększyć nośność i sztywność wzmocnionych belek, ale także poprawić bezpieczeństwo szczególnie w przypadku belek wykonanych z drewna gorszej jakości (wady drewna zlokalizowane głównie w strefie rozciąganej).

### Bibliografia

- [1] Ghanbari-Ghazijahani T., Russo T., Valipour H. R.: *Lightweight timber I-beams reinforced by composite materials*. Compos. Struct. 2019, 233, 111579.
- [2] Raftery G. M., Kelly F.: *Basalt FRP rods for reinforcement and repair of timber*. Compos. Part B Eng. 2015, 70, 9–19.
- [3] Luca V., Marano C.: *Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars*. Constr. Build. Mater. 2012, 30, 206–217.
- [4] Soriano J., Pellis B. P., Mascia N. T.: *Mechanical performance of glued-laminated timber beams symmetrically reinforced with steel bars*. Compos. Struct. 2016, 150, s. 200–207.
- [5] PN-EN 13183-2:2002: *Moisture content of a piece of sawn timber – Part 2: Determination of moisture content using an electrical resistance moisture meter*. Polish Standards Institute: Warsaw, Poland, 2004.
- [6] [www.sp-reinforcement.pl/pl-PL/produkty/sp-resin-55-hp](http://www.sp-reinforcement.pl/pl-PL/produkty/sp-resin-55-hp).
- [7] PN-EN 408+A1:2012: *Timber Structures–Structural Timber and Glued Laminated Timber–Determination of Some Physical and Mechanical Properties*. Polish Committee for Standardization: Warsaw, Poland, 2012.



## METODYKA OCENY ZESPOLENIA WARSTWY NAPRAWCZEJ Z PODŁOGĄ BETONOWĄ Z WYKORZYSTANIEM TECHNIK NIENISZCZĄCYCH I SZTUCZNYCH SIECI NEURONOWYCH

Sławomir Czarnecki<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego,  
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, mail: slawomir.czarnecki@pwr.edu.pl

**Słowa kluczowe:** podłogi betonowe naprawiane, metodyka badań, sztuczne sieci neuronowe.

### 1. Wstęp

Konstrukcje i elementy betonowe narażone są podczas użytkowania na niekorzystne oddziaływania środowiskowe i eksploatacyjne, powodujące wcześniej lub później, destrukcję przypowierzchniowej warstwy betonu. W zależności od rodzaju i czasu tych oddziaływań grubość zniszczonej warstwy może wynosić kilka, a nawet kilkadziesiąt milimetrów. Wtedy wymagana jest powierzchniowa naprawa elementu, przedłużająca czas bezpiecznej jego eksploatacji [1]. Naprawa dokonywana jest najczęściej z użyciem specjalnej zaprawy naprawczej, a element po naprawie staje się de facto warstwowym [2]. Z praktyki budowlanej wiadomo, że grubość zniszczonej warstwy betonu, nie jest zazwyczaj jednakowa na całej powierzchni elementu. Stąd też i grubość nakładanej warstwy naprawczej nie jest jednakowa. Jednak bez względu na to jak gruba jest ta warstwa, po wykonaniu naprawy wymagana jest kontrola jej zespolenia z warstwą naprawianą, czyli z podkładem betonowym. Miarą wymierną tego zespolenia jest wartość przyczepności przy odrywaniu  $f_b$ , określana w praktyce budowlanej metodą seminieniszczącą odrywania (pull-off). Wg [3] wymagane jest, aby jeden kontrolny pomiar wartości przyczepności przypadał na powierzchnię nie większą niż 3 m<sup>2</sup>. Jest oczywiste, że w metodzie odrywania w trakcie pomiaru przyczepności następuje lokalne uszkodzenie naprawianej podłogi w każdym miejscu badawczym. Miejsca uszkodzone wymagają naprawy, co jest kłopotliwe i kosztowne. Ta duża niedogodność metody odrywania powoduje, że podany wyżej warunek normowy dotyczący liczby m<sup>2</sup> przypadających na jeden pomiar kontrolny nie jest z reguły w praktyce budowlanej przestrzegany. Dotyczy to przede wszystkim elementów wielkopowierzchniowych i sprzyja przeoczeniu rejonów powierzchni, gdzie zespolenie warstw nie jest wystarczające. Naturalną tego konsekwencją może być niższa od oczekiwanej trwałość elementu naprawionego.

Z powyższych względów powinno się dążyć do oceny zespolenia warstw, w rozumieniu międzywarstwowej przyczepności przy odrywaniu  $f_b$ , na podstawie badań przeprowadzonych z wykorzystaniem komplementarnych metod nieniszczących [4, 5]. Metody te pozwalają na nieinwazyjne wykonanie badań w dowolnie dużej liczbie miejsc. W celu skojarzenia ze sobą wielu parametrów możliwych do uzyskania komplementarnymi

metodami nieniszczącymi i wiarygodnej oceny przyczepności zasadne jest skorzystanie ze sztucznej inteligencji. W niniejszym artykule, zaprezentowano rezultaty badań doświadczalnych zespolenia warstwy naprawczej z warstwą betonową naprawianą z wykorzystaniem metod nieniszczących i sztucznej inteligencji, wraz z propozycją metodyki oceny tego zespolenia.

## 2. Badania doświadczalne i analityczne

W celu opracowania tytułowej metodyki przeprowadzono szereg badań doświadczalnych i analitycznych. Szczegółowe informacje i dane odnośnie do przyjętych założeń i uzyskanych rezultatów podjętych prób podane zostały w pracach [6-9]. Zamieszczono w tych pracach zbudowane zbiory danych na podstawie nieniszczących badań dwóch warstwowych modelowych betonowych elementów. Syntetyczne porównanie modeli zaprezentowanych w pracach [6-9] przedstawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Porównanie modeli sztucznych sieci neuronowych stosowanych do oceny międzywarstwowej przyczepności przy odrywaniu

Lp.	Algorytm sztucznej sieci neuronowej	Wykorzystane metody
1	SSN BFGS o strukturze 7-3-1 [6]	Skanowania laserowego, niwelacji geometrycznej, młoteczkowa, odpowiedzi na impuls
2	PCA SSN BFGS o strukturze 10-7-10-1 [7]	
3	SSN LM o strukturze 31-19-1 [8]	
4	SSN BFGS o strukturze 6-9-1 [9]	

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych i analiz numerycznych stwierdzono, że najbardziej predestynowanym do nieniszczącej oceny zespolenia warstwy naprawczej z betonowym elementem naprawianym jest sztuczna sieć neuronowa z algorytmem uczenia Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shano z analizą głównych składowych o strukturze 10-7-10-1, zastosowana w pracy [7].

## 3. Metodyka nieniszczącej oceny zespolenia

Proponowana metodyka nieniszczącej oceny zespolenia zaprawy naprawczej z elementem naprawianym składa się z dwóch etapów. W etapie 1 należy wykonać badania doświadczalne metodami nieniszczącymi najpierw na powierzchni naprawianej (etap 1a) i następnie na powierzchni warstwy naprawczej (etap 1b). W etapie 2 należy wykonać analizy numeryczne z wykorzystaniem sztucznej sieci neuronowej jednokierunkowej, wielowarstwowej z algorytmem uczenia BFGS oraz analizą głównych składowych, w celu określenia wartości przyczepności przy odrywaniu  $f_{c,b}$  warstwy naprawczej o zmiennej grubości od naprawianej podłogi betonowej.



W etapie 1a, po usunięciu przez wykonawcę z naprawianej podłogi zniszczonej warstwy betonu, na przykład przy pomocy szlifowania, śrutowania lub frezowania, należy na tak przygotowanej powierzchni wykonać badania z wykorzystaniem metody skanowania laserowego oraz wykonać pomiary z wykorzystaniem metody niwelacji geometrycznej w celu późniejszego określenia grubości warstwy naprawczej. Następnie po ułożeniu przez wykonawcę warstwy naprawczej na warstwę betonową naprawianą, w etapie 1b należy w analogicznych miejscach jak w etapie 1a, wykonać badania wykorzystując metody akustyczne młoteczkową i odpowiedzi na impuls oraz metodę niwelacji geometrycznej. Należy utworzyć zbiór danych na użytek analiz numerycznych.

W etapie 2, z wykorzystaniem nauczonej i przetestowanej oraz zweryfikowanej doświadczalnie w pracy [9] sztucznej sieci neuronowej jednokierunkowej wielowarstwowej o strukturze 6-9-1, z algorytmem uczenia BFGS, należy wyznaczyć wartości przyczepności  $f_{c,b}$  przy odrywaniu betonowej warstwy naprawczej o zmiennej grubości od naprawianej podłogi w każdym z miejsc pomiarowych.

#### 4. Podsumowanie

W pracy zaprezentowano rezultaty badań doświadczalnych przyczepności przy odrywaniu  $f_{c,b}$  wierzchniej warstwy naprawczej o liniowo zmiennej grubości od naprawianej podłogi betonowej, z wykorzystaniem komplementarnych metod nieniszczących: skanowania laserowego 3D, geodezji precyzyjnej, akustycznych metod młoteczkowej i odpowiedzi na impuls, z wykorzystaniem sztucznej inteligencji. Wykazano, że najbardziej predystynowana jest do tego celu sztuczna sieć neuronowa, z algorytmem uczenia Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shano z analizą głównych składowych o strukturze 10-7-10-1.

Zamieszczono opracowaną metodykę tej przyczepności dedykowaną dla praktyki budowlanej. Metodyka ta na chwilę obecną może znaleźć zastosowanie w praktyce w przypadkach podobieństwa materiałowego naprawianego elementu betonowego i warstwy naprawczej jak w niniejszym artykule. Będzie ona mogła mieć bardziej uniwersalne zastosowanie, po rozszerzeniu zbioru danych o rezultaty uzyskane z badań innych betonowych elementów naprawianych różniących się materiałowo w stosunku do badanych dotychczas.

#### Bibliografia

- [1] Czarnecki L., Łukowski P., Garbacz A.: *Naprawa i ochrona konstrukcji z betonu – Komentarz do PN-EN 1504*. PWN, Warszawa 2017.
- [2] Kamiński M., Jasiczak J., Buczkowski W., Błaszczczyński T.: *Trwale rozwiązania naprawcze w obiektach budowlanych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2010.
- [3] PN-EN 1542:2000. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych -- Metody badań -- Pomiar przyczepności przez odrywanie. PKN, Warszawa 2000.
- [4] Bissonnette B., Courard L., Garbacz A.: *Concrete surface engineering*. Modern Concrete Technology 18, CRC Press, Taylor and Francis Group 2016.
- [5] Momayez A., Ehsani M. R., Ramezaniapour A. A., Rajaie H.: *Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials*. Cement and Concrete Research, 2005, 35, s. 748-757.

- [6] Czarnecki S.: *Non-destructive Evaluation of the Bond Between a Concrete Added Repair Layer with Variable Thickness and a Substrate Layer Using ANN*. Procedia Engineering, 2017, 172, s. 194-201.
- [7] Czarnecki S., Sadowski Ł., Hoła J.: *Identification of the interlayer bond between repair overlay and concrete using nondestructive testing, an artificial neural network and principal component analysis*. Creative Construction Conference, 2019, Budapest Hungary.
- [8] Czarnecki S., Sadowski Ł., Hoła J.: *Artificial neural networks for non-destructive identification of the interlayer bonding between repair overlay and concrete substrate*. Advances in Engineering Software, 2020, 141, 102769.
- [9] Czarnecki S., Sadowski Ł., Hoła J.: *Evaluation of interlayer bonding in layered composites based on non-destructive measurements and machine learning: Comparative analysis of selected learning algorithms*. Automation in Construction, 2021, 132, 103977.



## WSTĘPNE NIENISZCZĄCE BADANIA POSADZKI I ŚCIAN W PAŁACU WIELKICH MISTRZÓW NA ZAMKU ŚREDNIM W MALBORKU

Lukasz Drobiec<sup>1</sup>, Sylwia Kozłowska<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: lukasz.drobiec@polsl.pl

<sup>2</sup> Muzeum Zamkowe w Malborku, ul. Starościńska 1, 82-200 Malbork,  
mail: s.kozłowska@zamek.malbork.pl

**Słowa kluczowe:** zamek średniowieczny, uszkodzenia murów, zarysowania, badania nieniszczące, tomografia ultradźwiękowa, metoda radarowa, wykrywanie wad wewnętrznych.

### 1. Wprowadzenie

Zamek w Malborku jest obiektem unikatowym w skali światowej. Jego niezwykle walory doceniono w 1997 roku, wpisując zamek na listę Światowego Dziedzictwa Kulturowego UNESCO. Rozpoczęcie budowy zamku w Malborku datuje się na ok. 1280 rok, a zakończono ją w połowie XV wieku. Wydawać by się mogło, że po tylu latach eksploatacji grunt w poziomie posadowienia murów jest skonsolidowany i nic nie zagraża stateczności ścian. Tymczasem 30 lat temu istniała konieczność pilnej interwencji w poziomie posadowienia zachodniej ściany Wielkiego Refektarza [1-4]. Ścianę tą posadowiono za pośrednictwem drewnianych pali. Przyczyną osiadań i obrotu ściany było obniżenie poziomu wody w pobliskim Nogacie, co spowodowało obniżenie poziomu wód gruntowych i w konsekwencji wysuszenie i butwienie drewnianych pali. Wzmocnienie posadowienia wykonano w technologii mikropali.

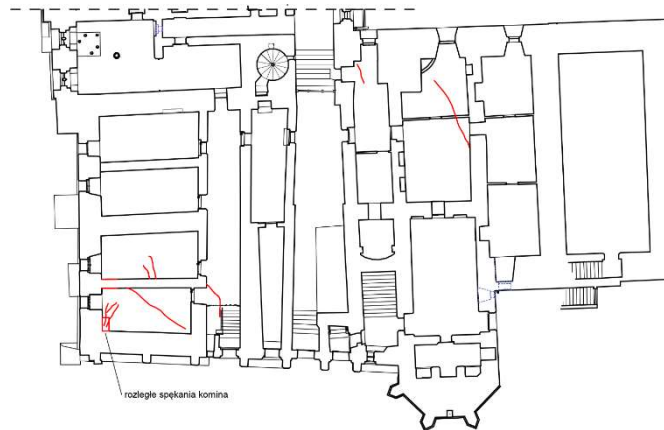
W ostatnich latach zaobserwowano powstawanie zarysowań w południowo-wschodniej części Pałacu Wielkich Mistrzów, zlokalizowanego na Zamku Średnim. Rysy występują zarówno na murach, jak i na kolebkowych oraz palmowych sklepieniach obiektu. Powstanie zarysowań w tak unikatowym obiekcie należy traktować bardzo poważnie [5, 6]. Przed naprawą należy określić przyczynę uszkodzeń, a sama naprawa powinna tę przyczynę eliminować lub przynajmniej niwelować [7, 8].

W artykule opisano wstępne badania nieniszczące przeprowadzone w Pałacu Wielkich Mistrzów na Zamku Średnim w Malborku. Podjęto próbę badań posadzek w piwnicach oraz ścian w rejonie zarysowań. Badania prowadzono metodą tomografii ultradźwiękowej oraz metodą radarową. Na podstawie analizy uzyskanych wyników wskazano dalsze kierunki koniecznych prac diagnostycznych.

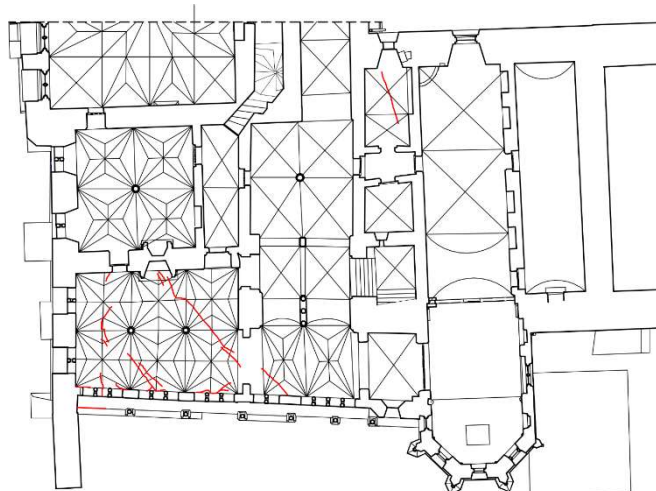
## 2. Uszkodzenia

Zgodnie z informacjami uzyskanymi od Zarządcy obiektu pierwsze rysy w Pałacu Wielkich Mistrzów zaobserwowano w 1995 r. Obecnie zarysowania występują na dwóch południowo-wschodnich skrajnych ścianach piwnicy, na sklepieniach kolebkowych dwóch skrajnych pomieszczeń i korytarza piwnicy, na południowo-wschodniej ścianie parteru i na sklepieniach palmowych Niskiej Sieni oraz Sali Narożnej. Zarówno w piwnicy, jak i na parterze mniejsze rysy występują również po przeciwległej północnej stronie (w pomieszczeniach Archiwum Państwowego oraz w sypialni wielkich mistrzów). Szkiecową inwentaryzację uszkodzeń zaprezentowano na rys. 1 i 2.

Rozwarcie większości rys wynosi obecnie do 4 mm, jednak lokalnie w partiach przyziemia występują spękania komina o rozwarciu do 30 mm.



Rys. 1. Szkiecowa inwentaryzacja uszkodzeń w przyziemiu Pałacu Wielkich Mistrzów



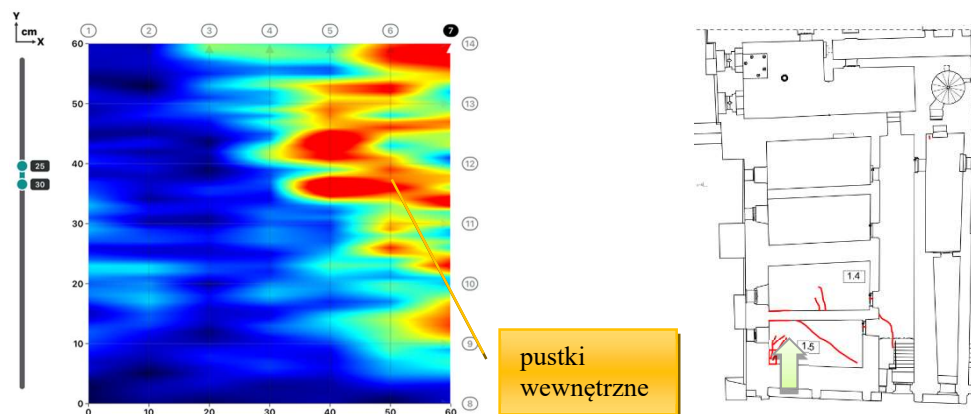
Rys. 2. Szkiecowa inwentaryzacja uszkodzeń w poziomie I piętra Pałacu Wielkich Mistrzów

Na terenie zamku w Malborku od 2009 r. prowadzony jest monitoring geodezyjny oraz pomiar rozwarcia rys. Pomiar przemieszczeń pionowych wykazał największe zmiany na reperach usytuowanych na ścianie południowo-wschodniej. Osiadania wynoszą tam 0,2 mm przez ostatnie pół roku i 5,8 mm od 2009 r. Pomiar przemieszczeń poziomych nie wykazuje istotnych zmian, co świadczy o tym, że osiadania są pionowe.

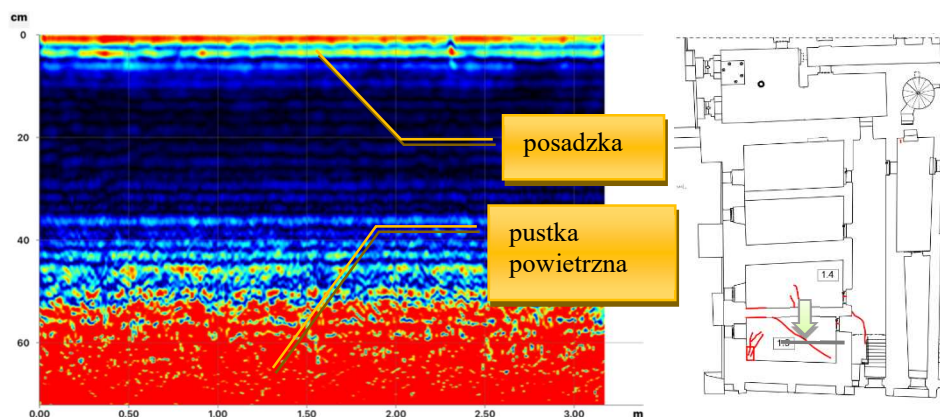
Największe zmiany rozwarcia rys zaobserwowano na kominie w piwnicy. Zabudowane na nim mierniki rozwarcia rys wykazały rozwarcie rysy o 18,1 mm od 2009 r. Rozwarcie rys na sklepieniach palmowych parteru od 2021 r. zwiększyło się o 0,25 mm.

### 3. Badania nieniszczące

Wykonano nieniszczące badania ścian i posadzki w pomieszczeniach przyziemia Pałacu Wielkich Mistrzów. Badania przeprowadzono przy użyciu tomografu ultradźwiękowego PD8000 oraz urządzeń radarowych GP8000 i GP8800. Wykonano blisko 40 skanów liniowych i powierzchniowych. Na rys. 3 i 4 pokazano wybrane wyniki.



Rys. 3. Skan powierzchniowy ściany radarem PG8000. Wykryto pustki wewnętrzne za rysą



Rys. 4. Skan liniowy posadzki radarem PG8800. Wykryto pustkę na głębokości 55 cm

Przeprowadzone badania wykazały, że wewnątrz ścian w okolicy zarysowań oraz pod posadzką piwnicy występują pustki powietrzne. Pustki wewnątrz ścian świadczą o rozluźnieniu struktury murów. Co ciekawe, w obu pomieszczeniach piwnicznych, gdzie stwierdzono zarysowania ścian i sklepień, badania wykazały występowanie pustki powietrznej na głębokości około 55 cm. Może to świadczyć o osiadaniu gruntu pod posadzką lub o występowaniu ukrytych pomieszczeń, do których obecnie nie ma dostępu. Warto nadmienić, że w innych rejonach Pałacu Wielkich Mistrzów piwnice mają więcej kondygnacji.

#### 4. Podsumowanie

Przyczyną powstania uszkodzeń są nierównomierne osiadania podłoża gruntowego, a co za tym idzie nierównomierne osiadania części budynku Pałacu Wielkich Mistrzów. Obraz zarysowań oraz wyniki badań nieniszczących i geodezyjnych pozwalają przypuszczać, że osiadają południowo-wschodnie ściany poprzeczne, a wraz z nimi przynajmniej dwa filary sklepień palmowych. W celu poznania dokładnej przyczyny osiadań podłoża gruntowego konieczne będzie rozszerzenie zakresu badań o dalsze badania nieniszczące (badania geofizyczne) oraz badania inwazyjne takie jak: odwierty wraz z badaniami endoskopowymi, odwierty geotechniczne oraz odkrywki fundamentów ściany południowo-wschodniej. Dopiero po określeniu przyczyn osiadań możliwe będzie zaprojektowanie efektywnego sposobu naprawy. Zalecono dalsze prowadzenie monitoringu geodezyjnego.

#### Bibliografia

- [1] Ajdukiewicz A.: *Ocena konstrukcyjna koncepcji zabezpieczeń zachodniej ściany Zamku Średniego w Malborku*. Inżynieria i Budownictwo nr 8/1992, str. 280-282.
- [2] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Hulimka J.: *Analiza ustroju nośnego skrzydła zachodniego Zamku Średniego w Malborku*. Inżynieria i Budownictwo nr 8/1992, s. 276-279.
- [3] Albrecht J.: *Problemy wzmocnienia ściany zachodniej Zamku Średniego w Malborku*. Inżynieria i Budownictwo nr 7/1991, str. 279-282.
- [4] Trupinda J.: *O pomieszczeniach kancelarii i archiwum wielkiego mistrza w Malborku na podstawie źródeł pisanych w XIV w. i XV wieku*, w: J. Trupinda (red.) *Kancelarie krzyżackie. Stan badań i perspektywy badawcze*, Malbork 2002, s. 255-272.
- [5] Drobiec Ł.: *Przyczyny uszkodzeń murów*. XXII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 7 -10 marca 2007, t. I, str. 105-147.
- [6] Drobiec Ł.: *Przyczyny awarii i katastrof obiektów zabytkowych*. Monografia Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie, s. 33-52.
- [7] Drobiec Ł.: *Naprawa rys i wzmocnienia murowanych ścian*. XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 25-28 marca 2015, tom I, s. 323 - 398.
- [8] Drobiec Ł.: *Renowacje konstrukcji obiektów zabytkowych. Systematyka – uszkodzenia – naprawy*. Część I-III. Archmedia, Warszawa 2018, 2019, 2022.



## NOŚNOŚĆ I MORFOLOGIA USZKODZEŃ POŁĄCZEŃ ŚCIAN WYKONANYCH Z ABK PODDANYCH ŚCINANIU ZE ZGINANIEM

Iwona Galman<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: iwona.galman@polsl.pl

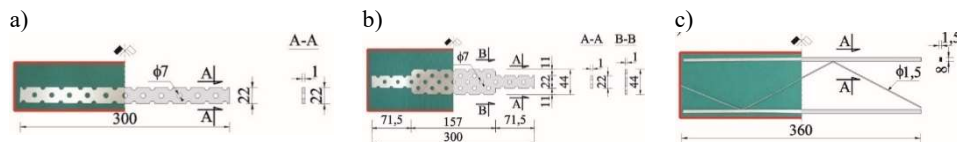
**Słowa kluczowe:** konstrukcje mury; połączenia ścian; ABK; łączniki do murów.

### 1. Wprowadzenie

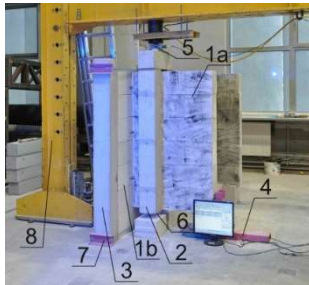
Tematyka połączeń ścian jest zagadnieniem mało rozpoznany. Przegląd literatury zamieszczony w pracy [1] udowadnia, że problematyka połączeń ścian jest zaniedbana, a nieliczne przeprowadzone analizy i tak nie są porównywalne z uwagi na różne standardy prowadzonych doświadczeń. Dlatego też zajęto się tym tematem i w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej prowadzone są kompleksowe badania połączeń ścian. Do tej pory analizowano zagadnienia połączeń ścian poddane obciążeniom ścinającym [1, 2]. W niniejszej pracy przedstawiono pierwszy raz publikowane badania własne połączeń ścian poddanych ściganiu ze zginaniem.

### 2. Program i technika badań

Wykonano i zbadano cztery serie, każda po sześć elementów badawczych (łącznie 24 modeli badawczych) o identycznym kształcie i wymiarach. Modele były monosymetryczne w kształcie litery T. Połączenie pomiędzy ścianami w każdej serii celowo zróżnicowano. Pierwszą serię stanowiły modele badawcze, w których połączenie ukształtowano jako klasyczne przewiązanie murarskie (seria **BP**). W pozostałych seriach połączenie wykonano za pośrednictwem stalowych łączników (Rys. 1a – 1c). Badania wykonano w autorskim stanowisku badawczym (Rys. 2).



**Rys. 1.** Łączniki do murów: a) płaskownik otworowany (do serii **BP10**), b) poszerzony płaskownik otworowany (do serii **BBP10**), c) stalowa kratownicza (do serii **T**)



**Rys. 2.** Widok i szczegóły stanowiska badawczego: 1a – ściana podłużna (obciążona), 1b – ściana poprzeczna (nieobciążona), 2 – słup żelbetowy przenoszący obciążenie, 3 – słupy żelbetowe ograniczające odkształcenia poziome, 4 – podpora pozioma, 5 – układ siłownika hydraulicznego oraz siłomierz, 6 – siłomierz reakcji pionowej, 7 – ściąg poziomy, 8 – rama stalowa

### 3. Wynika badań

Ściany połączone płaskownikiem otworowanym (seria **BP10**) wykazały się najmniejszą nośnością. Siła potrzebna do zniszczenia takiego połączenia stanowi zaledwie 16% siły potrzebnej do zniszczenia klasycznego przewiązania murarskiego. Około 32% wartości siły niszczącej modelu referencyjnego potrzeba, aby zniszczyć połączenie za pośrednictwem płaskownika otworowanego poszerzonego (seria **BBP10**). Wartość ta wzrasta do 42% w przypadku połączenia przy użyciu kratowniczek stalowych (seria **BT**).

Mury z klasycznym przewiązaniem murarskim przy maksymalnej wartości siły uzyskały przemieszczenia zdecydowanie mniejsze w porównaniu z murami zbrojonymi (była to wartość 15 razy mniejsza przy porównaniu z murami serii **BBP10** i 38 razy mniejsza w porównaniu z murami serii **BT**).

### 4. Podsumowanie i wnioski

Problematyka połączeń ścian murowych poddanych ścinaniu ze zginaniem jest tematyką mało rozpoznaną. Przeprowadzone badania były pierwszym tego typu badaniami w Polsce i nielicznymi na świecie i obejmowały:

- wykonanie i zbadanie czterech serii modeli ścian (łącznie 24 muru),
- zastosowanie trzech typów łączników.

Na bazie przeprowadzonych badań udało się zaobserwować różnicę w procesie rozwoju zarysowań i zniszczenia połączeń oraz porównać nośności odmiennych typów połączeń. Reasumując wykonane badania stwierdzono, że:

- nośność połączeń klasycznych jest kilkakrotnie większa niż połączeń zbrojonych;
- łączniki w początkowej fazie pracowały jak sztywno utwierdzone pręty (widoczne trwałe deformacje łączników), a później jak ciągną;
- zniszczenie połączeń za pośrednictwem łączników miało charakter gwałtowny;
- nie występowało zerwanie metalowych łączników.

### Bibliografia

- [1] Galman I., Jasiński R.: *Joints in masonry walls*. 6th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete. September 4 – 3, 2018, University Postam.
- [2] Jasiński R., Galman I.: *Testing joints between walls made of AAC masonry units*. Buildings 2020 vol. 10 iss. 4, art. no. 69 s. 1-24, bibliogr. 21 poz. DOI: 10.3390/buildings10040069, p-ISSN: 2075-5309.





## MIARODAJNE WYCHYLENIE OBIEKTÓW PODDANYCH REKTYFIKACJI I ZNAJDUJĄCYCH SIĘ NA TERENACH GÓRNICZYCH

Krzysztof Gromysz<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: krzysztof.gromysz@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** wychylenie budowli z pionu, rektyfikacja, nierównomierne podnoszenie, nachylenie terenu górniczego, nierównomierne obniżenie terenu górniczego.

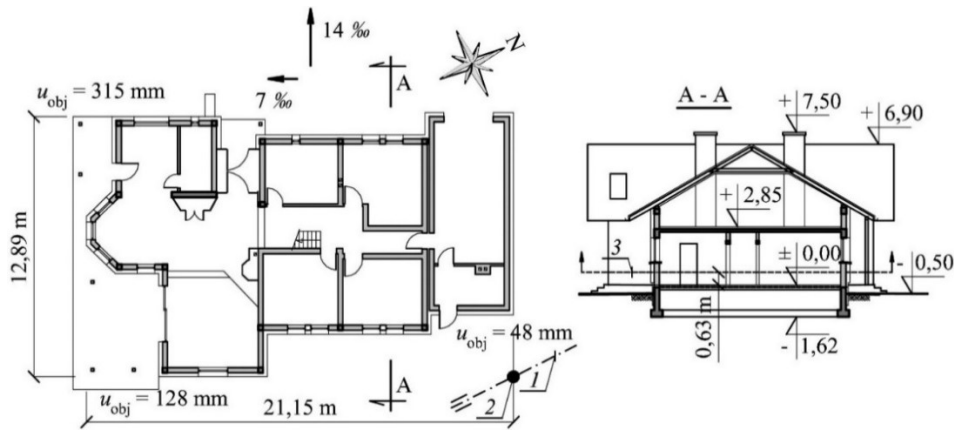
### 1. Wchylenie budynków z pionu na terenie górniczym

Na terenie Śląska, gdzie realizowano badania przedstawione w artykule, prowadzona jest podziemna eksploatacja górnicza węgla kamiennego. Skutkuje ona powstaniem pustki poeksploatacyjnej, która wywołuje na powierzchni deformacje w kształcie niecki obniżen oraz mogą dodatkowo wystąpić deformacje nieciągłe, a także drgania gruntu. Niecka obniżen jest opisywana wskaźnikami deformacji terenu górniczego, do których, poza obniżeniem, należą między innymi: odkształcenia poziome, krzywizna oraz zmiana nachylenia terenu ( $T_{gór}$ ). W konsekwencji zmian  $T_{gór}$  występują wychylenia  $T_{bud}$  obiektów budowlanych znajdujących się na powierzchni. Wchylenie  $T_{bud}$  powoduje uciążliwości w eksploatacji budynków, zaniżenie ich wartości, a w skrajnych sytuacjach prowadzi do wyczerpania stanów granicznych. W szczególnych sytuacjach usuwa się wychylenie obiektów (rektyfikacja). Najbardziej powszechną metodą rektyfikacji jest podnoszenie za pomocą siłowników zabudowanych w ścianach budynków. W metodzie tej budynek jest podzielony na dwie części: nierównomiernie podnoszoną oraz pozostającą w gruncie stanowiącą oparcie dla siłowników. Nierównomierne podnoszenie budynku wymaga określenia wartości wychylenia  $T_{bud}$ . Na podstawie tej wartości określone są wartości  $u_{obj}$  podnoszenia naroży budynku. W artykule dokonano przeglądu sposobu wyznaczania  $T_{bud}$  w przypadku budynków o różnej wielkości: parterowych, parterowych z poddaszem, dwukondygnacyjnych oraz jedenastopiętrowych. Ponadto przeanalizowano sytuacje szczególne, w których wysokość podnoszenia wynika z zakresu dodatkowych prac wykonywanych podczas rektyfikacji. W artykule przeprowadzono analizy w odniesieniu do ośmiu obiektów. W niniejszym streszczeniu ograniczono się do przedstawienia trzech przypadków. Jednak wnioski wyciągnięto już w odniesieniu do pełnej treści artykułu.

### 2. Budynek parterowy z użytkowym poddaszem

W odniesieniu do budynków parterowych z użytkowym poddaszem analizuje się wysokości  $u_{obj}$  podniesienia budynku mieszkalnego z garażem o zwartym rzucie, który można wpisać

w prostokąt o wymiarach 21,15 m × 12,89 m (Rys. 1). Wysokość obiektu, licząc od poziomu terenu do kalenicy dachu wynosi 7,9 m.



**Rys. 1.** Rzut i przekrój parterowego budynku z poddaszem użytkowym i garażem, *I* – oś obrotu podczas rektyfikacji, 2 – punkt „zero”, 3 – płaszczyzna rozerwania

Wykonano niezależne pomiary położenia poszczególnych elementów budynku względem pionu. Elementami tymi są: naroża ścian zewnętrznych i naroża ścian wewnętrznych (pomiar wychyleń) oraz posadzki na parterze i posadzki na piętrze (pomiar nachyleń). Wskazują one, że wartości wychyleń (i nachyleń) poszczególnych elementów budynku różnią się istotnie. Największym średnim wychyleniem cechują się ściany zewnętrzne. Wypadkowa wartość ich wychYLENIA, wyznaczona jako średnia z siedmiu punktów z dwóch kierunków, wynosi 26 mm/m. Najmniejszym wypadkowym nachyleniem średnim, wynoszącym 16 mm/m (składowe nachylenia są równe 14 mm/m i 7 mm/m) cechują się posadzki na użytkowym poddaszu. Wypadkowe nachylenie posadzki tarasu wynosi 25 mm/m.

Różnice w pomierzonych wartościach wychyleń ścian i nachyleń posadzek wynikają głównie z faktu, że elementy te były wykonywane w różnym czasie podczas ujawniania się wpływów eksploatacji górniczej. W mniejszym stopniu wpływ na obserwowane różnice mają odkształcenia postaciowe budynku. Wyniki pomiarów wskazują, że w pierwszej kolejności zostały wykonane elewacje budynku (element najmocniej wychylony – najdłużej poddany wpływom eksploatacji górniczej), a posadzki na piętrze zostały wykonane najpóźniej.

Usuwanie wychyleń, podstawa części podnoszonej jest traktowana jako płaszczyzna. W związku z tym należy przyjąć jedną miarodajną wartość wychyleń. Nachylenie posadzek na parterze nie może być tą wartością, ponieważ przyjęta technologia rektyfikacji wymaga wykonania nowych posadzek na parterze. Podobnie odtworzenia będą wymagały wyprawy ścian wewnątrz i na zewnątrz budynku. Elementem, który nie będzie przebudowywany w trakcie rektyfikacji są posadzki na użytkowym poddaszu. Stąd nachylenie tego elementu zostało uznane za miarodajną wartość wychyleń. Na podstawie tej wartości wyznaczono wysokości podniesienia naroży budynku, które wynoszą od  $u_{obj} = 48$  mm do  $u_{obj} = 315$  mm.

Rektyfikację budynku przeprowadzono za pomocą 40 podnośników, a płaszczyzna rozerwania budynku znajdowała się 0,63 m nad poziomem posadzek parteru.

### 3. Budynek dwukondygnacyjny

Przeprowadzone badania wielu podpiwniczonych budynków dwukondygnacyjnych o niewielkim rzucie wykazują, że wychylenie ścian i nachylenie posadzek cechują się takimi samymi wartościami, kierunkami i zwrotami. Przykładem takiego budynku jest obiekt przedstawiony na rys. 2, którego rzut jest prostokątem o długości boków 10,29 m i 9,55 m, a wysokość, licząc od poziomu posadzek piwnic do kalenicy dachu, wynosi 8,85 m. Budynek był wychylony w kierunku północno-wschodnim, przy czym wypadkowa wartość tego wychylenia wynosiła 95,2 mm/m. Rektyfikację budynku przeprowadzono za pomocą 31 siłowników zabudowanych w ścianach piwnic, przy czym płaszczyzna rozerwania znajdowała się 1,15 m nad poziomem posadzki piwnic. Najwyżej podniesione zostało naroże północno-wschodnie – o 1312 mm (Rys. 2).



Rys. 2. Naroże budynku dwukondygnacyjnego: a) przed rektyfikacją, b) w trakcie rektyfikacji, c) po przeprowadzonej rektyfikacji z widocznym przemieszczeniem  $u_{obj} = 1312$  mm

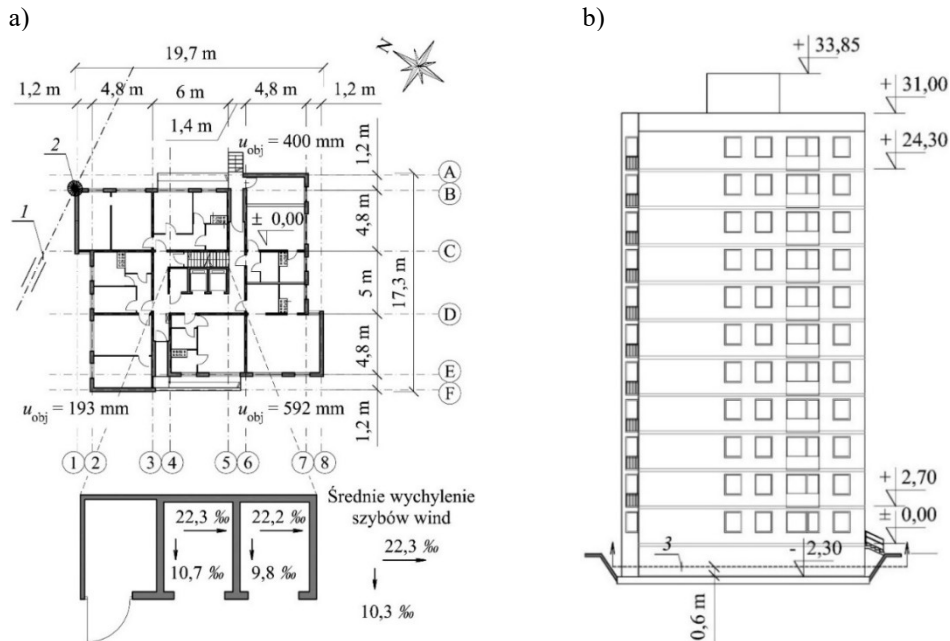
### 4. Budynek jedenastokondygnacyjny

W odniesieniu do budynków wielokondygnacyjnych badanie miarodajnego wychylenia i określenie wysokości podniesienia przeprowadzono w jedenastokondygnacyjnym, całkowicie podpiwniczonym budynku mieszkalnym cechującym się rzutem, który można wpisać w prostokąt o długości boków 19,7 m i 17,3 m (Rys. 3a).

Wyniki pomiarów nachylenia posadzek i wychylenia krawędzi ścian wykazywały znaczne rozbieżności w poszczególnych kondygnacjach i mieszkaniach.

Wynikało to z faktu, że część podłóg w mieszkaniach była poziomowana w czasie wychylania się obiektu. Z kolei wychylenie zewnętrznych krawędzi budynku różniło się na wysokości poszczególnych kondygnacji, co wynikało głównie z przyjętej technologii ich wznoszenia oraz ujawniania się wpływów w czasie budowy. Pomiarów wychylenia trzonu wind wykazywały największą zgodność. Wyniki niezależnych pomiarów wychylenia trzonu w dwóch szybach wind zamieszczono na szczególe na rys. 3a. Średnie wychylenie trzonu wynosiło 22,3 mm/m w kierunku dłuższego boku rzutu budynku i 10,3 mm/m w kierunku boku krótszego. Uzyskane wyniki wskazują, że konstrukcja trzonu wind była wykonywana z największą dokładnością i nie podlegała przeróbkom w czasie eksploatacji obiektu. Zatem wychylenie tego elementu uznano jako miarodajne przy wyznaczaniu wartości,

o jakie należy wyprostować budynek. Na tej podstawie wyznaczono wartości nierównomiernego podniesienia obiektu. O największą wartość wynoszącą  $u_{obj} = 592$  mm podniesiono południowe naroże budynku.



Rys. 3. Podpiwniczony budynek wysokości XI kondygnacji nadziemnych: a) rzut parteru, b) elewacja północna; 1 – oś obrotu, 2 – punkt stały, 3 – powierzchnia rozcięcia

## 5. Podsumowanie

Na podstawie dokonanego przeglądu literatury oraz badań własnych wyciągnięto następujące wnioski. W budynkach parterowych miarodajną wielkością, na podstawie której wyznacza się wysokość podnoszenia rektyfikowanego budynku winno być wychylenie ścian. Z kolei w przypadku budynków parterowych z użytkowym poddaszem miarodajną wielkością jest nachylenie posadzki poddasza. Projektując wysokość podnoszenia budynków wielokondygnacyjnych, za miarodajne należy przyjąć wychylenia od pionu sztywów wind. Jeżeli w budynku wielokondygnacyjnym nie występują windy, to zasadnym jest przyjęcie odchylenia od pionu lub poziomu nieodkształconego elementu konstrukcyjnego. W przypadku budynków o konstrukcji ścianowej o sztywnych stropach zmiana nachylenia stropów jest równa zmianom wychylenia ścian. W odniesieniu do zespołu budynków należy rozróżnić dwie sytuacje. Jeśli każdy segment funkcjonuje jako niezależny obiekt, w szczególności nie występują przejścia między nimi, to miarodajne wychylenie każdego segmentu należy wyznaczać niezależnie tak jak wychylenie budynku jednosegmentowego. Jeżeli występują przejścia między budynkami, to rektyfikacja budynku nie powinna prowadzić do wystąpienia wzajemnych pionowych przemieszczeń między połączonymi ze sobą funkcjonalnie obiektami. Na wysokość podnoszenia rektyfikowanych budynków wpływa także technologia prowadzonych prac. Jeżeli polegają one na wykonaniu nowych fundamentów lub wypełnieniu pustki pod fundamentami, wówczas rektyfikowane obiekty należy podnieść o dodatkową wartość umożliwiającą wykonanie zaprojektowanych prac.



## OCENA EFEKTYWNOŚCI WYBRANEGO SYSTEMOWEGO POWIERZCHNIOWEGO WZMOCNIENIA MURÓW Z BLOCzków ABK PODDANYCH UKOŚNEMU ŚCISKANIU

Marta Kałuża<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: marta.kaluza@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** ABK, ukośne ściskanie, wzmocnienie, proces niszczenia, procedura obliczeniowa.

### 1. Wprowadzenie

Celem artykułu jest ocena efektywności poprawy parametrów wytrzymałościowych ścian z bloczków z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) przy użyciu systemowego zestawu do powierzchniowego wzmocnienia ścian murowanych. Wpływ wzmocnienia określono badawczo poprzez porównanie istotnych wielkości (zarysowania, nośności, odkształcalności, ciągliwości) pomierzonych w elementach niewzmocnionych i obustronnie wzmocnionych. Dzięki zastosowaniu optycznego pomiaru odkształceń zidentyfikowano etapy niszczenia modeli. Zaprezentowano też metodę wyznaczania sił rysujących i nośności, uwzględniających wpływ zastosowanego wzmocnienia.

### 2. Charakterystyka badań

Modele badawcze wykonano z bloczków z autoklawizowanego betonu komórkowego o wymiarach 599×199×240 mm, odmiany „600”. Ściany wzmocniono obustronnie siatką szklaną typu MG-220 o oczkach 25×25 mm zatopioną w zaprawie mineralnej zbrojonej włóknami szklanymi.

Na podstawie badań materiałowych wyznaczono stosowne wytrzymałości bloczków, zaprawy do cienkich spoin i zaprawy wzmocniającej. Parametry siatki szklanej przyjęto z karty technicznej producenta [1].

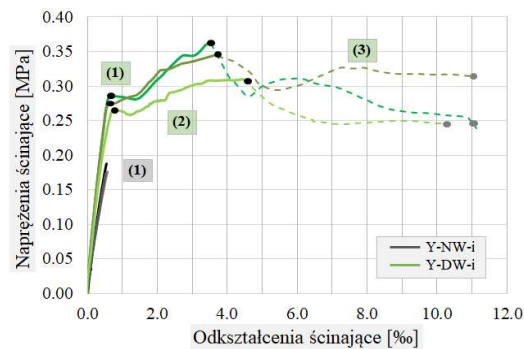
Badania modeli ścian (w dwóch seriach) o wymiarach 1200×1200×240 mm przeprowadzono w schemacie ukośnego ściskania wg normy ASTM-E519-15 [2].

### 3. Rezultaty i dyskusja

Na podstawie pomiaru siły ścisniającej i zmian długości przekątnych wyznaczono naprężenia i odkształcenia ścinające modeli niewzmocnionych (Y-NW) oraz wzmocnionych (Y-DW), których przebieg pokazano na rys. 1.

Zachowanie elementów niewzmocnionych charakteryzowała liniowa zależność naprężenie – odkształcenie. Ich zarysowanie było równoznaczne ze zniszczeniem, które nastąpiło gwałtownie, bez wcześniejszego ostrzeżenia.

W modelach obustronnie wzmocnionych zidentyfikowano 3 fazy pracy elementów – zarysowanie, osiągnięcie pełnej nośności elementów i fazę ciągłą. Na wykresie (Rys. 1) zaznaczono punkty charakterystyczne dla każdej z tych trzech faz. Zniszczenie elementów wzmocnionych było wydłużone w czasie, a obraz powstałych uszkodzeń można było wyraźnie obserwować dopiero po usunięciu siatki z powierzchni modelu.

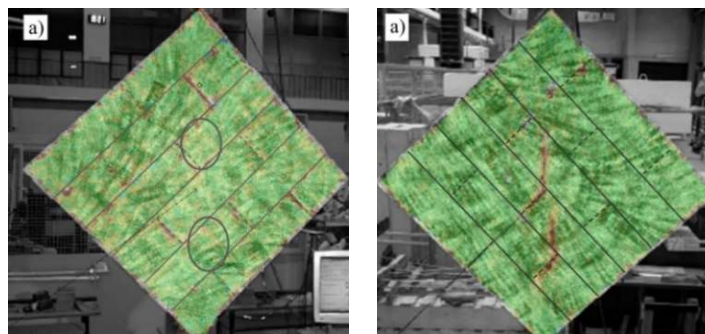


**Rys. 1.** Zależność naprężenie – odkształcenia dla modeli niewzmocnionych i wzmocnionych

Dzięki zastosowaniu optycznego pomiaru odkształceń możliwa była analiza sposobu narastania odkształceń w murze i wskazanie miejsc newralgicznych, którymi w obydwu przypadkach okazały się niewypełnione spoiny pionowe.

W elementach niewzmocnionych, w początkowej fazie bloczki „rozsunęły” się w niewypełnionych spoinach. Następnie obserwowano wzrost deformacji w spoinach wspornych, w miejscach styku z najsilniej rozsuniętymi bloczkami (Rys. 2a). W momencie przekroczenia nośności spoiny na ścinanie dochodziło do niekontrolowanego zniszczenia modelu. Konsekwencją gwałtownego charakteru zjawiska było rozerwanie bloczków.

W modelach wzmocnionych siatka znacznie ograniczała możliwość rozsuwania się bloczków poprzecznie do niewypełnionych spoin, a zatem w spoinach wspornych nie obserwowano szybkiego narastania odkształceń. W momencie zarysowania muru bloczki uległy spękaniu. Na rys. 2b widoczne są miejsca powstania rys w bloczkach; są one zlokalizowane na stykach z niewypełnioną spoiną. A zatem, niewypełnione spoiny były wstępnym uszkodzeniem, które inicjuje dalsze niszczenie muru.



**Rys. 2.** Obraz deformacji muru w momencie zarysowania: a) mur serii Y-NW, b) mur serii Y-DW

W obydwu modelach obserwowano zniszczenie typu Diagonal cracking, jednak w elementach niewzmocnionych rysa przebiegała przede wszystkim przez spoiny wsporne (dominująca płaszczyzna zniszczenia), natomiast w modelach wzmocnionych przez elementy murowe.

Zarysowanie modeli wzmocnionych nastąpiło przy znacznie wyższych siłach niż zniszczenie (zarysowanie) modeli niewzmocnionych. Wzrost ten wynosił ponad 50%. Maksymalna siła odnotowana we wzmocnionej serii była o prawie 90% wyższa niż w modelach niewzmocnionych. Ograniczenie przez siatkę poszerzania się powstałych pęknięć w murze spowodowało pojawienie się pożądanej, zwłaszcza na obszarach występowania cyklicznych oddziaływań, fazy ciągłej, którą charakteryzują wysokie odkształcenia elementów.

#### 4. Analityczne szacowanie sił wynikających z udziału wzmocnienia

Do wyznaczenia siły rysującej i maksymalnej, odpowiadającej za nośność muru wzmocnionego wykorzystano dwie dostępne procedury obliczeniowe. Zaproponowano jednak, aby przy wyznaczaniu maksymalnej siły przenoszonej przez wzmocniony element uwzględnić zarówno siłę przenoszoną przez warstwę zaprawy (stan do momentu zarysowania), jak i siłę przenoszoną przez siatki w systemie wzmacniającym, pomimo tego, iż jej odkształcenia są już wstępnie ograniczone z uwagi na współpracę siatki z zaprawą i systemu wzmacniającego z murem.

Siła wynikająca z udziału matrycy wzmacniającej wyznaczona została ze wzoru (1), na podstawie założeń przyjętych w [3]:

$$F_{(1)TRM} = \frac{l}{0,707} f_{t,TRM} t_m n_w \quad (1)$$

gdzie podstawowym parametrem matrycy wzmacniającej jest jej wytrzymałość na rozciąganie  $f_{t,TRM}$ ,  $n_w$  to liczba warstw zaprawy wzmacniającej,  $t_m$  to sumaryczna grubość jednej warstwy wzmocnienia, a  $l$  to szerokość muru (równa jego wysokości).

Siłę wynikającą z udziału siatki zastosowanej jako dwustronne wzmocnienie wyliczono z zależności (2) przekształconej z wytycznych zawartych w [3] pkt. 13.2.1d.

$$F_{(2),TRM} = 2 \frac{l}{0,707} f_{fv} A_f n_i \quad (2)$$

Parametrem istotnym jest tutaj projektowana wytrzymałość wzmocnienia  $f_{fv}$  wyliczana ze wzoru (3), gdzie  $E_f$  to moduł sprężystości siatki,  $\varepsilon_{fv}$  to jej projektowane odkształcenia rozciągające, według [4] ograniczone do 0,004,  $A_f$  to pole siatki na jednostkę długości w [mm<sup>2</sup>/mm], a  $n_i$  to liczba siatek w jednym pakiecie (po jednej stronie).

$$f_{fv} = E_f \varepsilon_{fv} \quad (3)$$

Wartości obliczone według powyższych zależności zestawiono w tabelicy na następnej stronie.

Siła	Oznaczenie	Zarysowanie	Wartość szczytowa
niszcząca model NW	$F_{\max,NW}$	73,14	73,14
uwzględniająca udział zaprawy	$F_{(1),TRM}$	36,13	36,13
uwzględniająca udział siatki	$F_{(2),TRM}$	-	32,09
sumaryczna siła	-	109,27	141,36
uzyskana w badaniach DW	$F_{i,DW}$	111,65	138,62
Różnica względem wartości pomierzonej		-2,27%	+1,97%

Uzyskane różnice między wartościami obliczonymi i pomierzonymi są nieznaczne, a więc można przyjąć, że w analizowanym przypadku zaproponowany sposób postępowania daje dobrą zgodność z wynikami badań. Oczywiście, w obliczeniach przyjęto nośność niewzmocnionego elementu bezpośrednio z badań, co powoduje ograniczenie w praktycznym ich zastosowaniu.

## 5. Wnioski

Podstawowe wnioski wynikające z przeprowadzonych badań i analiz są następujące:

- zastosowanie technologii murowania z niewypełnionymi spoinami pionowymi powoduje bardzo niekorzystne zachowanie się muru poddanego ścinaniu,
- zastosowanie obustronnego wzmocnienia ścian skutkuje znacznym wzrostem nośności (rzędu 90%), opóźnieniem zarysowania (wzrostem siły rysującej o około 50%) oraz ciągłym zachowaniem elementów po uzyskaniu nośności,
- w murach niewzmocnionych – tuż przed zniszczeniem – obserwowano rysy przechodzące wzdłuż spoin wspornych, natomiast w ścianach wzmocnionych pękały elementy murowe; w obydwu przypadkach miejscem inicjującym zniszczenie były niewypełnione rysy pionowe,
- dostępne procedury obliczeniowe, po małych modyfikacjach, pozwalają na wiarygodne wyznaczenie siły rysującej i maksymalnej przenoszonej przez wzmocnione elementy.

## Bibliografia

- [1] Karta techniczna produktu – MAPEGRID G220, (2020). <https://www.mapei.com/pl/pl/produkty-i-rozwiazania/lista-produktow/informacje-o-produktach/mapegrid-g-220>
- [2] ASTM E519 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, (2015).
- [3] D'Antino T., Carozzi F.G., Poggi C.: *Diagonal shear behavior of historic walls strengthened with composite reinforced mortar (CRM)*, Mater Struct. 52 (2019) 114. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1414-1>.
- [4] American Concrete Institute, ed., ACI 549.4R-13: Guide to design and construction of externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix (FRCM) systems for repair and strengthening concrete and masonry structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 2013.





## INSULATION PERFORMANCE OF GEOPOLYMER MORTAR WITH POTENTIAL THERMAL CONDUCTIVITY REDUCING COMPONENTS

Maja Kępnia<sup>1</sup>, Piotr Prochoń<sup>2</sup>, Wojciech Piątkiewicz<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: maja.kepnia@pw.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: piotr.prochon@pw.edu.pl

<sup>3</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: wojciech.piatkiewicz.dokt@pw.edu.pl

**Keywords:** *geopolymer, thermal conductivity, air-entraining additive, cement-free mortar.*

### 1. Introduction

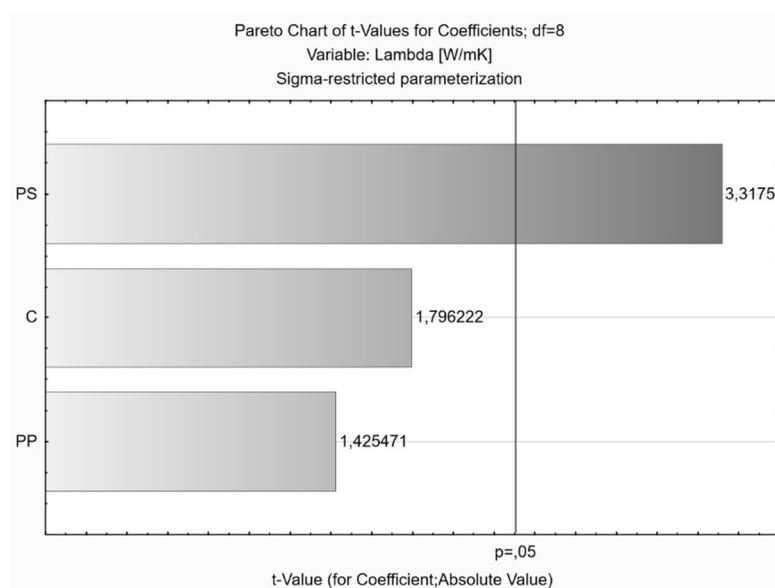
Alkali-activated materials (AAMs) are a new group of binders characterized by an amorphous, inorganic structure based on calcium-aluminum-silicon compounds. Composites with AAMs are obtained by adding an alkaline activator to the pozzolanic material under appropriate curing conditions. The resulting binder is characterized, in addition to properties similar to those of cementitious binders, by high chemical and thermal resistance. Davidovits [1] noted that geopolymer binders provide excellent fire resistance properties up to 1200 °C. In a study by Zhao et al [2], it was confirmed that for the same mechanical properties, geopolymer composites showed higher fire resistance than those with Portland cement. The examples presented demonstrate the high potential of alkali-activated materials for the production of heat-resistant composites.

### 2. Materials and methods

The influence of modification of the geopolymer composite was subjected to the study with three additives potentially increasing thermal insulation: perlite powder, perlite sand and cenospheres. The aim of the experiment was to optimize the dosing ranges of individual components with a critical impact on thermal conductivity. For the factor analysis, three composition parameters were selected: the proportion of perlite sand in kg per m<sup>3</sup> of composite, the proportion of perlite powder in kg per m<sup>3</sup> of composite, the proportion of cenospheres in kg per m<sup>3</sup> of composite. The experiment was carried out using a randomized fractional factorial plan for three variables, which were assigned three levels of value. With FOX 314 plate apparatus, the thermal conductivity measurements were conducted in a stabilized state using the “hot plate” method.

### 3. Results and discussion

For none of the experimental compositions was there a failure to achieve the critical value of thermal conductivity. A significance analysis of the independent variables was carried out for the results obtained. Pareto analysis was chosen (Fig. 1). The results of the analysis indicate that the modification with perlite sand (PS) is statistically important for the thermal conductivity of the composite. As the perlite sand content increases, the thermal conductivity of the composite decreases significantly, which is related to the high porosity of the additive.



Rys 1. Analiza Pareto dla przewodności cieplnej

Fig 1. Pareto analysis of thermal conductivity

Source: Own elaboration

Modification of the composite with perlite sand had the greatest effect on heat conduction. The increase of air entrance additives in place of natural sand in examined mortars caused more porous structure. This correlation can negatively affect other mechanical properties of the analysed geopolymer mortar. Thanks to statistical analysis and SEM images it was possible to establish the level of perlite sand in geopolymer mortar composition on 30 kg/m<sup>3</sup>. The level of cenospheres and perlite powder in geopolymer mortars need to be further examined and established in relation to changes of compressive and flexural strength of mortars.

### References

- [1] Davidovits J.: *Fire proof geopolymeric cements*, Proceedings of Second International Conference Geopolymere, 1999, p. 165-169.
- [2] Zhao R., Sanjayan J. G.: *Geopolymer and Portland cement concretes in simulated fire*, Mag. Concr. Res., 63 (3), 2011, p. 163-173.



## KOMPENSACJA PRZEMIESZCZEŃ FASAD W BUDYNKACH Z TERENÓW GÓRNICZYCH

Michał Kucharski<sup>1</sup>, Marek Dohojda<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,  
ul. Nowoursynowska 159 Bud. 33, 02-776 Warszawa, mail: [michal\\_kucharski@sggw.edu.pl](mailto:michal_kucharski@sggw.edu.pl)

<sup>2</sup> Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,  
ul. Nowoursynowska 159 Bud. 33, 02-776 Warszawa, mail: [michal\\_kucharski@sggw.edu.pl](mailto:michal_kucharski@sggw.edu.pl)

**Słowa kluczowe:** *racking, drift, curtain wall, kompensacja przemieszczenia, fasada aluminiowa.*

### 1. Wprowadzenie

Wielu projektantów konstrukcji budynków nie zdaje sobie sprawy z wymagań jakie niesie za sobą zastosowanie ścian kurtynowych. Standardowe projektowanie budynków zgodnie z wymaganiami norm europejskich z uwagi na przemieszczenia pionowe stropów, ugięcie zwykle przyjmuje się jako  $L/250$  dla belek drugorzędnych, czy nawet  $L/500$  w przypadku belek nadprożowych, gdzie  $L$  jest rozpiętością elementu. Poziome przemieszczenia budynku standardowo przyjmujemy jako  $H/500$  dla budynków wielokondygnacyjnych, gdzie wielkość  $H$  stanowi wysokość położenia względem fundamentu. W naszym przypadku często bywa to jednak niewystarczające z uwagi na możliwości kompensacji tych ruchów w dostępnych systemach fasad aluminiowo-szklanych. Dodanie do tych odkształceń przemieszczeń całego budynku w związku z nierównomiernym osiadaniem na terenach górniczych lub drganiem poziomymi z uwagi na tąpnięcia w kopalniach, może skutkować awariami konstrukcji, których dałoby się uniknąć na etapie projektowania. W tym celu staramy się przybliżyć problem kompensacji przemieszczeń w ścianach kurtynowych.

### 2. Rodzaje przemieszczeń w ścianach kurtynowych

Zgodnie z publikacją [1] wyróżnia się trzy rodzaje przemieszczeń głównej konstrukcji budynku wpływające na integralność fasad metalowo-szklanych. Są to równomierne ugięcie stropów z uwagi na ciężar fasady oraz fit-out (czyli wykończenie wnętrza budynku pod zamawiającego powierzchnię), nierównomierne ugięcia stropów związane głównie z obciążeniem użytkowym i odkształcenia poziome spowodowane obciążeniem wiatrem i poziomym obciążeniem użytkowym, a w sytuacjach wyjątkowych uderzenie lub trzęsienie ziemi. Wszystkie te przemieszczenia konstrukcji głównej budynku wpływają na racking, czyli zmianę nominalnie ortogonalnej geometrii słupów i rygli fasady w kształty trapezoidalne lub równoboczne. Możliwa jest także translacja i obrót kwater. Wpływy te należy uwzględnić zarówno przy doborze rozwiązań ściany kurtynowej jak i samej konstrukcji głównej. Zauważalna staje się tutaj potrzeba ścisłej współpracy projektantów fasady i konstrukcji głównej budynku. Brak tej współpracy od samego początku procesu

projektowego, często skutkuje niemożliwością doboru systemu ściany kurtynowej, która jest w stanie skompensować te przemieszczenia później na etapie wykonawstwa.

W przypadku konstrukcji z terenów górniczych i pogórnicych dochodzi jeszcze dodatkowe wyzwanie związane z nierównomiernym osiadaniem budynków i dodatkowymi wychyleniami-przemieszczeniami poziomymi związanymi z tąpnięciami w kopalniach, których skutkiem są oddziaływania sejsmiczne. Zgodnie z [2] w przypadku fasad słupowo-ryglowych producent może deklarować odporność na oddziaływania sejsmiczne co jest określone miarą kąta, o który można bezpiecznie wychylić słupy fasady. Odporność tę definiuje się oddzielnie z uwagi na stan graniczny użyteczności i stan graniczny nośności. Natomiast wg [3] zakłada się, że do wznoszenia obiektów budowlanych przydatne są tereny zagrożone wpływami deformacji ciągłych od 0 do IV kategorii deformacji terenu górniczego włącznie (czyli nachylenie  $T \leq 15\%$  i promień krzywizny  $R \geq 4$  km w niecce obniżenia i odkształcenie poziome gruntu  $\epsilon \leq 9\%$ ) oraz wstrząsami górnicyzmi o przyspieszeniu do  $1000 \text{ mm/s}^2$ , a kategorii jest sześć od 0 do V. Analizując mapę obszarów górniczych w Polsce [4], można dojść do wniosku, że tereny górnicze są rozsiane po całym kraju. W związku z powyższym należy mieć na uwadze, że problem szkód górniczych nie dotyczy tylko Śląska.

Aby zapobiec uszkodzeniom ścian osłonowych w budynkach, konieczne jest zastosowanie kompensacji przemieszczeń. Oznacza to, że ich konstrukcja musi mieć pewną podatność i możliwość dostosowania się do ruchów konstrukcji głównej budynku.

Najprostszym sposobem na zapewnienie kompensacji przemieszczeń w ścianach kurtynowych jest zastosowanie podziałów elewacji na segmenty w taki sposób, aby zminimalizować wpływ zmiany geometrii kwater na wartości większe niż nominalnie dopuszczalne. Przekroczenie dopuszczalnych przemieszczeń wypełnienia ściany kurtynowej w stosunku do słupków i rygli wpływa na wzrost ryzyka wystąpienia awarii w postaci rozszczelnienia, a nawet wypadania szklenia z fasady lub jego pęknięcia w przypadku kontaktu szklenia z metalicznymi elementami fasady.

Należy tu mieć na uwadze, że racking (zmiana geometrii kwatery fasady) spowodowany zarówno opuszczeniem się słupa jak i dryftem poziomym, będzie miał największy wpływ w przypadku kwater wąskich i wysokich, a najmniejszy przy niskich i szerokich.

W pracy [1] przedstawiono także mechanizm rackingu od działania przemieszczenia poziomego, gdzie pokazano jak wychylenie poziome kwatery prowadzić może do ściskania w szkleniu po przekątnej. Trzeba mieć na uwadze, że należy sumować wpływ rackingu od przemieszczeń pionowych i poziomych konstrukcji, co nie jest łatwe do zrealizowania, gdyż w przypadku oparcia szklenia o słupek, cały jego ciężar spoczywa na jednej podporze. Przy dalszym wychylaniu konstrukcji po wyczerpaniu rezerw przemieszczenia w szczelinie pomiędzy szybą a konstrukcją kwatery, ściskanie w szkleniu rośnie szybko i dodatkowo zależy od rodzaju wykończenia krawędzi w szkłe, np. zeszlifowanie krawędzi pozwoli zredukować naprężenia względem szklenia z ostrymi narożami bez szlif.

### **3. Rodzaje systemów ścian kurtynowych aluminiowo-szklanych a kompensacja przemieszczeń**

Kolejnym sposobem kompensacji rackingu może być wybór systemu słupowo-ryglowego, w którym szczelina pomiędzy szybą a słupem oraz głębokość mocowania szyby w uszczelkach jest wystarczająca z uwagi na ryzyko kontaktu szklenia z metalicznym

noskiem fasady lub wysunięciem szyby z uszczelek. Są to systemy o większej szerokości słupków i rygli, zazwyczaj systemodawcy mają asortyment o różnej szerokości słupków i rygli i z różnym sposobem mocowania szklenia. Fasady słupowo-ryglowe z listwą dociskową i klipsem maskującym mają zazwyczaj większą tolerancję na racking (zmianę geometrii) niż fasady semistrukturalne z punktowo mocowanymi elementami dociskowymi – „motylkami” – ukrytymi w specjalnej konstrukcji szyby i wykończonych od zewnątrz fugą silikonową.

Pionowe przemieszczenia słupów większe od dopuszczalnych, są możliwe do zaprojektowania poprzez zastosowanie dodatkowych przekładek pomiędzy panelem wypełniającym, a noskiem słupa fasadowego [5]. Dzięki takiemu rozwiązaniu blokuje się możliwość kontaktu szklenia z metalicznym noskiem słupa, co stanowiłoby punktową koncentrację naprężenia i awarię wypełnienia szklanego. Takie podkładki powinny być wykonane z podatnego materiału, tak aby rozkładać naprężenie na całej powierzchni styku i jednocześnie zachowywać się na tyle sztywno, by utrzymać dystans pomiędzy noskiem a szkleniem. Najczęściej są to tworzywa sztuczne, np. PA6, ABS itd. Trzeba mieć też na względzie, że pionowe blokowanie szyby zwiększa kompensację z uwagi na racking wywołany przemieszczeniem pionowym, ale zmniejsza to jednak możliwości kompensacji od dryftu poziomego. Ważnym aspektem jest też przenoszenie ciężaru szkła przez jedną podpórę.

Następnym rozwiązaniem może być dodatkowa nakładka obniżająca położenie dolnej uszczelki rygla przy jednoczesnym zwiększeniu listwy dociskowej zewnętrznej, dzięki czemu nie zwiększając całej szerokości rygla, zwiększono możliwość kompensacji przemieszczeń pionowych [6].

Ostatnim prezentowanym sposobem kompensacji odkształceń jest dylatowanie słupków i rygli w fasadach segmentowych, które pozwala na kompensację przemieszczeń od kilku do kilkunastu milimetrów w ramach pracy poszczególnych segmentów w płaszczyźnie fasady [7, 8]. Dodatkowo w takich systemach można też zastosować suwliwe połączenia segmentu z konstrukcją, pozwalające dodatkowo zniwelować wpływ dryftu konstrukcji. Zgodnie z [9] połączenia suwliwe są dobrym sposobem radzenia sobie z dryftem przy dużych formatach szklenia. W indywidualnych rozwiązaniach używano specjalnych mocowań opartych na teflonowych przekładkach.

#### 4. Podsumowanie

Przy tak dynamicznie rozwijającym się budownictwie kubaturowym możliwości kompensacji ruchów fasad metalowo-szklanych są zależne od gabarytów kwater i rodzaju szerokości systemu słupków i rygli oraz z uwagi na sposób mocowania szklenia. Największą możliwość kompensacji mają fasady segmentowe, które z uwagi na sposób montażu są też najszybszymi w wykonaniu na budowie. Wartości przemieszczeń pionowych i poziomych konstrukcji głównej budynku, do której mocowana jest fasada, są często większe, z uwagi na racking, od dopuszczalnych przemieszczeń kwater wypełnionych szkleniem pomimo przyjęcia wartości granicznych ugięć konstrukcji budynku na podstawie norm europejskich. Przy zastosowaniu odpowiedniej technologii można znacząco ograniczyć przemieszczenia konstrukcji głównej budynku [10]. Przemieszczenia wywołane wpływem posadowienia konstrukcji na terenach górniczych i pogórniczych powinny być dodatkowo zdefiniowane w projekcie konstrukcji budynku razem z pozostałymi obciążeniami wpływającymi na przemieszczenia fasad. Należy je poddać dokładnej analizie, a projektanci fasad

i konstrukcji powinni ściśle ze sobą współpracować, tak aby w razie potrzeby maksymalnie zredukować wartości przemieszczeń kwater. Pomimo tego wartości przemieszczeń na terenach górniczych mogą przekraczać wartości dopuszczalne z uwagi na wielkość wychyleń i osiadań w obszarach prognozowanych niecek obniżeniowych. Opracowanie trafnej prognozy podającej ekstremalne wartości wskaźników deformacji terenu jest tu kluczowe i wymaga sporych nakładów finansowych ze względu na wykonanie geofizycznych badań podłoża i jego ocenę za pomocą badań *in situ*.

## Bibliografia

- [1] Trifonov S., Dakov D.: *Accommodation of structural movement in glass-aluminium curtain walls*. Czech Journal of Civil Engineering 2015/1.
- [2] PN-EN 13830:2015-06 Ściany osłonowe - Norma wyrobu.
- [3] Kawulok M.: *Górnictwo I Geologiczno-gruntowe Dane Do Projektowania Budynków Na Terenach Górniczych*. 2003. Print.
- [4] Mapa obszarów górniczych w Polsce. <http://geoportal.pgi.gov.pl/midas-web/pages/zloza/wyszukiwanie.jsf?conversationContext=2> dostęp 14-05-2023 8:50.
- [5] Racking. Wpływ ugięcia płyty stropowej na ścianę osłonową słupowo-ryglową aluminiowo szklaną MB-SR50N, MB-SR60N, MB-SR50N EFEKT, MB-SR60N EFEKT Aluprof Alluminium Systems Grupa Kęty 05/2019.
- [6] Katalog indywidualnych rozwiązań obiektowych: Prosta Tower Aluprof.
- [7] Katalog rozwiązań MB-SE75 ŚCIANA OSŁONOWA ELEMENTOWA. Aluprof 04/2009.
- [8] *Katalog rozwiązań MB-SE85 SG FASADA SEGMENTOWA*. Aluprof.
- [9] Jordan S.: *Jumbo Glass Requires Innovative Seismic Solutions*. 8.12.2020 <https://www.usglassmag.com/2020/12/jumbo-glass-requires-innovative-seismic-solutions/> dostęp 14-05-2023 10:30.
- [10] Rzymiski E., Dohojda M.: *Projekt budynku wysokiego w konstrukcji trzonowo-szkieletowej*. Przegląd budowlany. 2019. P. 38-48.



## SIŁA ABSTRAKTU VS. SIŁA GRAWITACJI. NIETYPOWE KONSTRUKCJE CHRISTIANA KEREZA

Damian Radwański<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Architektury, ul. Akademicka 7, 44-100 Gliwice,  
mail: damian.radwanski@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** Christian Kerez, konstrukcja, zasady, abstrakcja.

### 1. Wstęp

Znanym i wyrazistym symbolem dwudziestowiecznej idei zogniskowanej na poszukiwaniu konstrukcyjnego optimum, stał się paraboliczny przekrój hangaru dla sterowców, jaki zrealizowany został w 1916 r. w Orly pod Paryżem. Zdefiniowany równie prostą co genialną koncepcją statyczną autorstwa Eugena Freyssineta, stanowił lustrzaną reminiscencję swobodnie zwisającej liny, która *zamocowana na dwóch końcach przeciwstawiła się obciążeniom dzięki swemu naturalnie przyjętemu ukształtowaniu* [1].

W ten sposób idea łącząca innowację technologiczną z konstrukcyjną, okazała się zwiastunem nadchodzących zmian, także w architekturze, przynosząc równocześnie francuskiemu inżynierowi zaszczytny tytuł prekursora nowego nurtu – konstruktywizmu [2], wyraźnie inspirowanego naturą i silnie zakotwiczonego w określających ją prawach.

W 1961 r. potwierdził to Pier Luigi Nervi, który w referacie wygłoszonym podczas VI Kongresu Międzynarodowej Unii Architektów w Londynie, stwierdził między innymi, że *wiek XX (...) będzie sławny z tego, że wprowadził styl zgodności z prawami natury* [3].

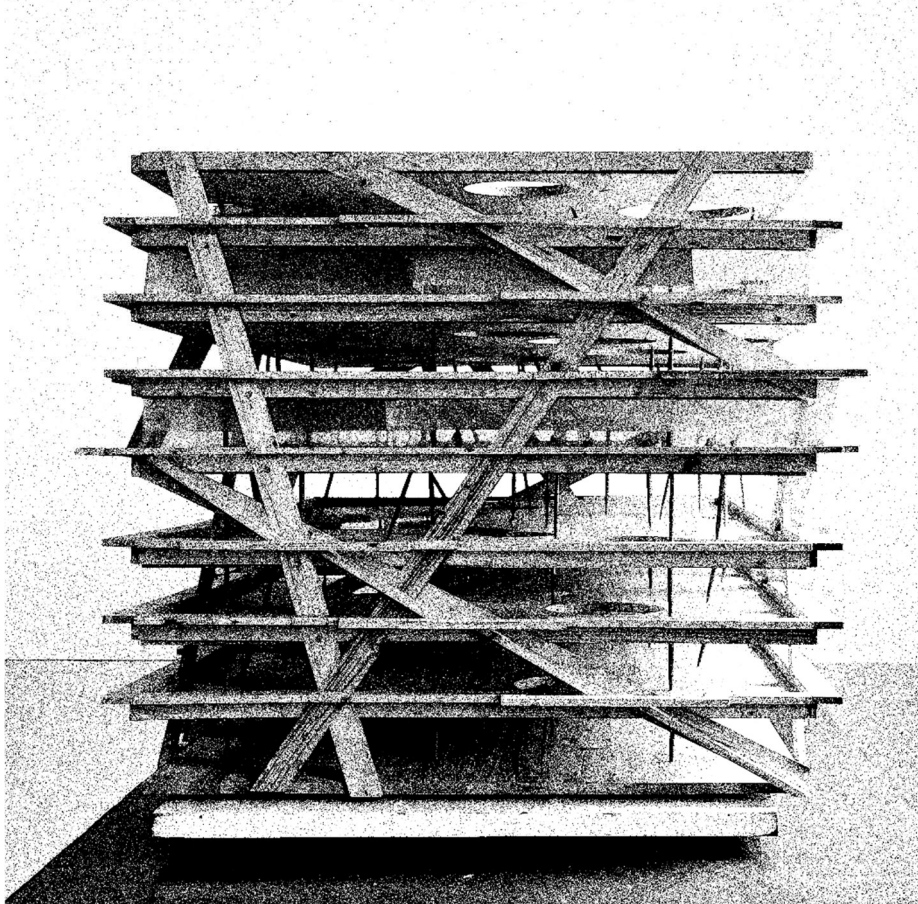
40 lat później, jeden z najbardziej rozpoznawalnych szwajcarskich architektów – Christian Kerez, zainicjował cykl projektów o skrajnie odmiennych konstrukcjach, których abstrakcyjne charakterystyki geometryczne wyraźnie przeczą *ekonomice form natury: żebrowanej błonie liścia, cienkościennej muszli, mocnej i subtelnej pajęczynie, naprężonej powłoce bańki* [4].

### 2. Materiały i metody

Niniejsze studium przypadku poszukuje odpowiedzi na pytanie: gdzie należy szukać źródeł tak wyjątkowej i niepowtarzalnej charakterystyki domeny konstrukcyjnej projektów Christiana Kereza, który od ponad 20 lat przedkłada koncipowanie eksperymentalnych układów nośnych nad przetwarzanie i rozwijanie sprawdzonych wzorców i optymalnych modeli statycznych, zakorzenionych w racjonalnych paradygmatach okresu modernizmu?

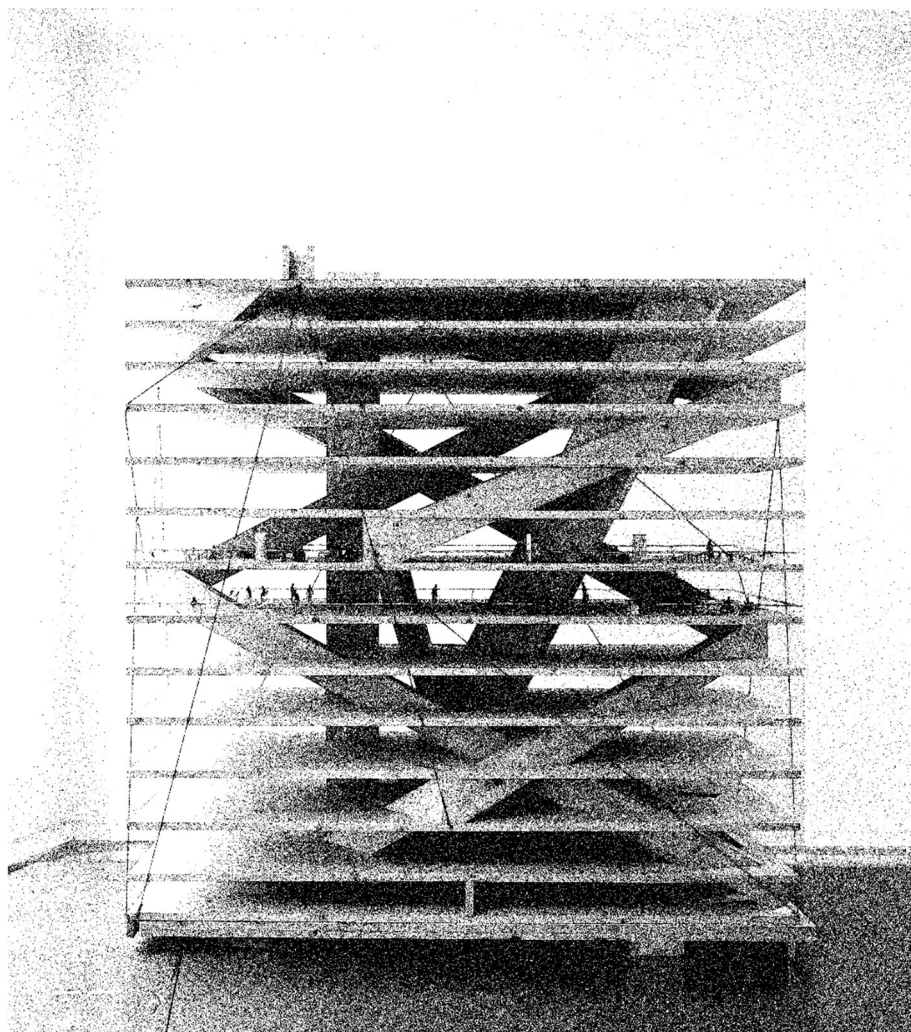
Główny materiał badawczy stanowią wypowiedzi szwajcarskiego twórcy oraz dwa mniej znane projekty konkursowe z 2008 r. – Holcim Competence Center w Holderbank (Rys. 1) i Swiss Re Next w Zurichu (Rys. 2) – wyjątkowo jednoznacznie zdefiniowane układami konstrukcyjnymi.

Istotnym wątkiem analizy są także informacje związane z istotą ewolucji wzajemnych relacji pomiędzy architekturą i sztuką XX w., które po kilku dekadach całkowitej zapaści, ożywione zostały ponownie na przełomie lat 70. i 80. Jedną z pochodnych tego procesu było nowe zjawisko, polegające na implementacji ulotnych i niematerialnych idei (leżących u podstaw awangardowych narracji artystycznych) do realnego świata budowli.



Rys. 1. Kerez Ch. Model Centrum Kompetencji Holcim w Holderbank, 2008, źródło: autor





Rys. 2. Kerez Ch. Model Swiss Re Net w Zurichu, 2008, źródło: autor

### 3. Wyniki

Z przeprowadzonej analizy wynika, że źródłem wyjątkowej i niepowtarzalnej charakterystyki domeny konstrukcyjnej projektów Christiana Kereza jest jego autorska strategia projektowa, tożsama z potrzebą poszukiwania i definiowania zasad, które mogłyby zminimalizować, a w skrajnych przypadkach całkowicie wykluczyć, udział arbitralnych decyzji z procesu projektowego, co pozwoliłoby przewyciężyć skłonności i upodobania tak do symbolicznego traktowania architektury oraz do podejmowania decyzji estetycznych.

Traktowanie przez szwajcarskiego architekta każdego *obiekta w sposób czysto konceptualny* [4], wskazuje jednoznacznie na konotacje wypracowanej metody projektowej z doktryną sztuki postprzedmiotowej. Świadczą o tym także wypowiedzi architekta,

w których przedkłada – podobnie jak robią to twórcy sztuki konceptualnej – intelektualny proces twórczy nad powstałe ostatecznie dzieło.

Znamiennym jest fakt, że Chrystian Kerez często podkreśla, iż zdecydowanie najwięcej czasu zajmuje mu poszukiwanie i tworzenie zasad, które *przynoszą rozstrzygające rozwiązanie* [5], a każdy *obiekt, każde ostateczne rozwiązanie jest jedynie pochodną zasad, jednym z możliwych wariantów abstrakcyjnej gry, której reguły, pozostają niewidoczne* [6] oraz że *prawdziwym źródłem emocji w grze jest jej wirtualna postać* [7].

#### 4. Wnioski

Projekty Christiana Kereza pokazują, że kreatywne poszerzenie spektrum podstawowych analiz struktur nośnych (tożsamy z badaniem stanów granicznych nośności i użytkowania konstrukcji) o wątki abstrakcyjne (zakorzenione w nurcie sztuki konceptualnej), prowadzi do powstania oryginalnych, ciekawych i niezwykle wysublimowanych rozwiązań, zawsze skłaniającymi do rozważań intelektualnych.

Ponadto zderzenie pierwiastka abstrakcji, charakteryzującego sztukę nowoczesną i współczesną, z domeną konstrukcją, podporządkowaną nadrzędnie naturalnym prawom natury, umożliwiło autorowi tej równie oryginalnej co prowokacyjnej idei, wykreować bardzo wyrazisty i niepowtarzalny zarazem wizerunek własny, jako twórcy interesującego i niepokornego.

#### Bibliografia

- [1] Trzeciak P.: Przygody architektury XX wieku. Nasza Księgarnia, Warszawa: 1974.
- [2] ibidem
- [3] ibidem
- [4] ibidem
- [5] Kerez Ch.: Christian Kerez 2005-2015. Junta Ishigami 2005-2015 Basics, El Croquis 182, Madrid: 2015, str. 19.
- [6] Franck G.: Christian Kerez 2000-2009. Basics on Architecture, El Croquis 145, Madrid: 2009, str. 15.
- [7] ibidem, str. 17.



68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

## SZKODY GÓRNICZE NA ŚLĄSKU W ASPEKCIE ZAGROŻENIA POWODZIOWEGO

*Andrzej Siudy*<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Kierownik Zbiorników Wodnych Goczałkowice i Kozłowa Góra  
Górnos Śląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A., mail: pas@otik.pl

### Streszczenie

W referacie zaprezentowane zostały problemy szkód górniczych pod obiektami gospodarki wodnej na Śląsku związanymi z eksploatacją zakładów górniczych w aspekcie zagrożenia powodziowego dla regionu. Zakłady górnicze działają na Śląsku od ponad 700 lat, natomiast wydobywanie na skalę przemysłową rozpoczęto od drugiej połowy XVIII wieku, kiedy to powstały pierwsze kopalnie w okolicach Rudy i Murcek. Obecnie wiele kopalni zostało zlikwidowanych, ale skutki osiadań terenu trwale przeobraziły tereny nad wyrobiskami. Istotny problem to zmiana granic wododziałów lokalnych rzek i cieków co powoduje, że wiele urządzeń wodnych ma zbyt małą przepustowość co powoduje lokalne podtopienia. W Regionie Śląska, Zagłębia i Zachodniej Małopolski powstało wiele zbiorników wodnych utworzonych w wyniku rekultywacji poprzez zalanie wyrobisk górniczych jak również zalania niecek bezodpływowych na terenach, gdzie osiadanie wyniosło kilkanaście metrów. Obszar usytuowany wzdłuż Małej Wisły od zapory Goczałkowickiej do Oświęcimia to teren intensywnej eksploatacji górniczej i związanych z tym znacznych osiadań terenu, przekraczających wielkość kilku metrów. Osiedlenia dotyczą zarówno korony wałów przeciwpowodziowych Małej Wisły, jak i dna rzeki oraz terenów na zawalu. Stwarza to problemy hydrauliczne w korycie rzeki, które nie występują w innych regionach Polski poza Śląskiem. Anomalie przepływu widoczne są szczególnie podczas przechodzenia Wielkich Wód. Dalsza intensywna eksploatacja górnicza na terenach poniżej zbiornika z roku na rok znacznie zwiększa zagrożenie przelania się wody przez koronę wałów przeciwpowodziowych wodami, które dotychczas uznawano za bezpieczne, ponieważ zakłady górnicze w ramach likwidacji szkód górniczych podnoszą wały z kilkuletnią zwłoką.





**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 2**

**FIZYKA BUDOWLI**





## WŁAŚCIWOŚCI AKUSTYCZNE DREWNIANYCH BUDYNKÓW SZKIELETOWYCH

Jacek Nurzyński<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instytut Techniki Budowlanej, ul. Filtrowa 1, 00-611 Warszawa, mail: j.nurzynski@itb.pl

**Słowa kluczowe:** akustyka, ochrona przed hałasem, budownictwo mieszkaniowe, drewniane budynki szkieletowe.

### 1. Wstęp

W artykule przedstawiono analizę wpływu wybranych szczegółów konstrukcyjnych i dodatkowych warstw izolacyjnych na parametry akustyczne ścian i stropów o drewnianej konstrukcji szkieletowej. Parametry te są znacznie słabiej rozpoznane niż w masywnych budynkach tradycyjnych [1, 2]. W przypadku układów stropowych rozpatrywano warstwy sufitowe i podłogowe, natomiast w przypadku ścian - zewnętrzne okładziny termiczne i wewnętrzne okładziny technologiczne. Przedstawione wyniki i wnioski mogą być przydatne przy projektowaniu lekkich budynków szkieletowych.

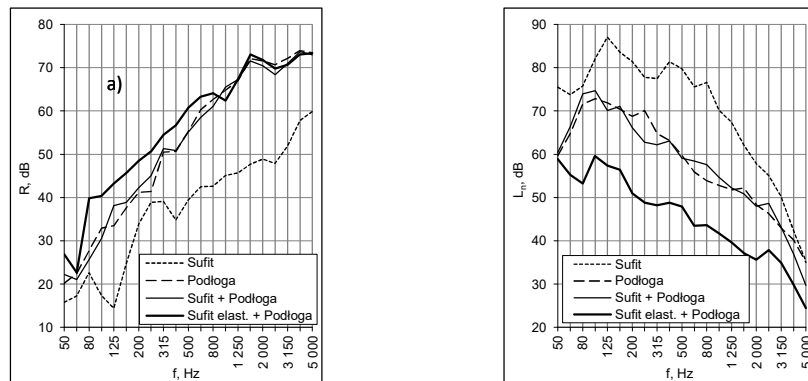
### 2. Materiały i metody

Analizę wykonano na podstawie wyników badań laboratoryjnych. Badano modele prefabrykowanego stropu, ściany wewnętrznej i fragmentu pełnej części elewacji. Rozpatrywano różne warianty konstrukcyjne i szczegóły montażowe. Stanowisko badawcze składało się z dwóch komór pogłosowych rozdzielonych przerwą dylatacyjną. Próbkę miały powierzchnię ok. 11,5 m<sup>2</sup> i były wykonane w sposób odzwierciedlający warunki rzeczywiste. Stanowisko badawcze, aparatura pomiarowa, warunki prowadzenia badań oraz sposób montażu próbek były zgodne z normą EN ISO 10140.

### 3. Wyniki

Pierwszy wariant stropu, złożony z konstrukcji nośnej i podwieszonego sufitu zamocowanego w sposób sztywny do belek konstrukcyjnych, wykazywał bardzo słabe właściwości akustyczne (Rys. 1a, 1b). W drugim wariantcie zastosowano samą pływającą podłogę (bez sufitu), złożoną z jastrychu cementowego oraz warstwy tłumiącej ze styropianu i wełny mineralnej. Dało to znaczenie lepszy efekt, wartości jednoliczbowe  $R_{A1}$  i  $L_{n,w}$  były o ok. 15 dB korzystniejsze niż w poprzednim przypadku, w ocenie akustycznej krytyczne były parametry uzyskiwane w zakresie dźwięków uderzeniowych. Następnie w wariantcie z podłogą dodano sztywno zamocowany sufit, co nie doprowadziło do poprawy właściwości akustycznych stropu. Świadczy to o dominującej roli strukturalnych dróg transmisji dźwięku. Z kolei sufit zamocowany za pośrednictwem wiotkich, metalowych profili spowodował radykalny wzrost izolacyjności, zwłaszcza w odniesieniu do dźwięków

uderzeniowych, gdzie nastąpiła poprawa o ok. 10 dB niemal w całym rozpatrywanym zakresie częstotliwości (Rys. 1a, 1b). Wartości wskaźników izolacyjności akustycznej wynosiły odpowiednio  $R_{A1} = 60$  dB oraz  $L_{n,w} = 49$  dB, uzyskane parametry stwarzały już możliwość zastosowania stropu w budownictwie mieszkaniowym.



Rys. 1. Strop drewniany, izolacyjność akustyczna od dźwięków: a) powietrznych, b) uderzeniowych

Badane modele ściany zewnętrznej składały się z nośnego elementu konstrukcyjnego, wewnętrznej okładziny technicznej i zewnętrznego ocieplenia. Okładzina zamocowana w sposób sztywny nie spowodowała poprawy izolacyjności akustycznej, natomiast po zastosowaniu elastycznych przekładek, ograniczających materiałową drogę przenoszenia dźwięku, nastąpił zdecydowany wzrost izolacyjności w zakresie średnich i wysokich częstotliwości. Z kolei ocieplenie typu ETICS wywołało rezonans i w konsekwencji nastąpił tylko niewielki wzrost wartości wskaźnika  $R_{A2}$ . Znacznie bardziej efektywna pod względem akustycznym była izolacja termiczna z przestrzenią wentylacyjną. W przypadku ściany wewnętrznej analizowano wpływ rodzaju szkieletu na jej właściwości akustyczne. Najlepszy efekt uzyskano w przypadku szkieletu podwójnego, a także szkieletu pojedynczego z dodatkową, elastycznie zamocowaną okładziną.

#### 4. Wnioski

W przypadku stropu i ściany zewnętrznej decydujące znaczenie dla uzyskiwanych parametrów akustycznych miały dodatkowe warstwy izolacyjne, w postaci podwieszonego sufitu, pływającej podłogi, izolacji termicznej oraz okładziny technologicznej. Izolacyjność ściany wewnętrznej zależała od rodzaju szkieletu. Wyniki wskazują na dużą rolę strukturalnych dróg transmisji w całym systemie przenoszenia dźwięku. Zastosowanie elastycznych przekładek, zawiesi i wiotkich profili montażowych pozwalało uzyskać znacznie wyższą izolacyjność akustyczną, niż w przypadku sztywnych zamocowań.

#### Bibliografia

- [1] Caniato M. et al.: *Acoustic of lightweight timber buildings: A review*. *Renew Sustain Energy Rev* 2017;80:585–96. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.05.110>.
- [2] Nowotny Ł., Nurzyński J.: *The influence of insulating layers on the acoustic performance of lightweight frame floors intended for use in residential buildings*. *Energies*, 2020, Vol.13, iss. 5, 1217, s. 1-15 DOI: 10.3390/en13051217 2020.





## WPŁYW BARIERY TERMICZNEJ NA EFEKTYWNOŚĆ ENERGETYCZNĄ ZESTAWU SZYBOWEGO

Anatoliy Pavlenko<sup>1</sup>, Jerzy Zb. Piotrowski<sup>1</sup>, Anna Stępień<sup>2</sup>, Anita Ciosek<sup>3</sup>,  
Karolina Sadko<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Świętokrzyska, Wydział Inżynierii Środowiska Geodezji i Energii Odnawialnej,  
al. Tysiąclecia PP 7, 25-314 Kielce, mail: apavlenko@tu.kielce.pl, piotrowski@tu.kielce.pl

<sup>2</sup> Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury, al. Tysiąclecia PP 7,  
25-314 Kielce, mail: a.stepien@tu.kielce.pl

<sup>3</sup> Politechnika Świętokrzyska, Szkoła Doktorska,  
mail: anitaciosek17@interia.pl, ksadko@tu.kielce.pl

**Słowa kluczowe:** bariera termiczna, zestawy szklane okienne, wspomaganie energetyczne.

### 1. Wstęp

Okno i najważniejszy jego składnik – zestaw szybowy jest najsłabszym ogniwem izolacyjnym całej obudowy budynku. W ścianach nieprzeziernych, zwiększając grubość izolacji, ograniczając mostki termiczne, można osiągnąć ochronę cieplną tych elementów spełniające warunki techniczne i określone standardy [1]. Tymczasem w przypadku okien, przegród przeziernych, jest to trudne do osiągnięcia na poziomie porównywalnym z przegrodami nieprzeziernymi. Stąd poszukiwania sposobu poprawienia efektywności energetycznej wyrażonej opornością cieplną i izolacyjnością przegród. O ile w ościeżnicach okiennych można materialnie i konstrukcyjnie poprawić izolacyjność, tak w przypadku zestawów szybowych jest ograniczona możliwość wynikająca z roli (funkcji) okna, które przede wszystkim mają być przezierny. Najczęściej poprawę izolacyjności uzyskuje się poprzez wypełnienie przestrzeni między szybami gazem, foliami ograniczającymi emisyjność czy zwiększając ilościowo zestawy szybowe. Efektem jest zalecany w przypadku okien współczynnik  $U = 0,9 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ , a dla przegród oszklonych  $U = 0,20 \text{ W/m}^2 \text{ K}$  [1].

W kilku ośrodkach w Polsce badane są możliwości poprawy izolacyjności okien. W Politechnice Świętokrzyskiej urządzono stanowisko badawcze do prowadzenia eksperymentu oceniającego możliwości stosowania różnych rozwiązań mających na celu podwyższenie temperatury w zestawie szyb okiennych, co spowoduje stworzenie bariery termicznej ograniczającej przepływ ciepła od strony wewnętrznej. Jest to zgodne z zasadą, że im mniejsza różnica temperatur między środowiskiem wewnętrznym i zestawem szybowym, tym mniejszy przepływ, a to związane jest z mniejszymi stratami ciepła i poprawą efektywności energetycznej.

Jakie są możliwości zwiększenia poziomu termicznego zestawu, ocena bilansu energetycznego, przy założeniu, że barierę termiczną uzyska się przy minimalnych kosztach zasilania w energię, analiza teoretyczna i eksperymentalna są przedmiotem artykułu.

## 2. Przepływ ciepła przez zestaw szybowy

W badaniu jednowymiarowym współczynnik  $U$  zestawu szybowego wyrażony jest wzorem:

$$U = \frac{1}{R_T} = \frac{1}{\frac{1}{h_i} + \sum_{s=1}^n \frac{\delta_g}{k_g} + \sum_{s=1}^{n-1} \frac{1}{h_{gap}} + \frac{1}{h_o}} \quad (1)$$

gdzie  $R_T$  to całkowity opór cieplny zestawu szybowego,  $h_i$ ,  $h_{gap}$  i  $h_o$  – współczynniki przenikania ciepła na wewnętrznej powierzchni szyby, w szczelinie między szybami i zewnętrzną powierzchnią,  $h_{gap} = h_{rad,gap} + h_{conv,gap}$  – suma współczynników przenikania ciepła przez promieniowanie i konwekcję,  $k_g$  – przewodność cieplna szyby,  $\delta_g$  – grubość,  $n$  – liczba płaszczyzn szklanych.

Przepływający w przestrzeni między szybami gaz, w wyniku ruchów konwekcyjnych, zdecydowanie zmieniających się pod wpływem zwiększenia dopływającej energii, znacząco wpływa na lepkość gazu i jego prędkość. Przenoszenie ciepła przez konwekcję ma wpływ na parametry fizyczne gazu wypełniającego przestrzeń międzyszybową: na ciepło właściwe, gęstość, ciepło dyfuzyjne, lepkość. To powoduje, że współczynniki konwekcyjnego przejmowania ciepła (tj.  $h_i$ ,  $h_{gap}$  i  $h_o$ ) stają się funkcją temperatury powierzchni, wymiany ciepła oraz prędkości, temperatury oraz właściwości fizycznych ośrodka gazowego.

Przepływ ciepła w modelu dwuwymiarowym określany jest bilansami:

– masy

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

– pędu

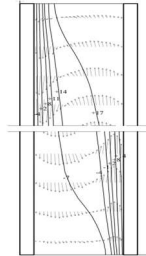
$$\begin{aligned} \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial uv}{\partial y} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\ \frac{\partial uv}{\partial x} + \frac{\partial v^2}{\partial y} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + g\beta(T_1 - T_2) \end{aligned} \quad (3)$$

– bilansem energetycznym

$$c_p \rho \left( \frac{\partial uT}{\partial x} + \frac{\partial vT}{\partial y} \right) = k \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + S_h + E_d \quad (4)$$

gdzie  $u$  jest składową prędkości w kierunku  $x$ ,  $v$  – prędkości w kierunku  $y$ ,  $S_h$  – radiacyjnym przepływem ciepła,  $E_d$  – dodatkowym zasilaniem energetycznym.

Górna część zestawu szybowego



Dolna część zestawu szybowego

Rys. 1. Rozkład izotermiczny w przestrzeni międzyszybowej

Rozkład temperatury w zestawie zobrazowano na rys. 1 [2], gdzie pokazano przepływ ciepła ku górze, w pobliżu szyby o wyższej temperaturze i ku dołowi w pobliżu szyby o niższej temperaturze. Dodatkowy napływ ciepła i wzmożony ruch konwekcyjny w szczelinie wywiera znaczący wpływ na przedstawiony proces wymiany ciepła.

### 3. Badania eksperymentalne

Badania przeprowadzone zostały w komorze klimatycznej rozdzielonej przegrodą wykonaną z 4 elementów szklanych (Rys. 2). Szyby w zestawach przedzielone zostały ramką 14 mm, a przestrzeń między szybami wypełniona argonem. Elementy szybowe przygotowane zostały w następujący sposób:

- standardowy (porównawczy) z szybami *float*,
- z szybą niskoemisyjną,
- z systemem grzewczym w dole zestawu, mocowanym od wewnątrz,
- z płytą grzewczą w postaci maty na powierzchni wewnętrznej.



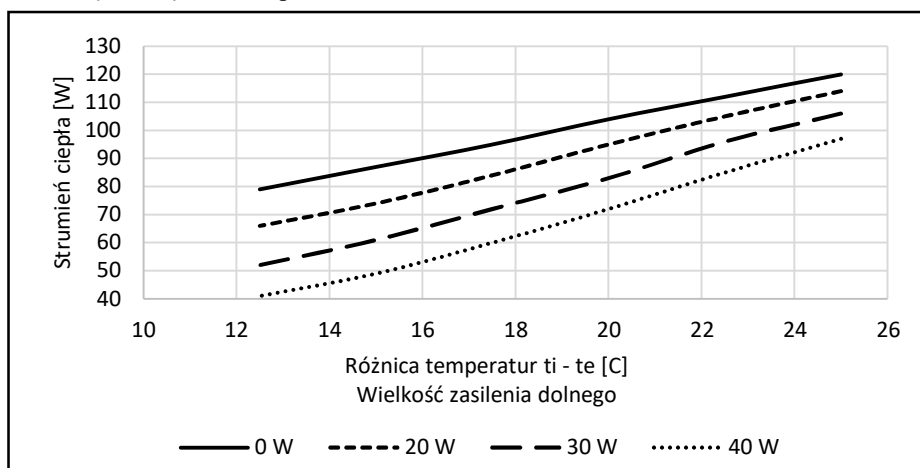
Rys. 2. Przegroda z badanymi zestawami szybowymi

Elementy grzewcze umieszczone zostały na szybie w przestrzeni międzyszybowej od strony wyższej temperatury. Tam również umieszczono czujniki temperatur, a od strony dostępnej na szybie czujniki płytowe do pomiaru strumienia ciepła. Zewnętrzne warunki utrzymywane były w przedziale temperatur od zewnątrz  $-5 \div +7^{\circ}\text{C}$ , od wewnątrz  $+20^{\circ}\text{C}$ . Nie występowało promieniowanie, dlatego radiacja została w badaniach pominięta.

### 4. Analiza wyników

Z uwagi na zasilenie niektórych zestawów w energię zewnętrzną, porównanie wyników nastąpiło poprzez zestawienie wartości energetycznych. Na rys. 3 zaprezentowano wykres strumienia ciepła  $q$  w standardowym zestawieniu w różnych przedziałach temperaturowych występujących od strony zewnętrznej (0 W). Uruchomienie elementów grzewczych u dołu zestawu szklanego spowodowało intensywny ruch konwekcyjny, zwiększyło wymianę ciepła, jednak w ogólnym bilansie było ono mniejsze niż wielkość wprowadzonego zasilania. Na rys. 3 przedstawiono rozkład strumieni ciepła w przypadku dostarczenia energii w ilości 20, 30 i 40 W. Spowodowało ono, po uwzględnieniu bilansu energetycznego, zmniejszenie przepływu strumieni ciepła średnio o 30%. Można na tej podstawie wnioskować, że podgrzewanie wprost szyby i przestrzeni w zestawie szklanym od strony wewnętrznej, mimo zakłóceń związanych z konwekcją, jest opłacalne w przypadku, jeżeli dostarczanie dodatkowej energii odbędzie się ze źródeł odnawialnych np. z ogniw fotowoltaicznych. Można przyjąć, że taka instalacja z barierą termiczną zasilaną z OZE zmniejszy w ogólnym

bilansie przepływ strumienia ciepła od strony wewnętrznej do 45%, mimo wzmożonego ruchu konwekcyjnego wewnątrz zestawu. Można to stwierdzić m.in. na podstawie wykresu (Rys. 3) przy zasilaniu 40 W. Intensywność ruchu konwekcyjnego zaobserwowano mniejszą o ok. 10% w zestawie z folią grzewczą, co przekłada się, w tym przypadku, na zwiększenie oszczędności energii średnio o 40%. Również szyba o niskiej emisyjności pozwala na dodatkową oszczędność na poziomie ok. 10%.



Rys. 3. Strumień ciepła  $q$  z dolnym zasilaniem energetycznym

Duże oszczędności energetyczne można uzyskać, wprowadzając do zestawu ramkę dystansową pokrytą warstwą termiczną, zgodnie z patentem [3]. W tej sytuacji, pomijając koszt wykonania warstwy termicznej, otrzymuje się zysk energetyczny w granicach 25%. Wyliczony zysk zwiększa się w miesiącach z dużą radiacją słoneczną (także w okresie zimowym).

## 5. Wnioski końcowe

Wprowadzenie bariery termicznej w postaci elementu grzewczego podwyższa temperaturę szyby wewnętrznej, ale intensyfikuje również przepływ konwekcyjny w przestrzeni międzyszybowej.

Dla uzyskania wyraźnego efektu energetycznego konieczne jest zasilanie elementu grzewczego źródłami odnawialnymi.

W przypadku wykorzystania OZE oszczędności energetyczne mogą dochodzić do 45%.

## Bibliografia

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. – Warunki techniczne jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie Dz. U. 2022 poz. 1225 t.j.
- [2] Basok B., Davydenko B. et al.: *Numerical modeling of heat transfer through a triple-pane window*, Journal of Engineering Physics and Thermophysics, 89(5), (2016), p.1277–1283.
- [3] Piotrowski J.Z., Szewczyk S. et al.: *Sposób nanoszenia powłoki fototermicznej na ramkę dystansową, zwłaszcza do zestawu szyb zespolonych*, Patent Nr 241306, 2022.



## WPLYW WAHAŃ WILGOTNOŚCI W KOMORZE NA WARTOŚĆ WSPÓLCZYNNIKA DYFUZJI WILGOCI

Anna Wicher<sup>1</sup>, Jadwiga Świrska-Perkowska<sup>2</sup>, Sławomir Pochwała<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48,  
45-061 Opole, mail: a.drzymala@doktorant.po.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48,  
45-061 Opole, mail: j.swirska-perkowska@po.edu.pl

<sup>3</sup> Politechnika Opolska, Wydział Mechaniczny, ul. S. Mikołajczyka 5, 45-271 Opole,  
mail: s.pochwala@po.edu.pl

**Słowa kluczowe:** drewno, dyfuzja wilgoci, kinetyka sorpcji, minimalizacja funkcji błędu.

### 1. Wstęp

Drewno ma złożoną, niejednorodną budowę, co sprawia, że jego właściwości mechaniczne, fizyczne i chemiczne są ortotropowe. Właściwości drewna w dużym stopniu zależą także od koncentracji wilgoci, na którą wpływa między innymi wartość współczynnika dyfuzji wilgoci oraz wilgotność względna otaczającego powietrza. Powszechnie uważa się, że obok naturalnej odporności, zawartość wilgoci w drewnie jest jednym z najważniejszych czynników decydujących o trwałości drewna w zastosowaniach inżynierii lądowej [1].

W niniejszej pracy do wyznaczenia współczynnika dyfuzji wilgoci zastosowano metodę minimalizacji funkcji błędu, która opiera się na pomiarach kinetyki sorpcji wilgoci. Ponieważ w komorze klimatycznej występował intensywny ruch powietrza, współczynnika dyfuzji wilgoci dla każdej z próbek poszukiwano przy założeniu warunków brzegowych I rodzaju (opory przejmowania masy były pomijalnie małe). Analizowano cztery rodzaje zmienności współczynnika dyfuzji wraz z wilgotnością materiału, a mianowicie w postaci funkcji stałej, liniowej, kwadratowej i eksponencjalnej. Funkcja błędu opisywała różnicę pomiędzy obliczonymi i zmierzonymi rozkładami wilgoci w próbce w poszczególnych chwilach trwania procesu sorpcji. Jak wiadomo, dużym problemem podczas badań procesu kinetyki sorpcji, jak i suszenia, są wahania parametrów w komorze klimatycznej, co ma miejsce zwłaszcza podczas pomiarów, kiedy to komora musi zostać wyłączona. Większość badaczy pomija ten problem, zakładając, że warunki te są stałe i niezmiennie w całym okresie trwania procesu [2-4]. Autorzy niniejszej pracy obliczenia dla każdej z próbek przeprowadzili dwukrotnie: raz przy założeniu stałej wilgotności powietrza w komorze i drugi – przy uwzględnieniu wahań wilgotności, zarejestrowanych przy wykorzystaniu czujnika umieszczonego w pobliżu badanych próbek. W ten sposób udało się oszacować wpływ fluktuacji wilgotności powietrza w komorze na wartości wyznaczonych współczynników dyfuzji wilgoci w drewnie.

## 2. Materiały i metody

### 2.1. Badania eksperymentalne

Próbki zostały pozyskane z drewna sosny pospolitej (*Pinus sylvestris*) pochodzącej z rejonu nizinnego Polski. Z pobranego materiału przygotowano po siedem próbek w kierunku stycznym *T* i radialnym *R* o przybliżonych wymiarach 30 x 20 x 30 mm.

W celu wymuszenia przepływu masy w próbce tylko w jednym, wybranym kierunku, wysuszone próbki oklejone zostały na czterech bokach aluminiową taśmą paroszczelną. Po oklejeniu taśmą próbki ponownie umieszczono w suszarce (w celu pozbycia się wilgoci pochłoniętej z otoczenia w trakcie ich izolowania).

Wysuszone i zaizolowane próbki przeniesiono z suszarki do komory klimatycznej o zadanej wilgotności i temperaturze powietrza, odpowiednio 30% ( $\pm 2\%$ ) i 23°C ( $\pm 1^\circ$ ), inicjując tym samym proces sorpcji wilgoci w próbkach.

### 2.2. Model matematyczny

W analizowanym przypadku przepływ wilgoci przez próbki odbywał się w kierunku stycznym (*T*) lub radialnym (*R*) i był jednowymiarowy. Równanie opisujące proces dyfuzji masy w obrębie próbek dane jest zależnością:

$$\frac{\partial C^w}{\partial t} = \frac{\partial D_I^w}{\partial x} \frac{\partial C^w}{\partial x} + D_I^w \frac{\partial^2 C^w}{\partial x^2}, \quad I = R, T \quad (1)$$

gdzie: *I* – kierunek przepływu wilgoci w drewnie (*R* lub *T*),  $C^w$  – koncentracja wilgoci w próbce (masa wody w próbce odniesiona do masy suchej próbki) [kg/kg],  $D_I^w$  – współczynnik dyfuzji wilgoci w próbce w kierunku *I* [ $m^2/s$ ], *x* – współrzędna przestrzenna pokrywająca się z osią próbki, *t* – czas [s].

W rozpatrywanym przypadku rozkład wilgoci w próbkach na początku procesu był jednorodny, stąd warunek początkowy ma postać:

$$C_{i,0}^w = C_0^w \quad (2)$$

gdzie  $C_0^w$  jest początkową koncentracją wilgoci w próbce.

W komorze klimatycznej, w której realizowany był proces sorpcji, powietrze jest intensywnie mieszane (prędkość powietrza wynosi ok. 3 m/s), dlatego można przyjąć, że na sorbujących powierzchniach próbek panowały warunki brzegowe I rodzaju.

W pracy analizowano dwa przypadki dotyczące wartości koncentracji  $C_\infty^w$ : raz – przyjęto, że jest ona stała i równa koncentracji wilgoci w próbce, odpowiadającej średniej wilgotności powietrza panującej w komorze w okolicy próbek (32%), drugi – założono, że waha się ona wraz z fluktuacją wilgotności w komorze, przy czym jej chwilowe wartości ustalono na podstawie zlinearyzowanej odcinkami izotermy sorpcji danej próbki. Linearyzacji dokonano na podstawie znajomości wartości wilgotności równowagowych próbek odpowiednio dla 32% i 60% wilgotności powietrza.

### 2.3. Procedura obliczeniowa

Analizie poddano cztery rodzaje zmienności współczynnika dyfuzji wraz z wilgotnością materiału: w postaci funkcji stałej, liniowej, kwadratowej i eksponencjalnej.

$$D_l^w(C^w) = D_{l0} \quad (3)$$

$$D_l^w(C^w) = a_{l1} + b_{l1}C^w \quad (4)$$

$$D_l^w(C^w) = a_{l2} + b_{l2}C^w + c_{l2}(C^w)^2 \quad (5)$$

$$D_l^w(C^w) = a_{le} \exp(b_{le}C^w) \quad (6)$$

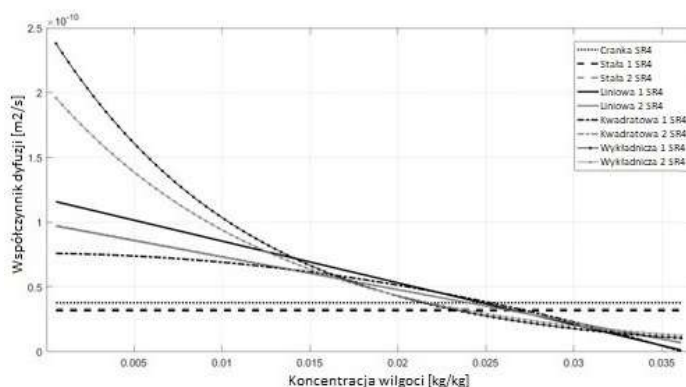
Wartości współczynników w powyższych funkcjach poszukiwano metodą minimalizacji funkcji błędu, przy wykorzystaniu metody różnic skończonych. Programy do obliczania współczynnika dyfuzji wilgoci napisane zostały w środowisku programu MATLAB. W trakcie obliczeń minimalizowano funkcję kwadratowego błędu bezwzględnego postaci:

$$F = \sum_k (\Delta m_{e,k} - \Delta m_{o,k})^2 \quad (7)$$

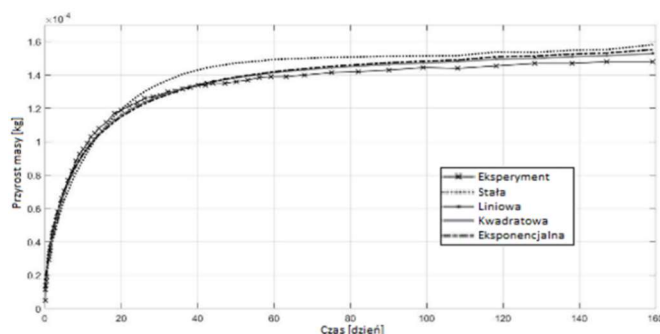
gdzie:  $\Delta m_{e,k}$  oznacza zmierzony w danej chwili  $k$  przyrost masy próbki, a  $\Delta m_{o,k}$  – obliczony (dla danego zestawu współczynników funkcji  $D_l^w(C^w)$ ), w analogicznej chwili, przyrost masy próbki.

### 3. Wyniki

W efekcie obliczeń uzyskano zestawy współczynników w funkcjach opisujących zmienność w przypadku dwóch warunków wilgotnościowych panujących w komorze. Na rys. 1. pokazano przykładowo przebieg wyznaczonych funkcji w przypadku próbki SR4, w której dyfuzja zachodziła w kierunku radialnym. Funkcje oznaczone cyfrą 1 odnoszą się do wyników obliczeń przy założeniu stałych warunków panujących w komorze, a cyfrą 2 – do obliczeń prowadzonych przy warunkach rzeczywistych. Na rys. 2 dla tej samej próbki przedstawiono dopasowanie krzywych eksperymentalnych do krzywych obliczeniowych, przy uwzględnieniu zmienności warunków panujących w komorze.



Rys. 1. Porównanie przebiegu poszczególnych funkcji  $D_l^w(C^w)$  w przypadku próbki SR4



Rys. 2. Dopasowanie krzywych obliczeniowych, odpowiadających poszczególnym modelom, do krzywej eksperymentalnej – próbka SR4, zmienna wilgotność

#### 4. Wnioski

Przeprowadzone analizy prowadzą do następujących wniosków:

1. W analizowanym zakresie wilgotności współczynnik dyfuzji wilgoci jest malejącą funkcją wilgotności materiału;
2. W przypadku dyfuzji w kierunkach poprzecznych najlepsze dopasowanie krzywych obliczeniowych do krzywych eksperymentalnych daje kwadratowy model zmienności współczynnika  $D_l^w$  wraz z wilgotnością materiału;
3. Uwzględnienie wahań wilgotności powietrza w komorze klimatycznej poprawiło dopasowanie krzywych obliczeniowych do krzywych eksperymentalnych w przypadku stałej i eksponencjalnej zależności  $D_l^w(C^w)$ ;
4. Współczynniki dyfuzji w postaci stałej, obliczone przy założeniu zmiennych warunków wilgotnościowych panujących w komorze, różniły się średnio o około 4% w stosunku do wartości tych współczynników uzyskanych przy pominięciu fluktuacji wilgotności powietrza;
5. Wyznaczone proste opisujące zmienność  $D_l^w(C^w)$  w przypadku każdej z analizowanych próbek miały mniej stromy przebieg, jeżeli w procesie obliczeń uwzględniano wahania wilgotności powietrza w komorze klimatycznej.

#### Bibliografia

- [1] Kržišnik D. et al.: *A study on the moisture performance of wood determined in laboratory and field trials*, European Journal of Wood and Wood Products (2020) 78:219–235 <https://doi.org/10.1007/s00107-020-01506-z>.
- [2] Garbalińska H., Kowalski S. J., Staszak M.: *Moisture diffusivity in mortars of different water–cement ratios and in narrow ranges of air humidity changes*, International Journal of Heat and Mass Transfer 56 (2013) 212–222, <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2012.09.026>.
- [3] Kamran M., Sarkar K.: *Study of the isothermal drying characteristics of normal concrete subjected to low air velocity convection*, Journal of Building Engineering 61 (2022) 105251, <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.105251>.
- [4] Kucharczyk A., Pawlik K.: *Modelling and Experimental Study of Moisture Transport in Wood, Taking into Account Diffusion and the Accompanying Adsorption of Water Vapour by Cell Walls*, Materials 2021, 14, 17, <https://dx.doi.org/10.3390/ma14010017>.





## ANALIZA ZASTOSOWANIA GRADIENTOWYCH MODELI BETONU DO OCENY DEGRADACJI OTULINY W WARUNKACH KOROZJI ZBROJENIA

Kseniya Yurkova<sup>1</sup>, Tomasz Krykowski<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: kseniya.yurkova@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: tomasz.krykowski@polsl.pl

*Słowa kluczowe: korozja, MES, metody gradientowe, degradacja.*

### 1. Wprowadzenie

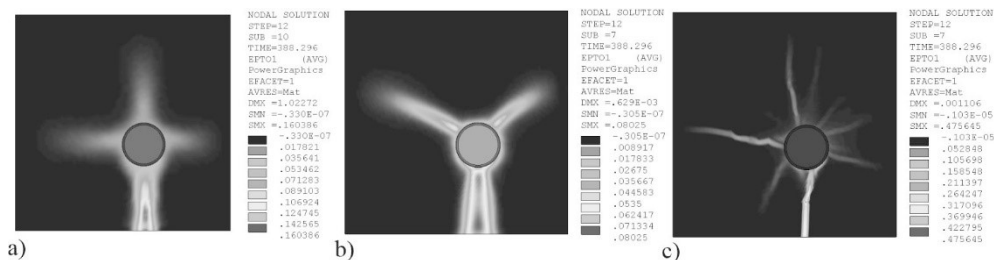
W pracy przeanalizowano możliwości zastosowania modeli nielokalnych gradientowych typu microplane przedstawionych w [2] (sprężysty z degradacją EDM) i [3] (sprężysto-plastyczny z degradacją CDPM) do oceny czasu pęknięcia otuliny w zagadnieniach przyspieszonej korozji zbrojenia (modele dostępne w systemie ANSYS). W obliczeniach uwzględniono zagadnienia kontaktu oraz kohezji na styku stal zbrojeniowa – beton. Wyniki obliczeń zostały porównane z wynikami uzyskanymi na podstawie badań doświadczalnych oraz rezultatami uzyskanymi dla sprężysto-plastycznego modelu Menetrey-Willama (MW z HSD2) ze wzmocnieniem i osłabieniem zależnego od energii pęknięcia. Zastosowane w tekście oznaczenia anglojęzyczne modeli oznaczają: MW – Menetrey-Willam, HSD2 – Hardening and Softening Function with Exponential Softening, EDM – Elastic Damage Microplane, CDPM – Coupled Damage-Plasticity Microplane.

### 2. Model matematyczny

Obliczenia degradacji otuliny w wyniku korozji zbrojenia zostały wykonane dla nielokalnych modeli gradientowych typu microplane EDM oraz CDPM [2, 3]. W pracy, przyjęto, że oddziaływanie produktów korozji na beton otuliny można opisać, narzucając pole odkształceń na stalowy pierścień na obwodzie pręta zbrojeniowego. Ewolucje tensora szybkości odkształceń objętościowych przyjęto zgodnie z pracą [1]. Obszar styku stali i betonu odwzorowano stosując elementy kontaktowe, w których ujęto model tarcia Columba wraz z możliwością separacji powierzchni kontaktu oraz modelem kohezyjnym, które implementowano w języku APDL. W pracy analizowano warianty współpracy modeli gradientowych i kontaktu: sztywnego; podatnego z poślizgiem styku na kierunku stycznym; standardowego, dopuszczającego poślizg i separację styku oraz kohezyjnego ujmującego degradację styku powierzchni kontaktowych.

### 3. Wyniki obliczeń

Uzyskane wyniki obliczeń dobrze odwzorowują zachowanie otulin elementów żelbetowych w warunkach przyspieszonej korozji zbrojenia. Odchylenie uzyskiwanych wyników przemieszczeń krawędzi elementu żelbetowego poddanego korozji zbrojenia w przypadku modeli MW z HSD2 oraz CDPM wynosi około 5%. Zastosowanie modeli gradientowych pozwala na uzyskanie w pełni niezależnych od siatki wyników obliczeń komputerowych. Jest natomiast bardzo kosztowne obliczeniowo (wymaga gęstego podziału na elementy skończone). W analizowanych w pracy obliczeniach testowych w przypadku nieregularnych elementów skończonych dochodziło do braku zbieżności rozwiązania. Problemy ze zbieżnością były również uwarunkowane rodzajem zastosowanego kontaktu. W przypadku modelu EDM wyniki obliczeń były odchyłone od tych uzyskanych dla modeli MW oraz CDPM co może wynikać ze sposobu doboru parametru gradientowego. Przyjęcie mniejszych wartości parametru gradientowego pozwalało na uzyskanie bardziej precyzyjnej mapy odkształceń całkowitych (zarysowań) ale wymagało to zastosowania siatki o znacznie większej gęstości co powodowało wzrost czasu obliczeń. Mapy uzyskanych całkowitych odkształceń głównych w modelach CDPM, EDM, MW dla sztywnego kontaktu w czasie  $t = 388$  h procesu korozji zbrojenia przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Mapy odkształceń całkowitych, głównych,  $\epsilon_1$ , czas  $t = 388$  h, modele: a) CDPM, b) EDM, c) MW z HSD2

### Podziękowanie

Projekt badawczy został dofinansowany przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju, NCBR, w ramach konkursu na projekty badawcze z udziałem naukowców z Białorusi pt. "Solidarność z naukowcami", Modelowanie trwałości i degradacji elementów żelbetowych w warunkach korozji zbrojeniowej.

### Bibliografia

- [1] Krykowski T., Jaśniok T., Recha F., Karolak M.: *A Cracking Model for Reinforced Concrete Cover, Taking Account of the Accumulation of Corrosion Products in the ITZ Layer, and Including Computational and Experimental Verification*. Materials 2020, no 13, pp. 5375.
- [2] Zreid I., Kaliske M.: *Regularization of microplane damage models using an implicit gradient enhancement*. International Journal of Solids and Structures 2014, nr. 51, pp. 3480–3489.
- [3] Zreid I., Kaliske M.: *A gradient enhanced plasticity–damage microplane model for concrete*. Computational Mechanics 2018., no. 62, pp. 1239-1257.



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 3**

**GEOTECHNIKA**





## NOŚNOŚĆ NA WYCIĄGANIE GEOSIATKI ZBROJENIOWEJ Z PRĘTÓW GFRP – WPŁYW ŚREDNICY PRĘTÓW I RODZAJU GRUNTU

Aleksander Duda<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, mail: aduda@prz.edu.pl

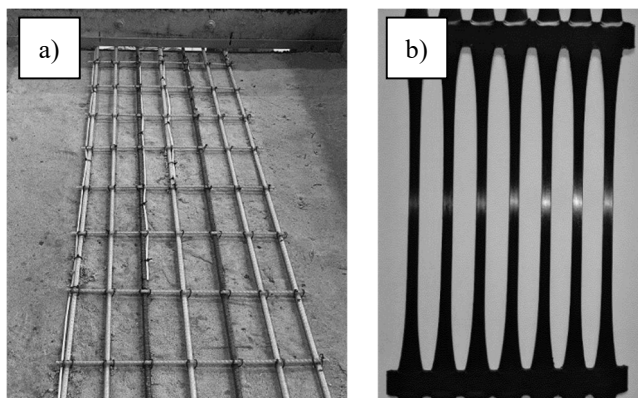
**Słowa kluczowe:** pręty GFRP, grunt zbrojony, wzmocnienie podłoża,  
nośność na wyciąganie, monitoring światłowodowy.

### 1. Wstęp

Przedmiotem artykułu były badania laboratoryjne wytrzymałości na wyciąganie geokompozytów złożonych z siatek z prętów GFRP (ang. Glass Fiber Reinforced Polymer) i/lub geosiatek syntetycznych z materiałami zasypowymi (grunt spoisty – pyły, grunt niespoisty – piaski). Badania zostały zrealizowane w ramach grantu pt. „System wzmocniania podłoża prętami kompozytowymi GFRP wraz z monitoringiem światłowodowym”, finansowanych przez Podkarpackie Centrum Innowacji (PCI).

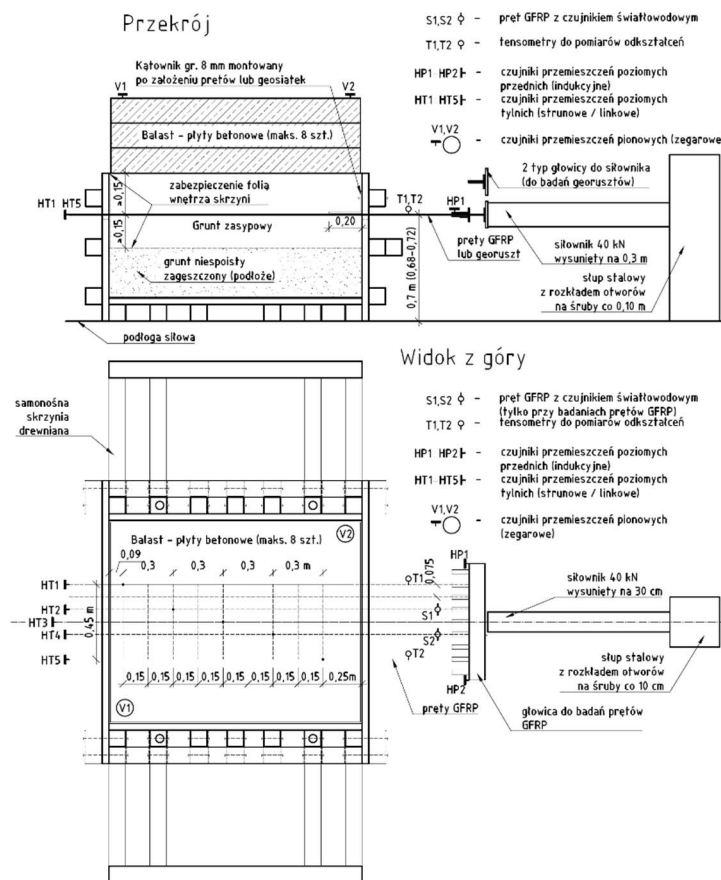
### 2. Materiały i metody

Do badań przeznaczono pręty kompozytowe na bazie włókien szklanych (GFRP) o średnicy 6 mm i 10 mm [1] (Fot. 1a) oraz jednokierunkowy georuszt Tensor RE520 [2] (Fot. 1b) – liczba żeber przypadających na 1 m wynosi 44.



Fot. 1. Materiały do badań: a) pręty kompozytowe GFRP – w formie rusztu, b) georuszt

W badaniu wytrzymałości na wyciąganie geokompozytów przygotowano 6 próbek badawczych georusztów oraz 3 próbki badawcze prętów GFRP. Na materiał zasypowy przewidziano typowy grunt niespoisty w formie piasków średnich (piasek naturalny kopany) oraz przydatny po uzdatnieniu (np. stabilizacja spoiwami hydraulicznymi) grunt spoisty w formie pyłów i pyłów gliniastych. Badania nośności na wyciąganie przeprowadzono wg normy PN-EN 13738:2006 [3], wykorzystując indywidualnie zaprojektowane stanowisko badawcze. Stanowisko badawcze składało się z: samonośnej szywniej skrzyni drewnianej, układu obciążenia/wymuszenia badanej próbki, układu pomiarowego i balastu (Rys. 1).

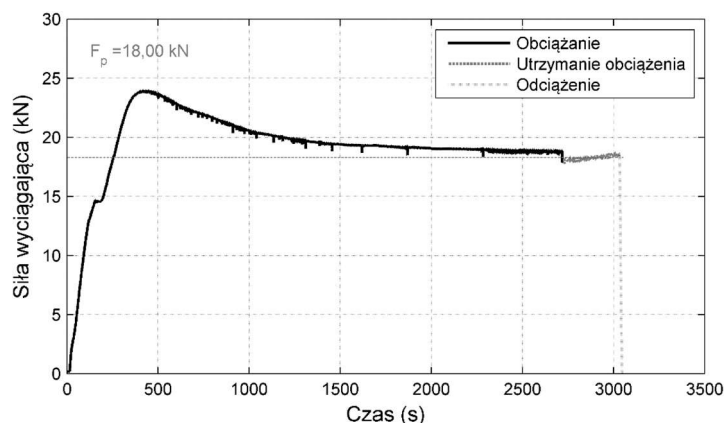


Rys. 1. Stanowisko badawcze do badań wytrzymałości na wyciąganie prętów GFRP i georusztów

### 3. Wyniki

W cyklu obciążenia następowała deformacja postaciowa i wyciągnięcie materiału próbki z materiału zasypowego (piasek średni, pył) do momentu uzyskania poślizgu. Poślizg w chwili doraźnej uznany jest za moment widocznego spadku siły wyciągającej lub gdy przemieszczenie próbki przekroczy 100 mm. Z uwagi, że norma prędkość wyciągania próbki jest znacznie większa niż początkowa prędkość inicjacji przemieszczenia

się gruntu wzdłuż zbrojenia w warunkach rzeczywistych, przyjęto bezpiecznie parametr opisany jako trwała siła wyciągająca. Za trwałą siłę wyciągającą (Rys. 2) uznano wielkość siły wyciągającej, gdy dochodzi do poślizgu przy bardzo małej prędkości wyciągania (np. rzędu 0,1 mm/min). Trwała siła wyciągająca posłużyła do określania współczynnika interakcji prętów lub geosiatek z gruntem (Tabela 1).



**Rys. 2.** Zależność siły wyciągającej w czasie dla różnych etapów: (I) obciążanie, (II) utrzymanie obciążenia (zatrzymanie przemieszczenia/wyciągania próbki), (III) odciążenie próbki

**Tabela 1.** Określenie współczynnika interakcji zbrojenia z gruntem dla materiału zasypowego z piasków

Nr próbki	$F_p$	$P_r$	Współczynnik interakcji $\lambda$
[-]	[kN]	[kN/m]	[-]
1	18,79	39,15	2,353
2	29,85	62,19	2,241
3	35,55	74,06	1,906
4	17,50	36,46	2,191
5	27,97	58,27	2,100
6	30,99	64,56	1,662
7	18,00	37,50	2,254
8	27,18	56,63	2,041
9	32,55	67,81	1,745
10	10,00	20,00	1,805
11	11,35	22,70	1,364
12	14,63	29,26	1,318

Znając siłę wyciągającą dla różnego poziomu naprężenia normalnego zastosowano procedurę podaną wg [4], określającą opór zbrojenia w gruncie na wyciąganie:

$$P_r = R_{a,k} = \sigma_n \times L_A \times f_{sg,k} \times n \quad (1)$$

gdzie:

$P_r$  – trwała siła wyciągająca na 1 m szerokości próbki,

$L_A$  – długość zakotwienia próbki badawczej w metrach,

$n$  – liczba płaszczyzn tarcia wzdłuż materiału,

$f_{sg,k}$  – charakterystyczna wartość średnia współczynnika tarcia między gruntem zasypowym a warstwą zbrojenia,

$$f_{sg,k} = \lambda \times \tan \varphi_k$$

$\lambda$  – współczynnik interakcji gruntu ze zbrojeniem,

$\tan \varphi_k$  – tangens charakterystycznego kąta tarcia wewnętrznego gruntu (założono stałą wartość jak dla gruntu naturalnego).

#### 4. Wnioski

Poniżej przedstawiono wnioski końcowe z przeprowadzonych badań:

- analiza wyciągania układu prętów z gruntu zasypowego (badania w skali makro) wykazały zadowalający poziom współczynnika interakcji (tarcia) pomiędzy prętami GFRP a materiałem zasypowym;
- w przypadku gruntu niespoistego współczynnik interakcji oscylował w granicach 2,0, a w przypadku gruntu spoistego współczynnik interakcji oscylował w granicach 1,0. Należy zaznaczyć, że wartości współczynnika interakcji wyznaczono dla układu prętów z prętami poprzecznymi, które zwiększają współczynnik interakcji;
- dzięki prętom poprzecznym w siatce GFRP zjawisku tarcia między prętami a gruntem towarzyszy zjawisko klinowania się kruszywa i oporu gruntu;
- zwykle w gruntach niespoistych współczynnik interakcji przyjmuje wartości z przedziału 0,5-1,0 (pełna współpraca), oraz dla geosyntetyków zawiera się w przedziale 0,6-0,8. Wiedza ta wskazuje, że można w rozwiązaniach projektowych inżynierskich stosować pełną mobilizację tarcia między prętami GFRP a gruntem.

#### Bibliografia

- [1] Aprobata Techniczna IBDiM nr AT/2016-02-3277. Pręty kompozytowe ComRebars do zbrojenia betonu.
- [2] Deklaracja Właściwości Użytkowych Tensor DoP nr 46/RE520. Deklaracja Właściwości Użytkowych Tensor Georuszt Tensor RE520.
- [3] PN-EN 13738:2006. Geotekstylia i wyroby pokrewne. Wyznaczenie oporu na wyciąganie z gruntu.
- [4] The German Geotechnical Society, Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGEO, 2nd Edition, Munich, Germany, 2012, p. 324. doi: <https://doi.org/10.1002/9783433600931>.



## MODEL OBLICZENIOWY STALOWEJ HALI NA TERENACH GÓRNICZYCH

Grzegorz Gremza<sup>1</sup>, Jan Zamorowski<sup>2</sup>

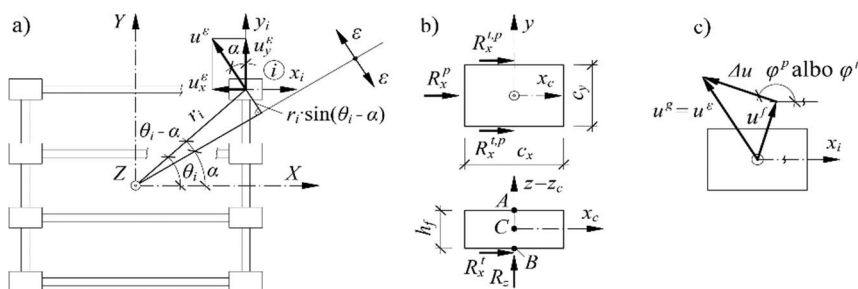
<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: grzegorz.gremza@polsl.pl

<sup>2</sup> Akademia Techniczno-Humanistyczna, Wydział Inżynierii Materiałów, Budownictwa  
i Środowiska, ul. Willowa 2, 43-309 Bielsko-Biała, mail: zamski@interia.pl

**Słowa kluczowe:** teren górniczy, hale stalowe, modelowanie konstrukcji, podatność.

### 1. Wstęp

Wraz z wprowadzeniem Eurokodów do praktyki projektowej pojawiło się szereg publikacji ujmujących badania wpływu podatnych węzłów na dystrybucję sił w stalowych układach ramowych [1]. Zdecydowanie mniej jest publikacji, w których oprócz sztywności takich węzłów rozpatruje się jeszcze podatność gruntu w obszarze stopy fundamentowej na rozkład sił wewnętrznych w układzie [2, 3]. W pracy przedstawiono model obliczeniowy układu konstrukcja-fundament-grunt w warunkach górniczej deformacji terenu (Rys. 1a), uwzględniając sprężysto-plastyczny model materiałowy gruntu. Zaproponowany sposób obliczeń można zrealizować za pomocą dostępnych programów komputerowych do obliczeń statyczno-wyrzynałościowych.



**Rys. 1.** Przesunięcia i oddziaływania: a) przesunięcie punktu  $i$  w terenie na skutek deformacji górniczej, b) oddziaływania gruntu na fundament w warunkach górniczej deformacji terenu przy wzajemnych przesunięciach gruntu i fundamentu wzdłuż osi  $x$ , c) wzajemne przesunięcie  $\Delta u$  gruntu i fundamentu, powodujące powstanie siły wzajemnego oddziaływania

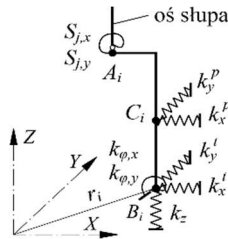
### 2. Model obliczeniowy

W ogólnym przypadku na styku fundamentu z podłożem gruntowym mogą wystąpić: pionowe naciski fundamentu na grunt, siły styczne w podstawie fundamentu, napór gruntu na powierzchnie boczne fundamentu oraz siły styczne do powierzchni bocznych fundamentu

(Rys. 1b), przy czym zgodnie z [3] można pomijać wpływ sił stycznych do powierzchni bocznych fundamentu, jeśli fundament będzie obsypany zasypką piaskową.

### 2.1. Model obliczeniowy układu grunt-fundament

W analizowanym układzie hali, fundamenty traktuje się jak pręty o dużej sztywności osiowej i na zginanie – patrz rys. 2. Sztywności  $k$  więzów sprężystych zależą od sztywności gruntu i wymiarów fundamentu – por. wzory (1), (2), (3). Po osiągnięciu stanu granicznego sztywność więzów zostaje zredukowana do bardzo małej wartości albo zostają one usunięte, a w ich miejsce wprowadza się siły graniczne według wzorów (5), (6).



Rys. 2. Model sprężysty układu ramowego w obszarze fundamentów

Podatność połączenia ze słupem można uwzględnić przez wprowadzenie na styku słupa z fundamentem (punkt  $A$  w osi słupa – Rys. 2) sztywności  $S_j$ , określonej na przykład metodą składnikową wg [1].

### 2.2. Stan sprężysty

Składowe sił stycznych w podstawie i sił naporu na powierzchni boczne (Rys. 1b) przy przemieszczeniach mniejszych od granicznych uzależniono liniowo od wzajemnych przemieszczeń gruntu i fundamentu (Rys. 1c) oraz od sztywności gruntu (Rys. 2):

- w kierunku pionowym, dla sił działających prostopadle do podstawy fundamentu:

$$R_z = C_z \cdot A_f \cdot \Delta u_z^B = C_z \cdot c_x \cdot c_y \cdot \Delta u_z^B = k_z \cdot \Delta u_z^B, \quad (1)$$

- w kierunku poziomym, dla sił stycznych w podstawie fundamentu:

$$R_{x(y)}^t = C_{x(y)}^t \cdot A_f \cdot \Delta u_{x(y)}^B = C_{x(y)}^t \cdot c_x \cdot c_y \cdot \Delta u_{x(y)}^B = k_{x(y)}^t \cdot \Delta u_{x(y)}^B, \quad (2)$$

- w kierunku poziomym, dla naporu na powierzchni boczne fundamentu:

$$R_{x(y)}^p = C_{x(y)}^p \cdot c_{x(y)} \cdot h_f \cdot \Delta u^C = k_{x(y)}^p \cdot \Delta u^C, \quad (3)$$

gdzie wielkości oznaczone jako  $\Delta u$  są różnicami między przemieszczeniami terenu  $u^g$  wynikającymi z deformacji górniczej i przemieszczeniami  $u^f$  fundamentu w punkcie  $B$  lub  $C$ , wynikającymi z obciążeń i wzajemnych oddziaływań gruntu i fundamentu w warunkach górniczej deformacji terenu. Ogólnie dla wszystkich przemieszczeń zapisać można wektorowo (Rys. 1c):

$$\Delta \mathbf{u} = \mathbf{u}^g - \mathbf{u}^f. \quad (4)$$

Dane w zakresie sztywności gruntów narażonych na wpływy eksploatacji górniczej podano np. w [3, 5, 6]. Na podobnej zasadzie uwzględniono obroty i sztywność obrotową.

### 2.3. Przemieszczenia i siły graniczne

Po przekroczeniu wartości granicznych przemieszczeń, które można określić według [7, 8], wartości składowych granicznych sił tarcia w podstawie fundamentu wynoszą:

$$R_x^t = N^t \cos \varphi^t, \quad R_y^t = N^t \sin \varphi^t, \quad (5)$$

a wartości sił granicznych naporu na ściany (według równania elipsy):

$$R_x^p = \frac{N_x^p \cdot N_y^p \cdot \cos \varphi^p}{\sqrt{(N_x^p \cdot \sin \varphi^p)^2 + (N_y^p \cdot \cos \varphi^p)^2}}, \quad R_y^p = \frac{N_x^p \cdot N_y^p \cdot \sin \varphi^p}{\sqrt{(N_x^p \cdot \sin \varphi^p)^2 + (N_y^p \cdot \cos \varphi^p)^2}}, \quad (6)$$

gdzie:

$\varphi^t, \varphi^p$  – kąty między osią  $x$  a wektorami wskazującymi kierunki wzajemnych przemieszczeń grunt-fundament, odpowiednio  $\Delta u^B$  i  $\Delta u^C$  (Rys. 1c, wzór (4)),

$N^t, N_x^p, N_y^p$  – wartości sił granicznych według [7].

### 2.4. Rozwiązanie zadania

Buduje się model obliczeniowy hali wraz z ściągami (poprzecznymi, podłużnymi i ukośnymi), wzbogacony o fundamenty zamodelowane jak na rys. 2, z uwzględnieniem typowych obciążeń zewnętrznych oraz wzajemnych oddziaływań gruntu i fundamentów, które są uzależnione od poszukiwanych wzajemnych przemieszczeń fundamentów i gruntu. Z tego względu niezbędne jest rozwiązanie iteracyjne.

**W pierwszym kroku** wzajemne oddziaływania gruntu i fundamentów określa się na podstawie przemieszczeń gruntu wynikających z górniczej deformacji terenu w punktach  $B$  i  $C$  fundamentów, przyjmując zerowe wartości przemieszczeń fundamentów od obciążeń zewnętrznych i wzajemnych oddziaływań gruntu i fundamentu. Oddziaływania te obliczone jako iloczyny wzajemnych przemieszczeń (obrotów) i sztywności translacyjnych (obrotowych) przykłada się w punktach więzi sprężystych jak na rys. 2. Ponadto określa się graniczne wartości przemieszczeń.

**W drugim kroku**, po rozwiązaniu układu z pierwszego kroku, uzyskane przemieszczenia fundamentów w punktach  $B$  i  $C$  odejmuje się od przemieszczeń gruntu wynikających z górniczej deformacji terenu – patrz wzór (4). Uzyskane wartości porównuje się z granicznymi deformacjami gruntu. Jeśli są one przekroczone dla danej więzi, to usuwa się więź i wprowadza siłę graniczną, a jeśli nie to oblicza się wzajemne oddziaływania fundamentu i gruntu na podstawie wzajemnych przemieszczeń i obciąża nimi układ.

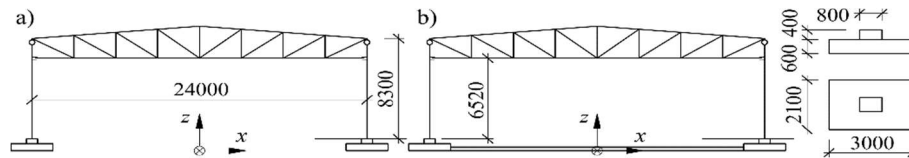
**W krokach następnym** postępuje się analogicznie jak w kroku drugim, korzystając z przemieszczeń fundamentów obliczonych w poprzednim kroku. Iteracja jest kończona, gdy zbieżność wyników jest wystarczająca.

## 3. Przykładowe rezultaty

Rozpatrzono przypadek przejścia niecki powodującego deformacje w płaszczyźnie układu poprzecznego przedstawionego na rys. 3 (inne przypadki dla rozpatrywanej hali zostaną przedstawione na konferencji i w planowanym artykule). Rozstaw podłużny słupów

głównych wynosi 6 metrów, liczba układów poprzecznych 7. Wstępne wyniki podano dla układów ze słupami spiętymi oraz niespiętymi w płaszczyźnie układu poprzecznego (ściągami w kierunku podłużnym występują w obu przypadkach).

W tabeli 1 zestawiono wartości wzajemnych przemieszczeń i oddziaływań grunt-fundament obliczonych dla kierunku  $x$ , dla słupa nawietrznego w drugim układzie.



**Rys. 3.** Układ poprzeczny hali i wymiary fundamentu: a) hala tylko ze ściągami podłużnymi, b) hala ze ściągami podłużnymi i poprzecznymi oraz wymiary fundamentu

**Tabela 1.** Przykładowe wartości wzajemnych przemieszczeń i sił oddziaływania w kierunku  $x$

Położenie	$u^E + \phi^R \cdot z$	Układ 1 (Rys. 3a)		Układ 2 (Rys. 3b)	
	mm	$\Delta u_{sprężyste}$ [mm]	$R$ [kN]	$\Delta u_{sprężyste}$ [mm]	$R$ [kN]
Podstawa	93,600	$0,494 < u_{gr}$	38,25	$68,986 > u_{gr}$	71,8 (graniczna)
Bok podstawy	94,620	$1,178 < u_{gr}$	2,05	$71,399 > u_{gr}$	54,3 (graniczna)
Bok cokołu	96,320	$2,325 < u_{gr}$	0,24	$75,424 > u_{gr}$	3,2 (graniczna)

#### 4. Podsumowanie

W referacie przedstawiono sposób obliczania konstrukcji prętowych posadowionych na terenach podlegających deformacjom górnicyz, opartych na fundamentach stopowych. Przedstawiony sposób modelowania można stosować także przy występowaniu deformacji innych niż górnicyz, przyjmując odpowiednie dla danej sytuacji parametry gruntu.

#### Bibliografia

- [1] Eurokod 3: *Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.*
- [2] Rusek J., Słowik L., Chomacki L.: *Kształtowanie hal stalowych na terenach górnicyz. Przykłady wpływu oddziaływań deformacyjnych ( $e$  i  $K$ ) i dynamicznych na konstrukcję.* W: *Projektowanie konstrukcji stalowych. Innowacyjne i współczesne rozwiązania w budownictwie konstrukcje metalowe, posadzki przemysłowe lekka obudowa, rusztowania* (str. 173-205). ATH Bielsko-Biała 2020 r.
- [3] Instrukcja ITB nr 332/1994. *Projektowanie hal stalowych na terenach górnicyz wraz z komentarzem i przykładami.* ITB, Warszawa 1994.
- [4] Instrukcja GIG nr 12/2000. *Zasady oceny możliwości prowadzenia podziemnej eksploatacji górnicyz z uwagi na ochronę obiektów budowlanych.* GIG, K-ce 2000.
- [5] Kwiatek J.: *Podstawy budownictwa na terenach górnicyz.* Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków 2004.
- [6] Instrukcja ITB nr 364/2007. *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górnicyz.* ITB, Warszawa 2007.
- [7] Śliwa J., Cisek T.: *Parcie gruntu na budowle zagłębione w terenie górnicyz.* Ochrona Terenów Górnicyz, nr 28, 1974. str. 21-25.
- [8] Zamorowski J.: *Obliczanie chłodni siatkowej posadowionej na terenie górnicyz.* Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, z. 81, str. 171-180.



## POSADOWIENIE OBIEKTÓW NA PODUSZKACH ZBROJONYCH RUSZTAMI ŻELBETOWYMI

Siergey Ihnatov<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka, 5, 44-100 Gliwice,  
mail: siergey.ihnatov@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** podłoże gruntowe, poduszka, wzmocnienie, osiadanie.

### 1. Wstęp

W dużych miastach na Białorusi jest co raz mniej atrakcyjnych terenów pod zabudowę, również dla budownictwa mieszkalnego, przemysłowego, magazynowego i coraz częściej nowe obiekty są projektowane i budowane na terenach o niekorzystnych warunkach gruntowych.

Jeśli podłoże jest zbudowane z warstwy gruntu charakteryzującej się małym zagęszczeniem i nie wykazuje wystarczającej nośności do przeniesienia przewidywanych obciążeń od fundamentów bezpośrednich, to należy rozważyć jego wymianę, wzmocnienie lub posadowienie pośrednie [1-3]. Decyzja i projekt posadowienia fundamentów zależą również od rodzaju konstrukcji nadziemnych, obciążenia czy też sposobów użytkowania budynków. W związku z tym, przy opracowaniu projektu geotechnicznego prowadzona jest wielokryterialna analiza porównawcza możliwych rozwiązań projektowych: czas i koszty budowy, dostępność specjalistycznych technologii i sprzętu, doświadczenia wykonawców oraz zmienność warunków gruntowych.

Niejednokrotnie jedyną alternatywą, umożliwiającą posadowienie obiektu budowlanego na nienośnym podłożu o dużej miąższości z jednoczesnym zapewnieniem jego bezpieczeństwa na etapie budowy i eksploatacji jest rozwiązanie częściowej wymiany takich gruntów na poduszkę z gruntów piaszczystych lub żwirowych, które też dla zwiększenia nośności mogą być zbrojone geosiatkami, georusztami, geotkaninami, rusztami żelbetowymi itp. [1, 2, 4-6].

W zależności od wielkości obciążenia przenoszonego na podłoże, poduszka może być zbrojona w jednym lub w kilku poziomach, a zbrojenie może tworzyć ruszty lub linie [7, 8]. Nośny element może być wykonany z prętów stalowych, włókna szklanego, z lub bez otuliny betonowej.

### 2. Wzmocnienie podłoża budynku przemysłowego

Budynek bazy przemysłowej (ul. Selitskiego w Mińsku) przeznaczony jest do produkcji aluminiowych profili oraz ich późniejszego magazynowania i przechowywania. Produkcja następuje w trzech połączonych ze sobą halach: natryskiwania proszkowego, prasowania i składowania profili. Hale zaprojektowano jako konstrukcje metalowe: elementami nośnymi są słupy stalowe o profilu dwuteowym, stropy – w formie stalowych spawanych belek, na których wykonano żelbetową płytę w traconym szalunku stalowym. Rozwiązania

technologiczne przewidują, że magazynowanie produkcji będzie obciążać posadzki do wartości 40 kPa.

Na terenie inwestycji zalegają grunty antropogeniczne o miąższości od 0,8 do 5,4 m, osady jeziorno-bagiennie o miąższości od 0,5 do 13,5 m oraz osady morenowe. Ostateczne rozwiązanie zastało przyjęte na podstawie porównania dwóch wariantów [9]:

- wariant nr 1 – poduszka zbrojna w dwóch poziomach rusztami żelbetowymi;
- wariant nr 2 – wykonanie pali o średnicy 426 mm i długości 18,0 m.

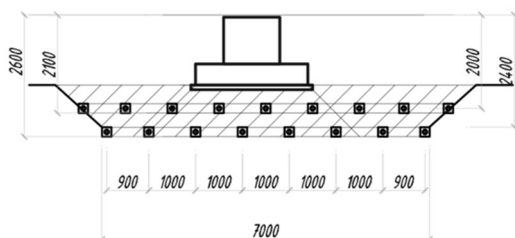
W wyniku przeprowadzonego porównania wykonalności określono podstawowe koszty zarówno fundamentów palowych, jak i rusztów zbrojonych, których wyniki przedstawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Wyniki technicznego porównania wariantów

Charakterystyka	Wariant 1	Wariant 2
Łącznie beton na wariant, m <sup>3</sup>	228	258
Łącznie stali na zbrojenie, kg	4180	6020
Całkowita roboczogodzina, godzin	1900	2610

Z analizy tabeli wynikało, że najbardziej efektywnym rozwiązaniem są fundamenty bezpośrednie na zbrojonej poduszce. Elementy zbrojenia wykonano, instalując pręty zbrojeniowe w rurach karbowanych, które następnie wypełniono zaprawą cementową o w/c=0,45 na cemencie M400 (Rys. 1). Zagęszczanie gruntu wykonano walcem wibracyjnym samojezdnym o masie bębna 6 – 8 ton, amplitudzie drgań 0,5 cm i częstotliwości 25 – 30 Hz.

**a**



**b**



**c**



**Rys.1.** Wzmocnienie podłoża budynku przemysłowego: a) zaprojektowany rzut wykopu z elementami zbrojenia, b) proces wykonywania zbrojenia, c) widok prętów zbrojenia

Na podstawie wykonanych próbnych obciążeń [10-12] stwierdzono, że moduł odkształcenia wzmocnionego podłoża gruntowego wzrósł z 2 – 7 MPa do 63 – 95 MPa w przedziale obciążeń 100 – 400 kPa, przy wymaganym module min. 40 MPa [2, 8].

### 3. Wzmocnienie podłoża budynku mieszkalnego

Przy budowie 5-kondygnacyjnego mieszkalnego budynku, powstała potrzeba wzmocnienia podłoża gruntowego ze względu na złożone warunki gruntowe. W wierzchniej warstwie gruntów zalegają grunty antropogeniczne o maksymalnej miąższości 2,3 m. Pod gruntami antropogenicznymi występują osady jeziorno-bagienne o maksymalnej miąższości 19,7 m a pod nimi – osady morenowe.

Projektowe rozwiązanie było przyjęte w wyniku porównania dwóch wariantów: wykonanie poduszki o grubości 0,9 m, zbrojonej w dwóch poziomach rusztami żelbetowymi oraz wykonanie pali o średnicy 319 mm i długości 12,0 m. W wyniku przeprowadzonego porównania wykonalności określono, że wypełnienie zbrojonej poduszki to zastosowanie o 4,4% mniejszej ilości betonu oraz odpowiednio o 19,35% mniej stali i ok. 39% mniejszej robociznie.

Po 7 dniach od wykonania wzmocnienia w wytypowanych strefach podłoża przeprowadzono próbne obciążenie statyczne prefabrykowaną płytą żelbetową o powierzchni 5,0 m<sup>2</sup> [11, 13, 14]. Łącznie obciążenie prowadzono w trzech punktach do wartości 300 kPa.

Na podstawie wyników badań terenowych stwierdzono, że osiadania płyty obciążającej na wzmocnionym podłożu nie przekraczają 12 mm. Wartości te dobrze korespondują z wynikami obliczeń, które były przeprowadzone metodą naprężeń jednoosiowych i dla rozpatrywanego przypadku osiadania były równe 13,7 mm.

### 4. Wnioski

Na podstawie zrealizowanych eksperymentalnych prac projektowych dotyczących wzmocnienia podłoża poduszkami piaskowymi zbrojonymi rusztami żelbetowymi sformułowano następujące wnioski:

1. Zastosowanie sztywnego zbrojenia w opisanych warunkach geotechnicznych umożliwi uzyskanie wymaganej nośności i odkształcenia gruntów przy mniejszych kosztach budowy fundamentów w porównaniu z fundamentami polowymi. Dla obiektów opisanych w artykule udało się osiągnąć moduł odkształcenia podłoża wzmocnionego o wartości ponad 80 MPa oraz ponad 3-krotnie zmniejszyć osiadania fundamentów na podłożu wzmocnionym w porównaniu z osiadaniami na podłożu niewzmocnionym (w zakresie obciążeń do 500 kPa).
2. Opisana technologia może znacznie obniżyć koszt posadowienia fundamentów ze względu na użycie betonu i stali oraz robocizny, co powoduje szybsze ich wznoszenie. Ekonomiczne uzasadnienie zastosowania tego rodzaju wzmocnienia polega na rezygnacji z wykonywania klasycznych pali, których budowa wymaga zastosowania większej ilości materiałów budowlanych, specjalistycznego sprzętu i specjalistycznych technologii.

Uzyskane wyniki przeprowadzonych badań terenowych potwierdziły celowość i skuteczność stosowania wypełnienia poduszek zbrojonych sztywnymi rusztami żelbetowymi w trudnych warunkach gruntowych do wznoszenia budynków z obciążeniem pod podstawą do 400 kPa.

## Bibliografia

- [1] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [2] TKP 45-5.01-235-2011: Osnovaniya i fundamenti zdaniy i sooruzheniy. Geotekhnicheskkiye rekonstruktsii. Pravila provedeniya. Minsk, 2011.
- [3] TKP 45-5.01-254-2012: Osnovaniya i fundamenti zdaniy i sooruzheniy. Osnovnyye polozheniya. Stroitel'nyye normy proyektirovaniya. Minsk, 2012.
- [4] Il'ichev V. A., Mangushev R. A.: *Spravochnik geotekhnika. Osnovaniya, fundamenti i podzemnyye sooruzheniya*, Izdatel'stvo ASB, 2016.
- [5] Konovalov P. A., Konovalov V. P.: *Osnovaniya i fundamenti rekonstruiruyemykh zdaniy*, M.: ASV, 2011.
- [6] Umanskiy A. A.: *Spravochnik proyektirovshchika promyshlennykh, zhilykh i obshchestvennykh zdaniy i sooruzheniy. Raschetno-teoreticheskiy*. Kniga 2– M.: Izd-vo literatury po stroitel'stvu, 1993.
- [7] Pisarczyk S.: *Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego*. Wydawnictwo OWPW, wyd. 2 popr., Warszawa 2014.
- [8] TKP 45-5.01-268-2012: Osnovaniya i sooruzheniya iz armirovannogo grunta. Pravila proyektirovaniya i ustroystva. Mińsk, 2013.
- [9] TKP 45-5.01-67-2007: Fundamenti plitnyye. Pravila proyektirovaniya. Minsk, 2007.
- [10] Lipiński M.: *Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych*. Wywnictwo SSGW, Warszawa 2013.
- [11] Pawłowski M., Węgliński S.: *Płyty sztywne do oceny nośności podłoża i warstw konstrukcji nawierzchni*. [W:] Duda A., Flieger-Szymańska M. (red.), *Przyrodnicze i geotechniczne aspekty budownictwa*. WPP, Poznań: 183-200, 2020.
- [12] PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [13] Trofimov V.T., *Gruntovedeniye*, M.: Izd-vo MGU, 2005.
- [14] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności Warszawa 1976, 2010.





## WPLYW WILGOTNOŚCI POCZĄTKOWEJ MIESZANINY GRUNTOWO-POPIOŁOWEJ NA JEJ WŁAŚCIWOŚCI

Karolina Knapik-Jajkiewicz<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: karolina.knapik-jajkiewicz@polsl.pl

*Słowa kluczowe: popiół lotny, grunt drobnoziarnisty, wilgotność.*

### 1. Wprowadzenie

Wzmacnianie gruntów drobnoziarnistych z wykorzystaniem popiołów lotnych jest przedmiotem analiz badaczy na całym świecie [1-11]. Wpływ tego materiału na właściwości gruntu oraz efekt wzmocnienia jest weryfikowany na podstawie analiz zróżnicowanych parametrów dotyczących właściwości mechanicznych lub fizycznych mieszanin. W badaniach oprócz popiołu lotnego i gruntu stosowane są często innego rodzaju materiały, np. cement, wapno lub materiały odpadowe takie jak żużel wielkopiecowy lub drobny pył klinkierowy. W artykule podjęto próbę określenia wpływu wilgotności początkowej mieszanin gruntowo-popiołowych na ich wybrane właściwości.

### 2. Materiały i metody badań

Do wykonania próbek wykorzystano nieorganiczny grunt drobnoziarnisty oraz popiół lotny, pochodzący ze spalania węgla kamiennego i mułów węglowych w kotle fluidalnym, zastosowany w ilości 40% w odniesieniu do masy suchego gruntu. Wilgotność początkowa mieszanin wynosiła 50% i 100%. Określono ich skład fazowy, odczyn, ściśliwość oraz właściwości filtracyjne. Wyniki badań odnoszą się do terminów przechowywania próbek nieprzekraczających 28 dni.

### 3. Wyniki i dyskusja

W badaniach z wykorzystaniem pH-metru zauważono spadek odczynu w ciągu pierwszych 7 dni. Różnice pomiędzy wartościami pH uzyskanymi dla mieszanin o wilgotności 50% i 100% były nieznaczne. Zauważono wzrost ilości hydratów w mieszankach, szczególnie w ciągu pierwszego tygodnia, liczonego od momentu przygotowania próbek. Ilości hydratów obliczone na podstawie badań termogravimetrycznych wykonanych po różnych okresach czasu były zbliżone, niezależnie od wilgotności początkowej mieszanin. Na podstawie przeprowadzonych analiz z wykorzystaniem dyfraktometru rentgenowskiego odnotowano niewielkie różnice w składzie krystalicznym mieszanek badanych po 28 dniach. Ilość wody wykorzystana przy preparowaniu próbek miała wpływ na wartość współczynników filtracji, obliczonych na podstawie badań wykonanych w edometrze. Obliczone wartości

współczynnika filtracji wskazują na redukcję właściwości filtracyjnych mieszanin po upływie pierwszych 7 dni. Ponadto ściśliwość mieszanin ulegała widocznej stopniowej redukcji wraz z upływem czasu. Obserwacja ta dotyczyła wyników badań zarówno próbek o wilgotności 50%, jak i 100%. W przypadku mieszanin o wysokiej wilgotności początkowej zauważono załamanie wcześniej wzmocnionej struktury na skutek wzrostu obciążenia pionowego oraz duże przyrosty odkształcenia objętościowego.

#### 4. Podsumowanie

Przedstawione w artykule wyniki badań sugerują, że wilgotność początkowa mieszanin wpływa w nieznacznym stopniu na odczyn pH mieszanin. Ilości powstających wraz z upływem czasu hydratów są zbliżone, przy czym rodzaje powstających faz mogą być w pewnym stopniu zależne od wilgotności mieszanin. Zaobserwowano również redukcję współczynnika filtracji w ciągu pierwszych 7 dni. Podwyższona wilgotność i związana z nią wyższa wartość wskaźnika porowatości może przyczynić się do załamania struktury gruntu przy wyższych wartościach obciążenia pionowego.

#### Bibliografia

- [1] Nalbantoğlu Z.: *Effectiveness of Class C fly ash as an expansive soil stabilizer*. Construction and Building Materials No 18 2004, s. 377-381.
- [2] Reyes A., Pando M.: *Evaluation of CFBC fly ash for improvement of soft clays*. 2007 World of Coal Ash (WOCA), May 7-10, 2007, Northethn Kentucky, USA.
- [3] Diallo M. L., Unsever Y.S.: *Stabilization of clay soils using fly ash*. Black Sea Journal of Engineering and Science 2(3), 2019, s. 81-87.
- [4] Seyrek E.: *Engineering behavior of clay soils stabilized with class C and class F fly ashes*. Sci Eng Compos Mater 2018, 25(2), s. 273–287.
- [5] Ozdemir M.A.: *Improvement in bearing capacity of a soft soil by addition of fly ash*. Advances in Transportation Geotechnics 3. The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics ICTG 2016, Vol. 143, s. 498-505.
- [6] Mahvash S., López-Querol S., Bahadori-Jahromi A.: *Effect of class F fly ash on fine sand compaction through soil stabilization*. Heliyon 3, Elsevier Ltd, 2017.
- [7] Munda J., Padhi J., Mohanty S.: *Investigation on performance of expansive soil stabilized with fly ash and nano-SiO<sub>2</sub>*. Materials Today: Proceedings 67 2022, s. 1268-1275.
- [8] Brooks R. M.: *Soil stabilization with fly ash and rice husk ash*. International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences, Vol. 1, Issue 3, grudzień 2009, s. 209-217, ISSN: 2076-734X.
- [9] Shao D., Liu J., Huang X.: *Experimental study of stabilized soil utilizing Circulating Fluidized Bed Combustion desulfurization ash with carbide slag and desulfurization gypsum*. Journal of Engineering, Vol. 2015.
- [10] Cristelo N., Glendinning S., Fernandes L., Pinto A. T.: *Effect of calcium content on soil stabilization with alkaline activation*. Construction and Building Materials No. 29 2012, s. 167-174.
- [11] Knapik K.: *Experimental and numerical analyses of fly ash from fluidized bed combustion applications for selected ground improvement*. Rozprawa doktorska. Politechnika Śląska, Gliwice 2016.



## ANALIZA NUMERYCZNA GAZOCIĄGU PODZIEMNEGO POD OBCIĄŻENIEM DYNAMICZNYM

Paweł Okroj<sup>1</sup>, Jacek Hulimka<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Wibro-Projekt, Pl. Nowary 22, 43-100 Tychy, mail: pawel.okroj@wibro-projekt.com

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: jacek.hulimka@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** gazociąg, wpływy dynamiczne, drgania, bezpieczeństwo, MES.

### 1. Wstęp

Potrzeba znaczącej rozbudowy infrastruktury do przesyłu gazu wymusza jej rozbudowę, często w postaci nowych instalacji prowadzonych w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących. Pomimo stosowania bardzo nowoczesnych technik realizacji takich przedsięwzięć, wciąż istnieje konieczność lokalnego wykonywania robót o charakterze dynamicznym, w tym wibracyjnego lub udarowego osadzania grodzic w pobliżu eksploatowanych (to jest pracujących pod ciśnieniem) gazociągów.

Prowadzenie pomiarów wpływu drgań na konstrukcję gazociągu zwykle realizowane jest w postaci bezpośrednich pomiarów przy użyciu czujników osadzonych na przewodzie – a to wymaga wykonania odkrywki odsłaniającej przynajmniej górne fragmenty jego płaszcz. Pomijając koszty takiego przedsięwzięcia, wykonanie odkrywki zmienia warunki pracy danego przewodu poprzez usunięcie obciążenia naziemem, lokalną zmianę warunków podparcia oraz zmianę warunków współpracy z gruntem. Tym samym uzyskane wyniki pomiarów drgań pod wymuszeniami zewnętrznymi (np. spowodowanymi zabijaniem w pobliżu grodzic stalowych) odbiegają od rzeczywistych wartości w przewodzie w całości zagłębionym w gruncie. Ponadto, wykonanie odkrywki zmienia stan naprężeń w płaszczu rurociągu, a to grozi wystąpieniem awarii.

Biorąc pod uwagę wspomniane wyżej wady bezpośrednich pomiarów, autorzy zaproponowali metodą bezinwazyjnej oceny wpływu wymuszeń dynamicznych na konstrukcję podziemnych przewodów przesyłowych, bazującą na analizie MES weryfikowanej wynikami pomiarów drgań na powierzchni gruntu nad przewodem.

### 2. Krótki opis metody

Proponowana metoda bazuje na zapisach normy PN-EN 1594, zgodnie z którymi wykonywane są analizy MES trójwymiarowego modelu wycinka masywu gruntowego o wymiarach pozwalających na zaniechanie wpływu warunków brzegowych, obejmującego zestaw warstw poziomych o odpowiednio odwzorowanych lub pochodzących z badań parametrach geotechnicznych. W gruncie zabudowany jest fragment rurociągu o lokalizacji oraz parametrach geometrycznych i materiałowych zgodnych z rzeczywistymi.

Do opisanego modelu przyłożone są obciążenia statyczne (ciężar własny, naziom, ciśnienie medium wewnątrz przewodu) oraz obciążenia dynamiczne zgodne z rzeczywistymi (np. spowodowane wibracyjnym pogrążaniem grodzic w podłożu). W obydwu analizach szacowane są naprężenia zredukowane w konstrukcji rurociągu.

W praktyce wykonywane są następujące kroki: 1) obliczenie amplitud drgań wybranych węzłów konstrukcji w celu oceny zasadniczych atrybutów modalnych modelu, w tym pasm rezonansowych, 2) ustalenie dopuszczalnych wartości naprężenia zredukowanego w konstrukcji przewodu, 3) obliczenie wartości naprężeń zredukowanych od wpływów statycznych, 4) wyliczenie dopuszczalnej wartości naprężenia zredukowanego od wpływów dynamicznych (różnicy dopuszczalnego naprężenia zredukowanego i naprężeń od wpływów statycznych), 5) ponowne analizy MES w celu określenia takiej wartości przekazywanej na podłoże siły dynamicznej, która nie spowoduje przekroczenia wyliczonej wcześniej wartości naprężenia zredukowanego, dla każdego z pasm pozarezonansowych, 6) ustalenie wartości przyspieszenia wierzchniej warstwy gruntu nad przewodem, odpowiadającego uzyskanej wartości siły. Minimalna wartość dla pasm pozarezonansowych będzie wartością miarodajną.

W rejonie prowadzonych pomiarów powinny być zachowane następujące warunki: 1) nienaruszona struktura gruntu w strefie rzędu 25 m od prowadzonych prac, 2) lokalizacja stanowiska pomiarowego na powierzchni gruntu, na wprost frontu robót i przemieszczanie go sukcesywnie wraz z nim. Nieprzekroczenie przez mierzone wartości przyspieszeń opisaną wyżej wartości granicznej należy uznać za warunek bezpiecznej realizacji prac.

### 3. Przykład praktyczny – wyniki

W przykładzie zamodelowano masyw gruntowy o wymiarach  $40 \times 40 \times 19$  m, z osadzonym gazociągiem DN700,  $g = 11$  mm pod ciśnieniem roboczym 8,4 MPa. W odległości 5,0 m przyjęto zagłębienie grodzic Larsena na głębokość 10,0 m, przy użyciu wibromłota ICE18. Wiek gazociągu to 10 lat, co pozwala na powiązanie go z gruntem.

Założono obliczenia w 11 rzędnych pośrednich, przy ograniczeniu pasm wymuszeń od 15 do 35 Hz, co 5 Hz. Naprężenia zredukowane od obciążeń stałych wyliczono jako 6,0 MPa od obciążeń grawitacyjnych i 256,0 MPa od ciśnienia gazu.

W wykonanej analizie wpływu obciążeń dynamicznych uzyskano dodatkowe naprężenia zredukowane o wartościach: 7,0 MPa dla 15 Hz, 15,5 MPa dla 20 Hz, 11,5 MPa dla 25 Hz, 7,5 MPa dla 30 Hz i 6,0 MPa dla 35 Hz, przy czym w pasmach 20 i 25 Hz wystąpił rezonans. Pomijając pasma rezonansowe, odpowiadające przyspieszenia na powierzchni gruntu wynosiły:  $6,0 \text{ m/s}^2$  dla 15 Hz,  $12,5 \text{ m/s}^2$  dla 30 Hz i  $11,0 \text{ m/s}^2$  dla 35 Hz. Tym samym, zakładając, że podczas prowadzenia prac częstotliwość robocza wibromłota nie spadnie poniżej wartości rezonansowych, nieprzekroczenie na powierzchni gruntu nad rurociągiem przyspieszenia  $11,0 \text{ m/s}^2$  gwarantuje bezpieczeństwo prac.

### 4. Wnioski

W opracowaniu przedstawiono propozycję oceny bezpieczeństwa podziemnych gazociągów, w pobliżu których prowadzone są prace o charakterze wymuszeń dynamicznych. Często stosowane pomiary bezpośrednie są niebezpieczne i niemiarodajne, bowiem wymagają wykonania odkrywek. W proponowanej metodzie bezpieczeństwo konstrukcji szacowane jest na podstawie pomiarów przyspieszeń na powierzchni gruntu nad gazociągiem, a przyrost naprężeń w konstrukcji jest obliczany w analizie MES.



## STATYCZNE UPŁYNNIENIE W SYMULACJACH BADAŃ ELEMENTOWYCH GRUNTU SYPKIEGO

Krzysztof Sternik<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: krzysztof.sternik@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** model konstytutywny, symulacja numeryczna, test elementowy, upłynnienie statyczne.

### 1. Wstęp

W geomateriałach, a zwłaszcza w gruntach, zanim wystąpi graniczny stan naprężenia mogą pojawić się dwa rodzaje zniszczenia: zlokalizowane i rozproszone. Pierwszy występuje, gdy w początkowo jednorodnym rozkładzie pola odkształcenia generowana jest silna koncentracja przyrostów odkształceń zwana pasmem ścinania. Drugi nie wykazuje tak wyraźnych powierzchni ścinania. Materiał zmienia się stopniowo od stałego do płynnego, obejmując znacznie większą objętość niż w pasmach ścinania. Jest to tzw. upłynnienie statyczne i występuje głównie w luźnych piaskach, gdy podczas obciążenia bez odpływu wody z porów efektywne naprężenie średnie spada do zera. Upłynnienie statyczne można przewidzieć w ramach teorii plastyczności, jeśli model konstytutywny uwzględni wzmocnienie plastyczne i niestowarzyszone prawo płynięcia plastycznego.

Artykuł ma na celu przedstawienie możliwości modelu sprężysto-plastycznego z funkcją obciążenia Druckera-Pragera i wzmocnieniem dewiatorowym do przewidywania upłynnienia statycznego. Model zakłada niestowarzyszone prawo płynięcia oraz funkcję potencjału plastycznego daną równaniem zaczerpniętym z oryginalnego modelu Cam clay.

Przeprowadzone zostały symulacje numeryczne badań trójosiowego ściskania i rozciągania w stanie osiowej symetrii z wykorzystaniem analizowanego modelu. W wyniku obliczeń uzyskano odpowiedzi modelu na obciążenie zrealizowane w warunkach mieszanej kontroli przy kilku stałych wartościach poziomych naprężeń całkowitych i zadawanym odkształceniu pionowym przy ściskaniu lub rozciąganiu.

### 2. Opis modelu i założenia do symulacji

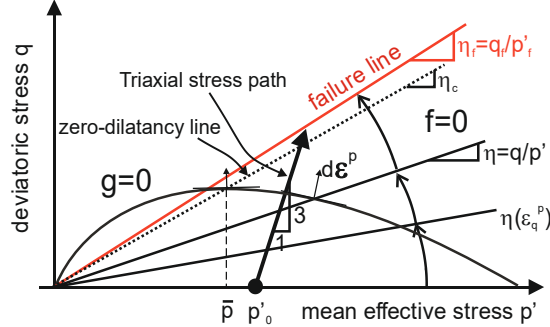
Funkcją obciążenia w modelu użytym do symulacji badań trójosiowych jest stożek Druckera-Pragera, który dla gruntów niespoistych opisany jest równaniem zależnym od dwóch niezmienników: efektywnego naprężenia średniego  $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r)$  i naprężenia dewiatorowego  $q = \sigma_a - \sigma_r$ :

$$f = q - \eta p' = 0 \quad (1)$$

Model użyty w symulacjach zakłada wzmocnienie dewiatorowe typu hiperbolicznego (Rys.1):

$$\eta(\varepsilon_q^p) = \eta_0 + (\eta_f - \eta_0) \frac{\varepsilon_q^p}{\varepsilon_q^p + A} \quad (2)$$

gdzie  $\varepsilon_q^p$  jest zakumulowanym plastycznym odkształceniem postaciowym,  $\eta_0 = q_0/p'_0$  początkowym współczynnikiem naprężeń,  $\eta_f = q_f/p'_f$  jest granicznym współczynnikiem naprężeń,  $A$  jest stałą materiałową.



**Rys. 1.** Ewolucja powierzchni obciążenia w zależności od zakumulowanego odkształcenia plastycznego  $\varepsilon_q^p$

Powierzchnia potencjału dana jest równaniem spirali logarytmicznej, zaczerpniętym z oryginalnego modelu Cam clay:

$$g = q + \eta_c p' \ln \frac{p'}{p} = 0 \quad (3)$$

Wewnątrz stożka Druckera-Pragera założona jest nieliniowa sprężystość, w której początkowa wartość modułu sprężystego wyznaczana jest z zależności

$$E = E_{ref} \left( \frac{\max(p', p_L)}{\sigma_{ref}} \right)^m \quad (4)$$

Na dalszych etapach analizy, gdy  $\Delta \varepsilon_v^e \neq 0$  wartość modułu sprężystego wynosi

$$E_{sec} = \beta_K \frac{p'_{n+1} - p'_n}{\Delta \varepsilon_{v,n+1}^e} \quad \beta_K = \frac{1}{3(1-2\nu)} \quad (5)$$

W warunkach bez odpływu (stałej objętości) związki konstytutywne przybierają postać

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^{ep} d\boldsymbol{\varepsilon} + \mathbf{1} du = (\mathbf{D}^{ep} + \xi \mathbf{1}\mathbf{1}^T) du \quad \xi = \frac{K^f}{n} \quad (6)$$

gdzie  $du$  jest zmianą ciśnienia wody w porach,  $K^f$  – modułem ściśliwości wody,  $n$  – porowatością.

Model wymaga deklaracji sześciu parametrów:  $E_{ref}$ ,  $\nu$ ,  $m$ ,  $\eta_f$ ,  $\eta_c$ ,  $A$  oraz dodatkowo  $\sigma_{ref}$  i  $p_L$ .

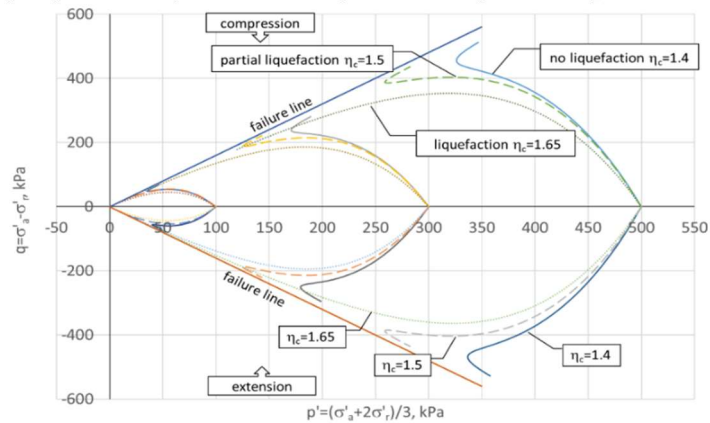
Aby pokazać reakcję modelu na obciążenie w warunkach bez odpływu przeprowadzone zostały obliczenia z wykorzystaniem skryptu w języku Python. W obliczeniach przyjęto następujące założenia: rozważono trzy stałe wartości naprężeń poziomych  $\sigma_r = 100, 300, 500$  kPa; parametry sprężyste:  $E_{ref} = 80000$  kPa,  $m = 0.5$ ,  $\nu = 0.2$ ,  $\sigma_{ref} = 100$  kPa; moduł sprężysty o stałej wartości dla naprężeń  $p' < p_L = 10$  kPa; graniczna wartość współczynnika naprężeń  $\eta_f = 1.6$ .

Każdą z symulacji prowadzono w warunkach mieszanej kontroli naprężeniowo-odkształceniowej, w której zmieniało się odkształcenie pionowe  $\varepsilon_a$  do maksymalnej wartości 10%.

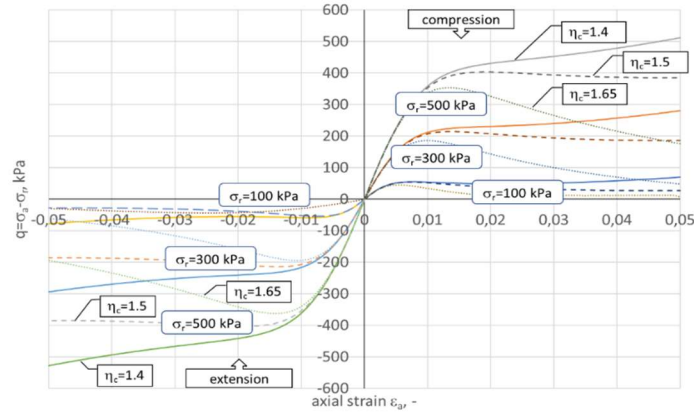
Do określenia reakcji modelu przyjęto trzy wartości gradientu linii zerowej dylatacji:  $\eta_c = 1,4; 1,5; 1,65$ . W tych symulacjach przyjęto  $A = 0,0035$ . W pozostałych symulacjach przyjęto trzy wartości parametru  $A = 0,0015; 0,0035; 0,0055$ , którym towarzyszyła wartość  $\eta_c = 1,5$ .

### 3. Wyniki symulacji badań trójosiowego ściskania i rozciągania

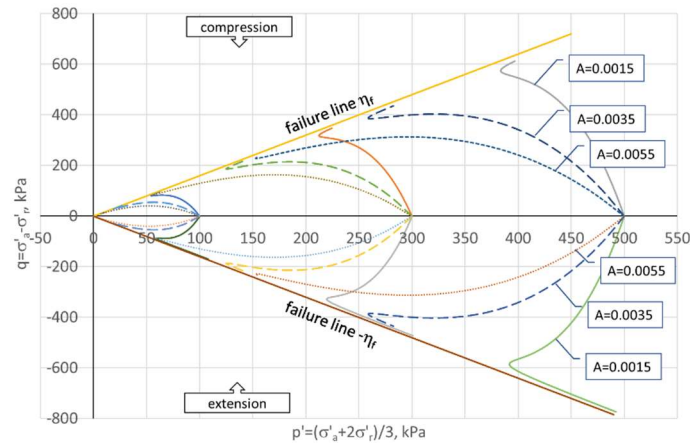
W rezultacie przeprowadzonych obliczeń uzyskano reakcje modelu pokazane na rys. 2 – 4.



Rys. 2. Ścieżki naprężenia dla założonych wartości  $\eta_c$  i naprężenia poziomego  $\sigma_r$



Rys. 3. Porównanie krzywych ścinania dla założonych wartości  $\eta_c$  i naprężenia poziomego  $\sigma_r$



Rys. 4. Ścieżki naprężenia dla różnych wartości parametru A

#### 4. Wnioski

Odpowiedź prezentowanego modelu pokazuje, że upłynnienie statyczne można osiągnąć odpowiednio dobierając różnicę między  $\eta_c$  a  $\eta_f$  i/lub odpowiednio dobierając wartość parametru A.

W przypadku upłynnienia częściowego dominującym mechanizmem zmian objętości jest zagęszczenie plastyczne, w związku z czym przed zniszczeniem obserwuje się postępujący wzrost ciśnienia wody w porach. W przypadku, gdy  $\eta_c \geq \eta_f$  przewidywana jest kontraktancja w całym zakresie obciążenia przed osiągnięciem obwiedni zniszczenia. W warunkach bez odpływu oznacza to ciągły wzrost ciśnienia porowego i migrację efektywnej ścieżki naprężeń w kierunku początku przestrzeni naprężeń  $p'q$ . Po przekroczeniu punktu o maksymalnej wartości  $q$  charakterystyka gruntu staje się niestabilna, co prowadzi do całkowitego upłynnienia.

#### Bibliografia

- [1] Casagrande A.: *Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review*, in Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, 5, 1975, pp. 79-133.
- [2] Castro G.: *Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, 6, 1975, pp. 551-569, doi: 10.1061/AJGEB6.0000173.
- [3] de Groot M. B., Bolton M. D., Foray P., Meijers P., Palmer A. C., Sandven R., Sawicki A., The T. C.: *Physics of Liquefaction Phenomena around Marine Structures*, Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 132, No. 4, July 1, 2006, pp. 227-243, doi: 10.1061/(ASCE)0733-950X(2006)132:4(227).
- [4] Ishihara K., Tatsuoka F., Yasuda V.: *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*, Soils and Foundations, 15, 1975, pp. 29-44, doi: 10.3208/sandf1972.15.29.
- [5] Świdziński W.: *Mechanizmy zagęszczania i upłynniania gruntów sypkich*, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, 2006.





## SHAPE IDENTIFICATION OF THE JET-GROUTED COLUMN BASED ON THE THERMAL ANALYSIS AND DIFFERENTIAL EVOLUTION

Marek Wojciechowski<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Lodz University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, Poland, e-mail: mwojc@p.lodz.pl

**Keywords:** jet-grouted column, heat transfer, cement hydration, inverse problem.

### 1. Introduction

Many methods allowing prediction of the diameter of the jet-grouted columns have been developed, which try to take into account the physical conditions during the column execution, such as the soil type and strength, nozzle sizes, inject pressure, and others. Both the mechanistic models of the process and the data-driven models using machine learning methods are used in this context [1, 2]. However, the execution of the jet-grouted column with the predetermined diameter is merely impossible. This is because of the uncertainties inscribed into the soil properties and the jet injection technology. Thus, one of the important aspects of the quality control of the grouted columns is the verification of their final geometry. This is a challenging problem since indirect methods have to be used for this purpose. Examples of such techniques being in use are the inspection holes, hydraulic calipers, sonic logging tests, and the measurements and back analysis of the temperature variations inside the column caused by cement hydration [3-5]. This latter technique is considered in this paper, taking into account, that the column is actually not cylindrical, but its diameter varies along its length. The 2D axisymmetric heat conduction problem has to be solved during the shape identification process and the computational results must be compared with the field measurements of the temperatures inside the columns. These measurements can be performed using the existing, well-recognized methods. This way the enriched column shape information is obtained at the only cost of increased, but still reasonable, numerical effort. In the following, the shape identification problem based on thermal analysis is formally formulated and solved using the differential evolution (DE) optimization method.

### 2. Formulation of the identification problem

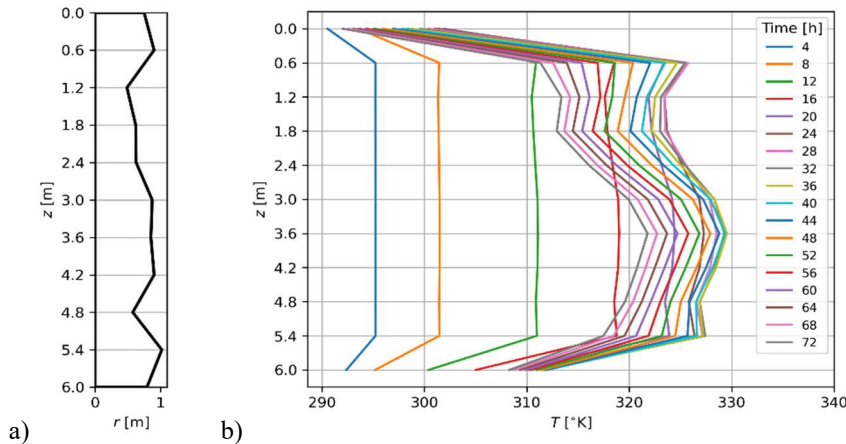
The identification problem solved in this paper can be expressed as follows:

$$\min_{D_j} \left[ \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m (T_{kj}^M(D_j) - T_{kj}^R)^2 \right] \quad (1)$$

where  $T_{kj}^{\mathcal{R}} = T^{\mathcal{R}}(z_j, t_k)$  are the temperatures measured at the centre of the jet-grouted column, at times  $t_k$  and at depths  $z_j$ ,  $T_{kj}^{\mathcal{M}}(D_j) = T^{\mathcal{M}}(D_j, z_j, t_k)$  are the temperatures at the corresponding times and locations, but obtained by means of the finite element simulation of the initial-boundary value problem (I-BVP) for heat conduction, and  $D_j$  are the column diameters at depths  $z_j$ . It is required that the physical measurements (process  $\mathcal{R}$ ) and finite element simulation (model  $\mathcal{M}$ ) provide temperature distributions which are as close as possible. Solving problem (1) leads to the set of optimal diameters denoted as  $D_j^{\text{opt}}$ . Assuming that other aspects of the numerical model are fitting well the physical reality, it can be also assumed that this solution approximates well the real shape of the column, i.e.,  $D_j^{\text{opt}} \approx D_j^{\mathcal{R}}$ .

### 3. Reference jet-grouted column

The reference data reflecting the installation conditions, shape, and temperature distribution in the jet-grouted column has been generated numerically. Axisymmetric geometry of the column used for obtaining this data is shown in Fig. 1a).



**Fig. 1.** a) shape of the reference column; b) temperature evolution at the column axis. The results are plotted for the 18-time moments  $t_k$  and for 11 depths  $z_j$

The column of the length 6 m and with the diameter at the ground surface equal to 1.5 m was considered. At the characteristic depths located every 0.6 m the diameter was drawn randomly from the range (0.9, 2.0) m. Thermal parameters adopted for the grouted column and the soil body are shown in Table 1.

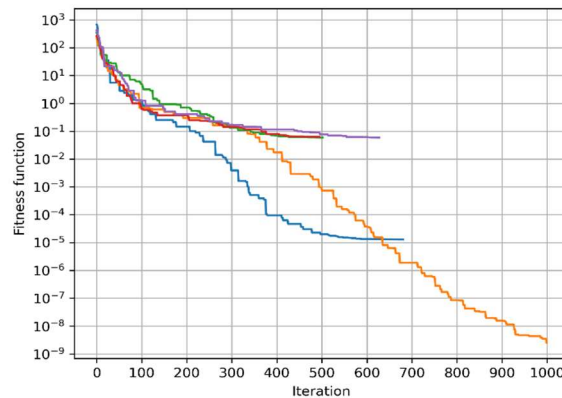
**Table 1.** Thermal parameters of the jet-grouted column and the surrounding soil

	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$c_p$ [J/(kg·K)]	$k$ [W/(m·K)]	$T_0$ [°K]
Column	2300	900	1.8	293.15
Soil	1800	1200	0.8	283.15

Additionally, the heat exchange coefficient at the surface is taken as  $\kappa = 8 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  and the external air temperature is assumed as  $T_\infty = 283.15 \text{ °K}$ . For heat production due to cement hydration, the typical characteristics of Portland cement were used. The cement content in the grouted column about  $500 \text{ kg}/\text{m}^3$  is taken and 12 hours after column execution time the peak heat production about  $1500 \text{ W}/\text{m}^3$  is assumed. The reference model was solved for the time span from 0 to 72 hours. The finite element package *fempy* was used for this purpose [6]. In Fig. 1b) the temperature evolution at the axis of symmetry is shown with the results plotted using 4-hour time step. These results are then collected in the array of temperature values  $T_{kj}^{R*} \equiv T^{R*}(z_j, t_k)$  and used in the following shape identification procedure (star signifies this array is numerically generated).

#### 4. Shape identification by differential evolution

For solving the optimization problem (1) differential evolution (DE) method is used. It belongs to the group of evolutionary algorithms. Its most important property, which was a key argument for using DE in this research is that this algorithm does not require any spatial differentiability of the fitness function [7, 8]. Several runs of the DE procedure, with different initial candidate solution populations, were executed to verify the reliability and convergence speed of the method. The maximum number of DE iterations is set up to 1000 and the convergence tolerance below 0.01 was required. Computations are performed on a server equipped with a 2x Intel Xeon Gold 5220R processor. For each optimization run 20 processor cores were used, so that trial I-BVPs were solved in parallel for getting trial temperature arrays  $T_{kj}^M$ . Updates of the fitness function for each run are shown in Fig. 2. It is visible, that the algorithm achieves a fitness function value lower than 0.1 at every run. To realize that this is a particularly good result let us indicate that the average error in temperature fit is then certainly not greater than  $0.025 \text{ °K}$ , which, in turn, translates to the average error in the identified column diameters not greater than, approximately,  $0.02 \text{ m}$ . This is considered as an insignificant shift in terms of engineering purposes. Every run of the optimization problem took a time between 1.5 to 3 hours, during which the fitness function is called from 75000 to 150000 times. This is a significant numerical effort. However, in engineering applications, this effort could be partially avoided by setting the realistic requirement on the final value of the fitness function.



**Fig. 2.** Convergence of the differential evolution algorithm. 5 different runs were executed. The fitness function is defined by Eq. (1)

## 5. Conclusions

Identification results presented in the previous sections are very promising and they are encouraging for further work. Preliminary computations performed also for other randomly generated reference columns show very similar results, i.e., very good shape identification is observed. However, when the depth resolution is increased the results are different. For example, if it is tried to identify the column shape at every 0.3 m (instead of 0.6 m) in depth, also using temperature measurements at every 0.3 m, optimization ends up with higher values of the fitness functions and distinctly different column shapes are obtained with every run. Clearly in this case the temperatures observed at the centre of the column are not enough to identify its shape and more measurements must be done. However, it has to be underlined, that the *trends* in the column shapes seem to be still preserved, and the average diameter of the columns is always properly identified.

The influence of model parameters other than column diameter on the identification results should be also considered in further investigations. For example, the initial temperatures in the soil mass depend on the location and year season and this is of interest, how this is influencing the evolution of temperatures in the column. Similarly, one can ask what the sensitivity of the model on the variations of thermal conductivity coefficients is. Finally, it has to be stated, that the presented approach should be verified and calibrated on the real field data.

## References

- [1] Ribeiro D., Cardoso R.: *A review on models for the prediction of the diameter of jet grouting columns*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 21, no. 6, pp. 641–669, Jun. 2017, doi: 10.1080/19648189.2016.1144538.
- [2] Shen S. L., Atangana Njock P. G., Zhou A. Lyu H. M.: *Dynamic prediction of jet grouted column diameter in soft soil using Bi-LSTM deep learning*, Acta Geotech., vol. 16, no. 1, pp. 303–315, Jan. 2021, doi: 10.1007/s11440-020-01005-8.
- [3] Croce P., Flora A., Modoni G.: *Jet Grouting: Technology, Design and Control*. London: CRC Press, 2014. doi: 10.1201/b16411.
- [4] Adam D., Meinhard K., Lackner R.: *Temperature Measurements to determine the Diameter of Jet-grouted Columns*, presented at the Proceedings of the DFI and EFFF 11th International Conference of Geotechnical Challenges in Urban Regeneration, Eigenverlag, 2010. Accessed: Apr. 11, 2023. [Online]. Available: <https://repositum.tuwien.at/handle/20.500.12708/62348>
- [5] Meinhard K.: *TEMPJET: Continuous Quality Control and Quality Assurance*: World of PORR, vol. 160, 2012, [Online]. Available: <https://worldofporr.com/uploads/pdf/TEMPJETContinuousQualityControlandQualityAssurance.pdf>
- [6] Wojciechowski M.: *Fempy - finite element method in python*, GitHub. <https://github.com/mrkwjc/fempy>; <http://fempy.org> (accessed Mar. 15, 2021).
- [7] Storn R. Price K.: *Differential Evolution – A Simple and Efficient Heuristic for global Optimization over Continuous Spaces*, Journal of Global Optimization, vol. 11, no. 4, pp. 341–359, Dec. 1997, doi: 10.1023/A:1008202821328.
- [8] Virtanen P. et al.: *SciPy 1.0: fundamental algorithms for scientific computing in Python*, Nat Methods, vol. 17, no. 3, Art. no. 3, Mar. 2020, doi: 10.1038/s41592-019-0686-2.



## STATECZNOŚĆ SKŁADOWANYCH ODPADÓW KOMUNALNYCH DLA RÓŻNYCH SYSTEMÓW USZCZELNIEŃ

Katarzyna Zabielska-Adamska<sup>1</sup>, Justyna Markowska<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Nauk o Środowisku, ul. Wiejska 45A,  
15-351 Białystok, mail: kadamska@pb.edu.pl

<sup>2</sup> Szkoła Doktorska, Politechniki Białostockiej, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok,  
mail: justyna.markowska@sd.pb.edu.pl

**Słowa kluczowe:** analiza stateczności, składowanie odpadów komunalnych, warstwy uszczelniające, obliczenia stateczności odpadów.

### 1. Wprowadzenie

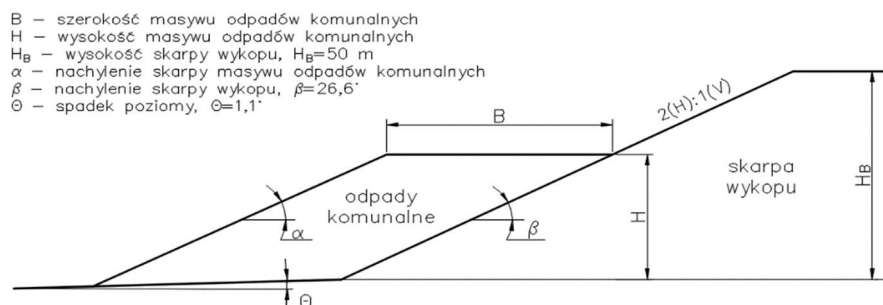
Pod składowiskiem odpadów komunalnych, jego podstawą i bocznymi skarpami, powinna zalegać naturalna bariera geologiczna w postaci ciągłej warstwy gruntu o współczynniku przepuszczalności  $k \leq 10^{-9}$  m/s [7]. W przypadku braku odpowiedniej naturalnej bariery geologicznej wykonuje się sztuczną warstwę uszczelniającą. Naturalnej lub sztucznej barierze towarzyszy syntetyczna geomembrana. Czasza składowiska odpadów komunalnych wyposażona jest również w system drenażowy. Według [5] minimalna grubość naturalnej bariery geologicznej nie powinna być mniejsza niż 1,0 m, a sztuczna bariera mineralna powinna mieć grubość co najmniej 0,5 m. Warstwy drenażowe projektuje się z materiałów gruntowych o współczynniku przepuszczalności  $k > 10^{-4}$  m/s i miąższości nie mniejszej niż 0,5 m.

Celem pracy jest weryfikacja stateczności masywu składowanych odpadów komunalnych na składowisku odpadów o określonej geometrii masywu. Jako mineralną warstwę uszczelniającą rozpatrzono dwa różne materiały: zagęszczoną glinę zwięzłą oraz zagęszczony popiół lotny spełniający warunki materiału do budowy warstwy uszczelniającej [6]. Analiza może być pomocna w ustaleniu procedury składowania odpadów.

### 2. Materiał i metody

Składowisko przyjęto jako podpoziomowe, gdzie maksymalna wysokość składowania odpadów jest równa wysokości skarpy wykopu. Zbocze wykopu wykonane jest z drobnego piasku. Przyjęto zmienne parametry geometryczne masywu odpadów komunalnych, takie jak: wysokość masywu odpadów  $H = 5, 10, 30$  i  $50$  m, szerokość korony masywu odpadów  $B = 10$  i  $50$  m oraz nachylenie masywu odpadów  $\alpha = 20, 25, 30$  i  $45^\circ$ . Kształt wykopu przyjęto zgodnie z [4], przy nachyleniu dna wykopu  $2\%$  ( $1,1^\circ$ ), jak również

parametry odpadów i materiałów geosyntetycznych. Na rys. 1 przedstawiono schemat składowania odpadów komunalnych na składowisku.



Rys. 1. Schemat składowania odpadów komunalnych na składowisku

Pod masywem odpadów i na bocznych skarpach zaprojektowano warstwę drenażową z piasku średnio zagęszczonego o stopniu zagęszczenia  $I_D=0,60$  i grubości 0,5 m, poniżej dano geowłókninę o funkcjach drenażowych i ochronnych, w dalszej kolejności syntetyczną barierę w postaci dwustronnie teksturowanej geomembrany PEHD o grubości 2,0 mm oraz mineralną warstwę uszczelniającą o grubości 1 m z zagęszczonej twaroplastycznej gliny związłej o stopniu plastyczności  $I_L=0,24$ . Obliczenia przeprowadzono nie tylko dla klasycznego uszczelnienia mineralnego w postaci zagęszczonej gliny, ale również dla zagęszczonego popiołu lotnego o wskaźniku zagęszczenia  $I_s=0,97$ . Warstwę uszczelniającą popiołów lotnych analizowano tylko przy założeniu bardziej niekorzystnego przypadku projektowego – większego nachylenia i wysokości masywu odpadów. W analizowanym podłożu nie zakłada się występowania wód gruntowych i odcieków.

Stateczność zbocza jest zwykle oceniana przy użyciu metod równowagi granicznej. Najczęściej stosowane metody to klasyczne metody równowagi granicznej: Felleniusa, Bishopa, Janbu czy Morgensterna-Price'a. Wykonując obliczenia zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7 [1] należy wziąć pod uwagę, że Eurokod narzuca założenie sił poziomych pomiędzy pionowymi paskami, co wyklucza zastosowanie metody Felleniusa. Dodatkowo heterogeniczność odpadów komunalnych deponowanych na składowisku zwiększa zakres generowanych błędów, co sprawia, że metoda Felleniusa może być stosowana jedynie do przybliżonej prognozy stateczności skarp składowiska [3].

Przeanalizowano najbardziej niekorzystne kołowe powierzchnie poślizgu 45 wariantów masywów odpadów komunalnych przy dwóch różnych konstrukcjach uszczelnienia. Rozważania prowadzono zgodnie z podejściem 3 (DA3) Eurokodu 7 [1], zgodnie z Załącznikiem krajowym, obliczając procentowe wykorzystanie nośności na podstawie wartości obliczeniowych oddziaływań stanu granicznego GEO. Obliczenia stateczności wykonano również z uwzględnieniem wartości współczynników bezpieczeństwa, tj. wykorzystując charakterystyczne wartości parametrów i oddziaływań.

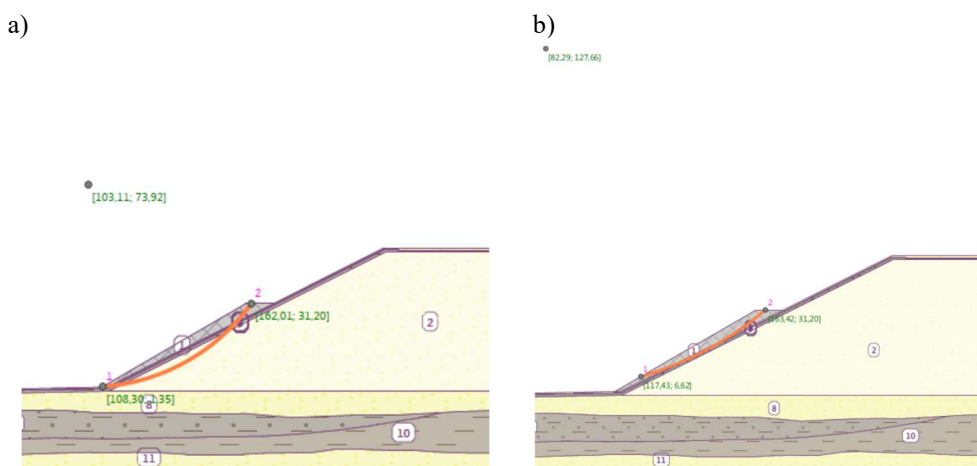
Analizę stateczności konstrukcji wykonano z wykorzystaniem programu numerycznego GEO5 (moduł *Slope Stability*), uwzględniając metody równowagi granicznej: Felleniusa/Pettersona, Bishopa, Spencera, Janbu i Morgensterna-Price'a, przy założeniu kołowej powierzchni poślizgu. Obliczenia przeprowadzono kilkakrotnie, poszukując powierzchni poślizgu o najniższym współczynniku bezpieczeństwa, zwanej krytyczną powierzchnią poślizgu [2].

### 3. Analiza wyników obliczeń

W zdecydowanej większości przypadków obliczeniowych nieco mniejsze wartości współczynników bezpieczeństwa  $F$  i większe stopnie wykorzystania  $A$  uzyskano metodą Felleniusa/Pettersona, ze względu na założenie zerowych sił ścinających i normalnych między blokami obliczeniowymi. Wymiary i kształt masy odpadów, które innymi metodami oceniane są jako stateczne, w przypadku metody Felleniusa są niestateczne (niedoszacowanie współczynnika bezpieczeństwa i zawyżenie procentowego wykorzystania nośności).

Analizując obliczenia wykonane zgodnie z DA3 Eurokodu 7 [1] stwierdzono, że przy przyjętej budowie i wymiarach geometrycznych masywu, masę odpadów można uznać za stabilną przy wysokości składowania  $H = 5 - 50$  m, szerokości korony bryły odpadów  $B$  równej 10 i 50 m oraz nachyleniu zbocza masywu odpadów  $\alpha$  od  $20^\circ$  do  $25^\circ$ , niezależnie od rodzaju uszczelnienia. Po zwiększeniu nachylenia skarpy odpadów do  $30^\circ$ , skarpa jest stateczna na wysokości  $B = 10$  m, a przy  $B = 50$  m – tylko w przypadku wysokości składowiska odpadów  $H = 5 - 10$  m. W przypadku dalszego zwiększania nachylenia zbocza  $\alpha$  do  $45^\circ$  warunek stateczności jest spełniony dopiero przy szerokości zbocza równej 10 m i wysokości  $H$  składowanych odpadów równej 5 m.

Należy zauważyć, że położenie linii poślizgu krytycznego zmienia się w zależności od wymiarów geometrycznych korpusu odpadu i generalnie jest niezależne od przyjętej metody obliczeniowej. Jednak na położenie linii poślizgu ma wpływ rodzaj warstwy uszczelniającej skarpe oraz dno składowiska. W przypadku uszczelnień popiołem lotnym jako warstwę mineralną uszczelnienia, w ramach przeprowadzonych obliczeń uzyskano podobne przebiegi kołowych linii poślizgu oraz w większości identyczne wartości współczynników bezpieczeństwa i procentowego wykorzystania. Zmienność linii poślizgu zaobserwowano w przypadku nachylenia stoku  $\alpha = 30^\circ$  i ukształtowania masywu określonego przez  $B = 10$  m i  $H = 30$  m (Rys. 2). W przypadku uszczelnienia z popiołu lotnego linia poślizgu nie przecina uszczelnienia, lecz biegnie wzdłuż uszczelnienia, ale w obu przypadkach konstrukcja jest stabilna.



Rys. 2. Powierzchnie poślizgu wygenerowane za pomocą GEO5 dla masywu  $\alpha = 30^\circ$ ,  $B = 10$  m,  $H = 30$  m i warstwy uszczelniającej z: a) gliny związanej, b) popiołu lotnego

Obliczenia stateczności z uwzględnieniem współczynnika bezpieczeństwa mogą być mniej lub bardziej rygorystyczne w porównaniu z obliczeniami według Eurokodu 7 (DA3), w zależności od przyjętej dopuszczalnej wartości współczynnika stateczności.

#### 4. Wnioski

1. Ocena stateczności zbocza za pomocą procentowego wykorzystania nośności i współczynników bezpieczeństwa jest porównywalna, jeżeli dopuszczalne wartości współczynników stateczności są większe od 1,2. Jeżeli wartość dopuszczalna  $F \geq 1,3$ , analizy stateczności z wykorzystaniem współczynnika bezpieczeństwa są znacznie bardziej rygorystyczne niż w przypadku stanu granicznego i stopnia wykorzystania nośności.
2. Odpady komunalne składowane na składowisku podpoziomowym są zasadniczo stateczne, jeżeli nachylenie zbocza odpadu wynosi  $\alpha \leq 25^\circ$ . Wysokość składowanych odpadów może wówczas sięgać nawet 50 m, przy szerokości korony 50 m. Przy nachyleniu stoku  $\alpha = 30^\circ$  konstrukcje masywów odpadów do wysokości 10 m są stateczne. Wartości te oceniono niezależnie od materiału uszczelnienia mineralnego.
3. Podane wartości parametrów geometrycznych składowanych odpadów należy traktować wyłącznie orientacyjnie, ze względu na duże zróżnicowanie parametrów fizyczno-mechanicznych odpadów komunalnych oraz ich niejednorodność.
4. Stosowanie metody Felleniusa/Pettersona może prowadzić do niedoszacowania współczynnika bezpieczeństwa i zawyżenia stopnia wykorzystania nośności, a w konsekwencji do błędnej oceny bezpieczeństwa konstrukcji. Inne metody oceny stateczności konstrukcji – metoda Bishopa, Janbu czy Morgensterna-Price'a – dają porównywalne lub takie same wyniki.
5. Zastosowanie różnych metod oceny stateczności (metody Felleniusa/Pettersona, Bishopa, Janbu, Morgensterna-Price'a) prowadzi do bardzo podobnych kołowych linii poślizgu. Zmiana materiału mineralnej warstwy uszczelniającej może prowadzić do zmiany przebiegu kołowej linii poślizgu.

#### Bibliografia

- [1] PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Część 1.
- [2] European Technical Committee No. 8 (ETC 8), Geotechnics of Landfill Design and Remedial Works – Technical Recommendation GLR. Berlin: Ernst & Sohn 1993.
- [3] Koda E.: *Składowiska odpadów. Stateczność zboczy wysypisk odpadów komunalnych*. In: XXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła 2009., 13-49.
- [4] Qian X., Koerner R. M.: *Critical interfaces and waste placement in landfill design*. Environmental Geotechnics 2017, 4(3), 160-170.
- [5] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 30 kwietnia 2013 r. w sprawie składowisk odpadów (Dz. U. 2013 poz. 523 z póź. zm.).
- [6] Zabielska-Adamska K.: *Hydraulic conductivity of fly ash as a barrier material: some problems in determination*. Environmental Earth Science 2020. s, 79, no. 321.
- [7] Zadroga B., Plańczuk-Neyman K.: *Ochrona i rekultywacja podłoża gruntowego. Aspekty geotechniczno-budowlane*. Gdańsk: Oficyna Wydawnicza Politechniki Gdańskiej 2001.





**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 4**

**INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA**





## HISTORIA RAMOWEGO WIADUKTU DROGOWEGO W PAWŁOWICACH NA TERENIE GÓRNICZYM

Piotr Bętkowski<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: piotr.betkowski@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** wiadukt, most, utrzymanie, wpływy górnicze, MES.

### 1. Wprowadzenie

Tytułowy wiadukt był wybudowany w połowie lat 50-tych XX w. poza obszarem górniczym. Była to rama trójprzęsłowa, obiekt nie był zabezpieczony na wpływy górnicze. Wiadukt był świadkiem budowy jastrzębskich kopalń w latach 60-tych i 70-tych XX w., po wiadukcie przejeżdżały ciężkie pojazdy związane z budową infrastruktury wydobywczej. Wiadukt został uszkodzony w połowie lat 70-tych XX w. przez pojazdy przewożące kruszywo w trakcie budowy w jego bliskim sąsiedztwie drogi krajowej z Katowic do Ustronia – był uczestnikiem i ofiarą terminów realizacji narzucanych nie przez uwarunkowania techniczne, ale ideologię wiążącą otwarcia wielkich inwestycji z celebrowaniem uroczystości państwowych. Uszkodzony funkcjonował do 2014 roku. Na ratunek pospieszyła mu lokalna kopalnia. Wiadukt został naprawiony i dostosowany do przenoszenia znacznych wpływów górniczych, a niestandardowe zabezpieczenia wymagały obszernych analiz obliczeniowych i istotnej ingerencji w sposób pracy konstrukcji ramowej trójprzęsłowej. W zamian za otrzymanie drugiego życia wiadukt musiał przenosić znaczne wpływy górnicze. Śmierć przyniosła mu nie eksploatacja górnicza, ale dofinansowana z pieniędzy europejskich przebudowa i modernizacja drogi wojewódzkiej biegnącej po wiadukcie, tj. większe obciążenia użytkowe i wymagane szerokości pasów ruchu. W 2020 roku przedmiotowy wiadukt rozebrano, a w jego śladzie został wybudowany nowy obiekt.

Artykuł zawiera szereg unikatowych zdjęć dokumentujących historię techniczną wiaduktu, elementy ocen technicznych i eksperckich, przywołanie analiz dotyczących dostosowania wiaduktu ramowego do przenoszenia deformacji opowiadających III kategorii terenu górniczego oraz opis pracy konstrukcji poddanej wymuszeniom górniczym.

### 2. Podstawowe informacje o wiadukcie

Podstawowe informacje o wiadukcie wg stanu z 2013 roku (przed przebudową): schemat statyczny to rama 3-przęsłowa (Rys. 1); rozpiętość przęseł/dźwigarów (w osiach podpór) wynosi 13,3 + 18,5 + 13,3 m; szerokość obiektu (pomostu) 10 m; wysokość filarów ok. 5,50 m; kąt skrzyżowania z przeszkodą (oraz skos płyty pomostowej) 58,8°; filary (dwie podpory pośrednie) to 5 słupów na każdą podporę, przekrój słupów filarów jest prostokątny 0,57 x 0,57 m, przewiązka pomiędzy słupami filarów ma przekrój prostokątny 0,37 x 0,40 m. Dźwigary wraz z płytą pomostową mają wysokość 0,85 m oraz szerokość 0,57 m.

Grubość płyty pomostowej minimum 0,18 m. Przęsło oparte jest na przyczółkach bezpośrednio na przekładce z papy, brak łożysk [1]. Na wiadukcie znajduje się droga wojewódzka o szerokości jezdni pomiędzy krawężnikami 6,97 m, bitumiczne przykrycie szczelin dylatacyjnych oraz 2 chodniki o szerokości 1,28 m. Beton, z którego wykonano wiadukt odpowiada obecnej klasie C20/25 [2], główne pręty zbrojeniowe w dźwigarach i filarach to pręty o średnicy 36 mm ze stali zbrojeniowej odpowiadającej obecnej klasie A-I.



Rys. 1. Widok od strony południowej na wiadukt (rok 2013)

### 3. Uszkodzenia konstrukcji

W 2012 roku lokalna kopalnia podjęła decyzję o wydobyciu złoża węgla zalegającego w bezpośrednim sąsiedztwie wiaduktu. Wykonana została ekspertyza. Spektakularne były uszkodzenia przyczółków, tj. pęknięcia ścianek zapleczyńnych wraz z przemieszczeniem oddzielonych przez pęknięcie elementów (np. rys. 2) – szczeliny pęknięć miały szerokość do 10 cm. Jak wykazały analizy (opisane m.in. w [1]) uszkodzenia ścianek zapleczyńnych powstały w wyniku nadmiernego obciążenia naziomu od obciążeń użytkowych w czasie budowy drogi krajowej z Katowic do Ustronia, tzw. „Gierkówki” (trasa ta, obecnie DK81, biegnie 150 m od wiaduktu), po wiadukcie przewożony był kamień na podbudowę, ciężarówki były przeładowane (przyczyną było szybkie tempo robót i brak dostatecznej ilości taboru do prawidłowego obsłużenia tak wielkiej inwestycji).



Rys. 2. Przyczółek od Pawłowic – pęknięcia ścianki zapleczyńnej (rok 2013)

### 4. Model MES

W celu oceny nośności wiaduktu, ale także w celu analizy wpływu górniczych deformacji terenu na wiadukt [3], został wykonany model MES (Rys. 3) [4-6]. Wiadukt został zaprojektowany na klasę I wg [7]. Analizy MES (opisane w [4, 5]) pokazały, że nośność wiaduktu odpowiada klasie C wg [8]. Wg obecnych norm [9] wiadukt nie przenosi obniżen klasy II wg warunków technicznych zaktualizowanych w 2019 roku [10]. Wiadukt spełniał wymagania odnośnie nośności użytkowej bez ograniczeń [11].



odpowiadały górnej (maksymalnej) granicy I kategorii terenu górniczego. Eksploatacja górnicza w latach 2014-2020 nie spowodowała żadnych uszkodzeń wiaduktu. Wizualnie można było odnieść wrażenie, że wiadukt znajduje się poza aktywnym terenem górniczym. Wiadukt po remoncie pokazano na rys. 4.

## 7. Uwagi końcowe

W chwili rozbiórki przedmiotowy wiadukt znajdował się w najlepszej kondycji technicznej od czasów swojej młodości. Przetrwał eksploatację górniczą i mógł dalej przenosić wpływy górnicze. Był uszkodzony przez przeciążone pojazdy przewożące kruszywo w trakcie budowy drogi krajowej z Katowic do Ustronia, ale został skutecznie naprawiony. Został rozebrany, bo nie sprostał nowym wymaganiom technicznym, takim jak większe obciążenia użytkowe [9, 10] i większe wymagania odnośnie szerokości pasów ruchu. Przedmiotowy wiadukt został rozebrany nie ze względu na aktualną kondycję techniczną, ale ze względu na wymagania i oczekiwania, którym nie sprostał.

## Bibliografia

- [1] Bętkowski P.: *Elementy oceny bezpieczeństwa drogowego wiaduktu ramowego położonego na terenach górniczych*. Prace naukowe GIG. Górnictwo i środowisko. Kwartalnik 2011 Nr 2/1/2011 (str. 23-29).
- [2] Eurokod 2: PN-EN 1992. *Projektowanie konstrukcji z betonu*.
- [3] Salamak M.: *Obiekty mostowe na terenach z deformującym się podłożem w świetle kinematyki brył*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2013.
- [4] Bętkowski P., Pradelok S.: *Analiza obliczeniowa możliwości zabezpieczenia ramownicowego obiektu mostowego na znaczne wpływy górnicze*. Budownictwo i Architektura, 2013, nr 12(2) (str. 7-14).
- [5] Bętkowski P., Pradelok S., Łupieżowicz M.: *Maintenance and risk assessment of a concrete frame bridge impacted by mining deformations of the area*. 14th Intern. Multidisciplinary Scientific GeoConference SGEM 2014. Conference Proceedings, 2014, Vol. 3, DOI 10.5593/SGEM2014/B13/S3.046 (str. 345-352).
- [6] Bień J.: *Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji*. Oficyna Wydawcza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.
- [7] Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych i miejskich. Część ogólna. Ministerstwo Transportu drogowego i lotniczego, Warszawa 1952.
- [8] PN-85/S-10030, 1985, *Obiekty mostowe. Obciążenia*.
- [9] Eurokod 1: PN-EN 1991. *Oddziaływania na konstrukcje*.
- [10] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. (Dz. U. z 2000 r. Nr 63 poz. 735 ze zm. z 2019 roku).
- [11] Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA, Warszawa 2004.



## BADANIA NIEZWIĄZANEJ MIESZANKI STABILIZOWANEJ GEORUSZTEM O MONOLITYCZNYCH WĘZŁACH PODDANEJ DEFORMACJOM ROZLUŹNIAJĄCYM

Marcin Grygierek<sup>1</sup>, Piotr Kalisz<sup>2</sup>, Magdalena Zięba<sup>3</sup>, Andrzej Pytlik<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: marcin.grygierek@polsl.pl

<sup>2</sup> Główny Instytut Górnictwa, Zakład Geologii, Geofizyki i Ochrony Powierzchni,  
plac Gwarków 1, 40-166 Katowice, mail: pkalisz@gig.eu

<sup>3</sup> Główny Instytut Górnictwa, Zakład Geologii, Geofizyki i Ochrony Powierzchni,  
plac Gwarków 1, 40-166 Katowice, mail: mzieba@gig.eu

<sup>4</sup> Główny Instytut Górnictwa, Zakład Badań Mechanicznych i Inżynierii Materiałowej,  
plac Gwarków 1, 40-166 Katowice, mail: apytlik@gig.eu

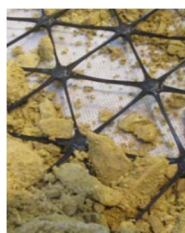
*Słowa kluczowe: stabilizacja georusztem, obciążenie płytą, deformacje górnicze.*

### 1. Wprowadzenie

W budownictwie komunikacyjnym stosowanie geosyntetyków znane jest od kilku dekad [1, 2]. Jednym z celów ich stosowania jest konieczność poprawy mechanicznych właściwości warstw nawierzchni i zwłaszcza jej podłoża [1]. Cechy wzmacniające przypisuje się geosiatkom, geotkaninom oraz georusztem. Wymienione geosyntetyki współpracują z warstwami niezwiązanego kruszywa według różnych mechanizmów [2]. Szczególnym przypadkiem stosowania geosyntetyków, są wzmocnienia warstw na terenach górniczych [1, 3]. Przykładowo, deformacje górnicze, mogą w warstwie niezwiązanego kruszywa powodować redukcję modułu o ok. 40% przy deformacjach II kategorii terenu górniczego ( $\epsilon = 1.5-3.0$  mm/m) [3]. Celem oceny wpływu skuteczności geosyntetyku na poprawę odporności warstwy kruszywa na deformacje górnicze wykonano badania laboratoryjne na stanowisku badawczym.

### 2. Opis stanowiska badawczego i programu badań

Wykonano dwa modele – z/bez wzmocnienia wieloosiowym georusztem o sztywnych monolitycznych węzłach. W każdym przypadku badany układ warstw poddano cyklicznym obciążeniom symulującym oddziaływanie od kół pojazdu oraz przyłożono odkształcenia rozluźniające rzędu 6 mm/m, symulujące wpływ deformacji górniczych. W badaniach wykorzystano wieloosiowy georuszt o sztywnych monolitycznych węzłach (Rys. 1). Po każdym etapie obciążeń cyklicznych oraz rozluźnienia wykonywano badanie statyczną płytą, obserwując przemieszczenia płyty oraz głębokość deformacji trwałych.



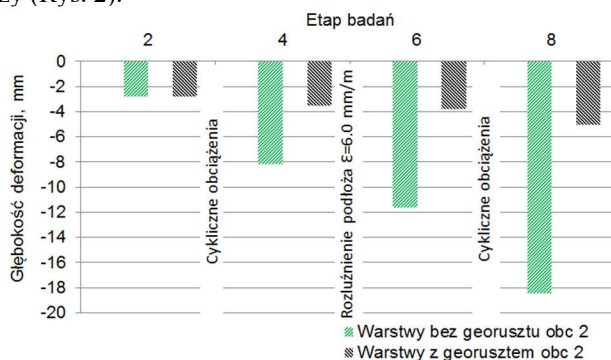
Parametr	Metoda badania <sup>1)</sup>	Wymagana wartość	Tolerancja
Sztywność radialna przy odkształceniu 0,5%	TR 041 B.1	480 kN/m	-90
Współczynnik izotropii sztywności	TR 041 B.1	0,80	-0,15
Efektywność węzła	TR 041 B.2	100 %	-10
Rozmiar sześcioboku	TR 041 B.4	80 mm	+/-4

<sup>1)</sup> wg Raportu Technicznego Europejskiej Organizacji Aprobatach Technicznych EOTA nr TR41 z października 2012

Rys. 1. Cechy georusztu o monolitycznych węzłach wykorzystanego do badań

### 3. Wyniki badań. Dyskusja

Uzyskane wyniki jednoznacznie wskazują na korzystniejszą reakcję układu warstw wzmocnionego georusztem. Warto zauważyć, że w układzie „bez georusztu” deformacja znacząco rośnie w kolejnych etapach, a w układzie „z georusztem” przyrost deformacji jest znacząco mniejszy (Rys. 2).



Rys. 2. Deformacja na powierzchni układu warstw pomierzona po wtórnym obciążeniu płytą statyczną

### 4. Podsumowanie

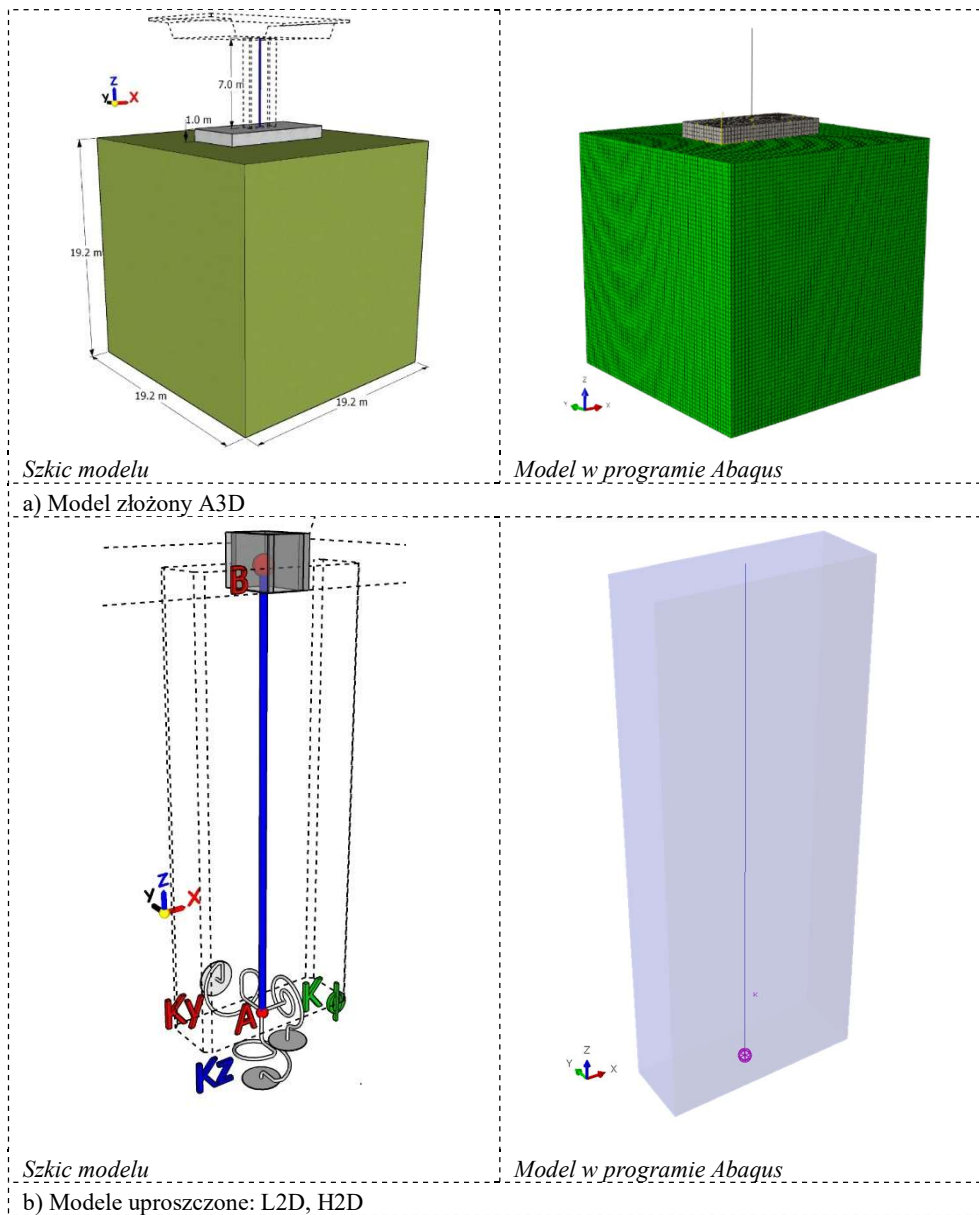
Wyniki badań pozwalają stwierdzić m.in. że: (1) stosowanie georusztu o sztywnych monolitycznych węzłach przynosi korzyści, minimalizując negatywne skutki deformacji górniczych w zakresie poziomych odkształceń rozluźniających 6 mm/m, (2) zastosowanie georusztu redukuje głębokość deformacji trwałej o 75%.

### Bibliografia

- [1] Stilger-Szydło E.: *Posadowienia budowli infrastruktury transportu lądowego. Teoria – projektowanie – realizacja*, 1st ed. Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2005.
- [2] Zornberg J. G.: *Functions and Applications of Geosynthetics in Roadways*, *Procedia Eng.*, vol. 189, no. May, pp. 298-306, 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2017.05.048.
- [3] Grygierek M., Kalisz P., Zięba M., Pytlik A., Frąc W.: *Laboratory tests of unbound aggregate pavement base under cyclic loading and the impact of ground deformations caused by mining*, *Acta Montan. Slovaca*, vol. 27, no. 1, pp. 117-134, 2022, doi: 10.46544/AMS.v27i1.09.







**Rys. 2.** Model numeryczny podpory pośredniej wiaduktu

W analizie dotyczącej wpływu sposobu modelowania podłoża gruntowego pod podporą pośrednią założono, że filar i stopa fundamentowa zbudowane są z betonu zbrojonego klasy C50/60. Wartość modułu Younga wynoszącą 37 GPa i współczynnika Poissona 0,2 dla betonu przyjęto z normy [7]. Analizowany filar jest monolitycznie połączony ze stopą fundamentową i przęsłem wiaduktu o przekroju skrzynkowym. Filar posadowiony jest bezpośrednio na gruncie i jest on ostatnią z pięciu podpór pośrednich przenoszących sześcioprzęsłowy wiadukt zintegrowany o długości 178 m. W analizie założono,

że konstrukcja wiaduktu współpracuje z otaczającym go gruntem na skutek efektów termicznych i różnych obciążeń stałych i zmiennych. W rozpatrywanych modelach podłożem gruntowym jest zagęszczony piasek i żwir. Z literatury [3] przyjęto średnią wartość modułu Younga dla tego materiału. Należy podkreślić, że przed przystąpieniem do projektowania konstrukcji współpracującej z otaczającym ją gruntem konieczne jest wcześniejsze określenie rzeczywistych parametrów fizycznych tego gruntu. Jest to możliwe jedynie na podstawie badań geotechnicznych. Z tego względu przy projektowaniu wiaduktów zintegrowanych wymagana jest ścisła współpraca pomiędzy inżynierem geotechnikiem i projektantem konstrukcji. W programie Abaqus FEA [6] zbudowano trzy modele numeryczne. Pierwszy model A3D pokazany na rys. 2a przedstawia złożony model trójwymiarowy. Modele drugi L2D i trzeci H2D filara przedstawione na rys. 2b pokazują uproszczone modele dwuwymiarowe. Sztywność podłoża i stopy fundamentowej w tych dwóch ostatnich modelach odwzorowano trzema więziami sprężystymi. Sztywność więzi sprężystej na obrót, na kierunku pionowym i na kierunku poziomym obliczono na podstawie równań podanych w publikacji [2] dla modelu L2D i publikacji [3] dla modelu H2D. Równania do obliczenia więzi sprężystych dla sztywnej prostokątnej stopy fundamentowej podane przez Barkana [4] i Gorbunova-Possadova [5] wyprowadzono z teorii sprężystości dla półprzestrzeni sprężystej. Od lat sześćdziesiątych ubiegłego wieku równania te znalazły zastosowanie przy projektowaniu fundamentów betonowych pod ciężkie maszyny przemysłowe wzbudzające dodatkowo obciążenia dynamiczne [4]. Równania te wykorzystuje się również przy projektowaniu mostów zintegrowanych [3]. We wszystkich modelach w górnej części filara przyłożono poziome przemieszczenie na kierunku osi Y o wartości 20 mm i siłę pionową na kierunku osi Z o wartości 18200 kN. Przemieszczenie górnej części filara spowodowane było termicznym wydłużeniem się sześcioprzęsłowego ustroju wiaduktu oraz siłą hamowania. Siła pionowa spowodowana była przez obciążenia stałe i zmienne działające na przęsło wiaduktu. We wszystkich modelach dodatkowo przyłożono ciężar własny filara. Natomiast, ze względu na brak w modelu drugim i trzecim elementów takich jak stopa fundamentowa i pod nią podłoża gruntowego w analizowanych modelach nie uwzględniono dodatkowego obciążenia od ciężaru własnego tych elementów. Przyłożone w analizowanych modelach przemieszczenie poziome i siłę pionową w górnej części filara wzięto z arkuszy obliczeniowych podobnej konstrukcji, której cały projekt wykonawczy był sprawdzany przez autora. Przy sprawdzeniu projektu podobnej konstrukcji wiaduktu wykorzystano normy [8] i [9]. Dla przejrzystości wykonanej analizy we wszystkich modelach zablokowano obrót górnej części filara względem osi X i Y. Należy podkreślić, że obciążenia takie jak; ciężar własny konstrukcji i jej wyposażenia, zmienność wiatru i temperatury, nierówne osiadanie podpór i wszystkie etapy wznoszenia konstrukcji wiaduktu spowodują przemieszczenia przęsła i filara. Przemieszczenia te wygenerują dodatkowe spektrum sił wewnętrznych w całej konstrukcji, które należy uwzględnić w projekcie konstrukcji wiaduktu. Wszystkie inne warunki brzegowe na górze filara zostały zwolnione. Ostatecznie wyniki obliczeń statycznych z modelu złożonego porównano z wynikami obliczeń statycznych uzyskanymi dla modeli prostych. W analizie dotyczącej wpływu sposobu modelowania podłoża gruntowego pod podporą pośrednią wykorzystano przemieszczenia pionowe na kierunku osi Z i poziome na kierunku osi Y oraz moment zginający  $M_x$  i siłę tnącą  $T_y$  w filarze. Autor pracy był projektantem sprawdzającym podobnej konstrukcji wiaduktu, którą opisano w pracy [1].

## Bibliografia

- [1] Helowicz A.: *Wieloprzęślowe wiadukty zintegrowane z przęsłami skrzynkowymi – doświadczenie projektanta*. Konferencja Naukowa, Bydgoszcz-Krynica Zdrój, 17-22 Września 2017.
- [2] Lambe T. W., Whitman R. V.: *Soil Mechanics*, John Wiley, New York 1969.
- [3] Hambly E. C.: *Bridge deck behaviour*. Second edition 1991. ISBN 0419172602.
- [4] Barkan D. D.: *Dynamic of Bases and Foundation*. McGraw-Hill Book Company, Inc. New York 1962.
- [5] Gorbunov-Possadov M. I., Serebrjanyi R. V.: *Design of Structures on Elastic Foundations*. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Paris).
- [6] Abaqus FEA software, Dassault Systemes, <https://academy.3ds.com>
- [7] European Standard EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [8] BA42/96: 2003. Volume 1, Section 3, Part 12. The Design of Integral Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London.
- [9] BD37/01: 2001. Volume 1, Section 3, Part 14. Loads for Highway Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London. ISBN 0115523545.



## DYLEMATY POPRAWNEGO SZACOWANIA DŁUGOŚCI KOLEJEK POJAZDÓW NA POTRZEBY ANALIZY POPYTU TRANSPORTOWEGO SKRZYŻOWAŃ Z SYGNALIZACJĄ ŚWIETLNA

Damian Iwanowicz<sup>1</sup>, Krzysztof Ostrowski<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Bydgoska, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, mail: damian.iwanowicz@pbs.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: krzysztof.ostrowski@pk.edu.pl

**Słowa kluczowe:** kolejki pojazdów, sygnalizacja świetlna, pomiary ruchu.

### 1. Wstęp

Pomiary ruchu drogowego i ich wyniki stanowią najistotniejszy element źródła wiedzy inżynierii ruchu drogowego. Na ich podstawie podejmowane są decyzje w zakresie właściwego planowania przestrzennego zagospodarowania obszarów terenów zurbanizowanych, w tym związanych z potrzebami przemieszczania się za pomocą indywidualnych i zbiorowych środków transportu. Wyniki badań służą też analizom, na podstawie których podejmowane są decyzje w zakresie projektowania stosownych rozwiązań inżynierskich infrastruktury drogowej. Głównie dotyczy to doboru typu przekroju drogi, liczby pasów ruchu oraz rodzaju połączeń lub przecięć dróg wraz ze strefami akumulacji pojazdów – czyli obszarów skrzyżowań lub węzłów drogowych. Poza tym, wyniki badań służą również bieżącym analizom efektywności istniejących układów komunikacyjnych terenów miejskich i zamiejskich, czy to w ocenie sprawności ruchowej, czy bezpieczeństwa ruchu drogowego. Dane te wykorzystywane są ponadto w sterowaniu ruchem za pomocą sygnalizacji świetlnej w czasie rzeczywistym. Bez tej wiedzy o popycie transportowym, planowanie i projektowanie dróg lądowych oraz ich bieżące utrzymanie byłoby działaniem niepoważnym i pozbawionym sensu merytorycznego. Grozić by to mogło z jednej strony nadmiarowym wydatkowaniem środków finansowych na budowę lub przebudowę danego elementu sieci transportowej (tzw. przewymiarowanie inwestycji), zaś z drugiej strony – niedoszacowaniem zapotrzebowania na ruch, skutkujące np. nadmiernymi stratami czasu w podróży, dużymi zasięgami kolejek pojazdów, a stąd także zwiększonym zanieczyszczeniem powietrza, czy też niepotrzebnym wzrostem stresu u kierujących pojazdami, mogącym mieć wpływ na wzrost zagrożenia w ruchu drogowym [1-5].

W Polsce w roku 2022, w inżynierii budownictwa lądowego związanego z drogami i ruchem drogowym, nastąpiła rewolucja w aspekcie projektowania infrastruktury drogowej. Dotychczasowe przepisy prawa w zakresie warunków technicznych dla dróg publicznych i ich usytuowania [6] utraciły moc na rzecz nowych przepisów techniczno-budowlanych dla dróg publicznych [7]. Rewolucja polega na zmianie hierarchizacji i odpowiedzialności za podjęte działania projektantów w odniesieniu do doboru rozwiązań infrastrukturalnych.

Przepisy prawa, stanowiące kanon wiedzy o możliwościach technicznych projektowania lądowej infrastruktury komunikacyjnej, zostały całkowicie przerehabilitowane oraz „odchudzone” z ogromnej liczby danych w zakresie parametrów technicznych konkretnego rozwiązania inżynierskiego. Większość tych zagadnień technicznych przeniesiono do tzw. Wzorców i Standardów w drogownictwie (WiS). Są to dedykowane zeszyty zawierające wiedzę techniczną, jaka rekomendowana jest przez Ministra właściwego ds. transportu do stosowania praktycznego. Ważnym przy tym jest, że jako obligatoryjne do stosowania należy traktować przepisy techniczno-budowlane [7]. Tym samym traktować je należy jako trzon projektowania infrastruktury drogowej. Wszystkie rozwiązania rekomendowane do stosowania zarówno w standardzie, jak i dopuszczalnych odstępstwach od tych standardów, opisane są natomiast w WiS. Podkreślić należy, że wiedza zawarta w WiS jest fakultatywna i stosowana przez projektantów dobrowolnie. Oznacza to, że projektant może wykorzystywać wiedzę techniczną opisaną w innym źródle literatury technicznej, bądź wprost bazować na własnym doświadczeniu jako osoba pełniąca samodzielne funkcje w budownictwie drogowym.

## 2. Materiały i metody

Jednym z opracowanych zeszytów WiS, który został poddany analizie w niniejszym artykule, jest WR-D-12, pod nazwą „Wytyczne wykonywania pomiarów ruchu drogowego” [8]. Zeszyt ten w spisie WiS widnieje w dziale sieci dróg i ruchu drogowego, a rekomendowany do stosowania został od 2 grudnia 2022 roku (wersja 01). Zeszyt ten w sposób bardzo rzetelny przedstawia zagadnienia związane z prawidłowym wykonywaniem pomiarów ruchu drogowego na sieci dróg zamiejskich i ulic w naszym kraju, w tym w zależności od kategorii drogi publicznej.

Jeden z podrozdziałów WR-D-12 rozprawia problem prowadzenia pomiarów kolejek pojazdów na skrzyżowaniach, w tym głównie o ruchu sterowanym sygnalizacją świetlną. W opinii autorów artykułu, zagadnienia tam poruszane mają bardzo ogólny i niedostatecznie wyczerpujący poziom wiedzy na temat procesu ich formowania się, badań oraz potencjalnego wykorzystania danych o ich zasięgach. Do tego uważa się, że nieprecyzyjnie określono możliwości wykonywania pomiarów kolejek oraz niedostatecznie scharakteryzowano zagrożenia z nich wynikające, również w kontekście wykonywania pomiarów natężenia ruchu w stanach przeciążenia. Dodatkowo, zdiagnozowano niestety wzajemne wykluczenia w odniesieniu do potrzeb gromadzenia danych o kolejkach pojazdów i korzystania z tych danych w praktyce inżynierii ruchu. Zaproponowana w tych wytycznych metoda pomiaru długości kolejek pozostających uznana została przez autorów artykułu za dyskusyjną. Zarekomendowano w tym zeszycie bowiem stosowanie krótkookresowych (5-minutowych) pomiarów długości kolejek, na bazie których należy obliczyć wartość średnią z trzech kolejnych interwałów dla okresu 15-minutowego.

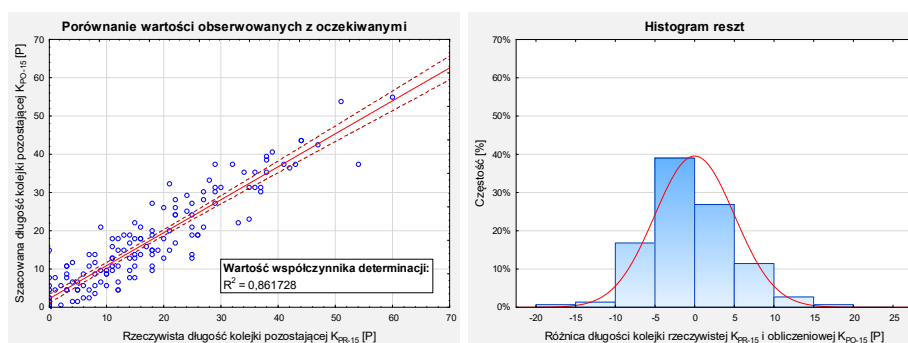
Autorzy artykułu poddali analizie dokładności zaproponowaną w WR-D-12 metodę pomiaru długości kolejek w celu ustalenia jej poprawności, bazując na autorskich wynikach badań długości i zasięgu kolejek pojazdów na skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną [9-11]. Obszarem poddanym analizom były skrzyżowania o ruchu kierowanym za pomocą drogowych sygnałów świetlnych. Metoda badań polegała na obserwacji długości kolejki pozostającej z danego cyklu sygnalizacyjnego. Oznaczało to odnotowywanie liczby pojazdów, które nie zdołały opuścić skrzyżowania w czasie nadawania sygnału zielonego rozważanego cyklu sygnalizacyjnego ( $i$ -tego), i które pozostały na wlocie skrzyżowania w okresie po rozpoczęciu nadawania sygnału czerwonego cyklu następnego ( $i+1$ ) po cyklu analizowanym. Dane przyporządkowano do konkretnych pasów ruchu. Na tej podstawie,

z próby określono długość pozostającej kolejki pojazdów dla interwału pomiarowego co 5 minut, a następnie uśredniano jej wartość dla interwału 15-minutowego  $K_{PO-15}$ . Tak przygotowane wyniki zestawiano z rzeczywistym zasięgiem kolejki pozostającej  $K_{PR-15}$ .

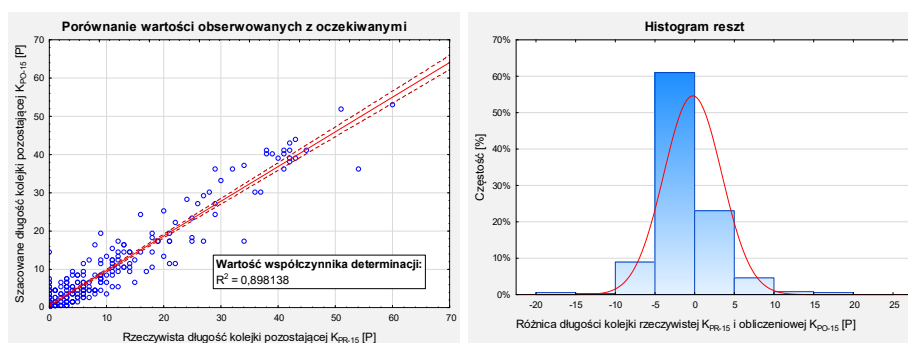
Analizy wyników badań obejmowały łącznie 3 skrzyżowania z Bydgoszczy oraz po jednym skrzyżowaniu w Toruniu, Krakowie i Warszawie, odróżniających się od siebie organizacją ruchu drogowego. Łącznie analizom podlegały długości kolejek pojazdów formujących się na 10 pasach ruchu. Analizy obejmowały różny stan nasycenia ruchem, tzn. w okresach przeciążeń (niedostateczna przepustowość), jak i poza nimi. Próba badawcza łącznie stanowi obserwacje formujących się kolejek pojazdów w czasie 80 godzin pomiarów.

### 3. Wyniki

Na podstawie 2332 cykli sygnalizacyjnych z 4 różnych miast Polski wykonano komparację wyników pomiaru kolejek pozostających. W porównaniu brano pod uwagę wartości obserwowane (rzeczywistą długość kolejki pozostającej na koniec 15-minutowego interwału pomiarowego) i oczekiwane – jako szacowane na podstawie rekomendowanej metody pomiaru w WR-D-12. Na rys. 1 i 2 przedstawiono wyniki analizy regresji, odpowiednio dla okresów maksymalnego zapotrzebowania na ruch (okres tzw. szczytów komunikacyjnych), jak i dla całej próby.



Rys. 1. Wyniki analizy porównawczej kolejek pozostających faktycznych i szacowanych metodą [8] w okresie szczytów komunikacyjnych



Rys. 2. Wyniki analizy porównawczej kolejek pozostających faktycznych i szacowanych metodą [8] w okresie całej próby badawczej

Z analiz wynika, że standardowy błąd szacunku metodą rekomendowaną w WiS sięga  $\sim 5,0$  P/interwał w okresie szczytu komunikacyjnego oraz  $\sim 3,7$  P/interwał w zakresie całej próby. Wartość błędu wzrasta wraz ze wzrostem stopnia obciążeniem ruchem (iloraz

natężenia dopływu do przepustowości). Pomimo, że wartość błędu wydaje się nieduża, to stanowi odpowiednio ~18,5% oraz ~10,9% wartości popytu w rozpatrywanym interwale pomiarowym (tzw. natężenia dopływu). Podkreślić tu wyraźnie należy, że błąd średniokwadratowy na poziomie 5 P na każde 0,25 h szczytu przewozowego może powodować poważne zakłócenia w sprawności przepływu strumieni pojazdów (przeciętnie jest to utrata ~12 s sygnału zielonego lub ~30 m powierzchni akumulacji na pasie ruchu) [5].

#### 4. Wnioski

Artykuł wieńczą autorskie propozycje możliwych korekt zapisów w WR-D-12 w zakresie pomiaru kolejek pojazdów oraz potencjalnego wykorzystania danych o długościach kolejek pozostających w zakresie popytu transportowego na etapie zarówno planowania, projektowania, jak i utrzymania infrastruktury drogowej. Zalecenia autorów dotyczą w szczególności skrzyżowań z sygnalizacją świetlną, dla których dokładne wyniki badań natężeń dopływu i kolejek pozostających mają ogromne znaczenie we właściwym projektowaniu geometrii wlotów tych skrzyżowań oraz programów sygnalizacyjnych. W artykule przedstawiono także alternatywną możliwość dokonywania pomiarów natężenia ruchu w stanach przeciążenia ruchowego oraz kolejek, którą cechuje większa dokładność oraz mniejsza komplikacja w praktyce inżynierskiej.

#### Bibliografia

- [1] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: *Inżynieria ruchu drogowego. Teoria i praktyka*. WKiŁ Warszawa, 2008.
- [2] Gerlough D. L., Huber M. J.: *Traffic flow theory*. Special Report 165. Transportation Research Board. Washington, 1975
- [3] Rouphail N., Tarko A., Li J.: *Traffic flow at signalized intersections*. Transportation Research Board Special Report 165, "Traffic Flow Theory", 1998.
- [4] Akcelik R.: *Traffic Signals: capacity and timing analysis*. Australian Road. Research Board. Research Report ARR No. 123 (7th reprint), 1998.
- [5] Chodur, J., Tracz M., Gaca S., Gondek S., Kieć M., Ostrowski K.: *Manual for Capacity Analyses of at-Grade Intersections*. General Directorate of National Roads and Motorways, Warsaw, 2004.
- [6] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U.2016.124 tj. ze zm.).
- [7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych (Dz.U.2022.1518).
- [8] WR-D-12: *Wytyczne wykonywania pomiarów ruchu drogowego*. Wzorce i Standardy rekomendowane przez Ministra właściwego ds. transportu (wersja 01). 02.12.2022.
- [9] Macioszek E., Iwanowicz D.: *A Back-of-Queue Model of a Signal-Controlled Intersection Approach Developed Based on Analysis of Vehicle Driver Behavior*. Energies 14, no. 4: 1204, 2021.
- [10] Iwanowicz D.: *Assessment of selected methods of estimating the maximum back-of-queue size on a signal-controlled intersection approach*. Journal of Civil Engineering and Transport, vol. 4, no. 2, 2022.
- [11] Ostrowski K., Tracz M.: *Availability and reliability of a signalised lane*. Transportmetrica. B, Transport Dynamics, vol. 7, iss. 1, 2019.





## OCENA WPLYWU WYBRANYCH PARAMETRÓW MATERIAŁOWYCH I TECHNOLOGICZNYCH DYBLI NA ZACHOWANIE NAWIERZCHNI Z BETONU CEMENTOWEGO

Maksymilian Łazarowicz<sup>1</sup>, Jacek Krzemiński<sup>2</sup>, Piotr Jaskuła<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, ul. Narutowicza 11/12,  
80-233 Gdańsk, mail: s196364@student.pg.edu.pl; piotr.jaskula@pg.edu.pl

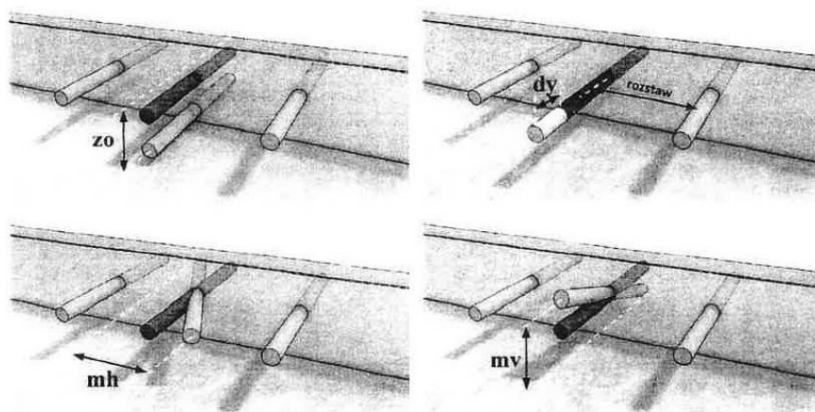
<sup>2</sup> PORR S.A., ul. Hołubcowa 123, 02-854 Warszawa, mail: jacek.krzeminski@porr.pl

### 1. Wstęp

W Polsce na sieci dróg szybkiego ruchu występują dwa rodzaje nawierzchni – asfaltowa i z betonu cementowego. Dominującym rozwiązaniem są te pierwsze, natomiast w ostatnich 10 latach zauważono znaczny wzrost udziału nawierzchni sztywnych. Wiodącą technologią wśród nawierzchni z betonu cementowego są te dyblowane i kotwione. Cechą charakterystyczną tego rozwiązania jest podzielenie jednorodnej nawierzchni na szereg płyt poprzez wykonanie poprzecznych i podłużnych szczelin dylatacyjnych. Ich zadaniem jest zapobiegnięcie powstawaniu losowych spękań skurczowych. Wprowadzenie nieciągłości nawierzchni w postaci szczelin powoduje pojawienie się słabszych miejsc w drodze. Dlatego by zwiększyć możliwość przenoszenia obciążenia drogowego określanego miarą współpracy płyt, a także by zapewnić swobodny ruch płyt spowodowanymi obciążeniem termicznym, w szczelinach poprzecznych wbudowuje się dyble oraz kotwy w szczelinach podłużnych. Ich prawidłowa praca uzależniona jest od ich osadzenia tj. położenia pionowego (z0), poziomego względem dylatacji (dy), rozstawu względem siebie oraz obrotu pionowego (mv) i poziomego (mh), materiału z jakiego zostały wykonane, czy parametrów geometrycznych jak długość, średnica czy kształt przekroju. Wizualizację położenia dybli w szczelinie dylatacyjnej przedstawiono na rys. 1.

Doświadczenia krajowe w zakresie wpływu położenia dybli na zachowanie się nawierzchni z betonu cementowego są niewielkie. Wynika to przede wszystkim z wybiórczej diagnostyki położenia dybli w szczelinach dylatacyjnych, która przez długi czas była wymagana w zapisach kontraktowych przez zamawiających publicznych z częstotliwością 1 raz na km biejący jezdni. Dopiero pojawienie się na krajowym rynku specjalistycznych urządzeń pomiarowych pozwalających na sprawną ocenę poprawności wbudowania dybli zapoczątkowało identyfikację zagadnienia. Zgodnie z krajowymi przepisami [1], częstotliwość badań dybli w szczelinach dylatacyjnych określana jest obecnie na 1 raz na 50 m biejących jezdni. Taka próba pozwala określić skuteczność wbudowania dybli na realizowanym odcinku drogi, a także dzięki temu określić zgodność wykonanych robót z dokumentacją kontraktową. Doświadczenie wykonawcze autorów wskazuje, że niemożliwe jest wbudowanie wszystkich dybli zgodnie z dokumentacją projektową

w zakresie dopuszczalnych tolerancji, co z resztą zostało również zidentyfikowane przez zamawiających publicznych. W związku z tym, wprowadzono w krajowych przepisach odbiorowych [2] trzy kategorie klasyfikujące dyble jako: do odbioru bez potrąceń, do odbioru z potrąceniami oraz nie do odbioru. Tolerancje wykonawcze dla każdej z tej kategorii przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 1. Wizualizacja położenia dybli w szczelinie dylatacyjnej [1]

Tabela 1. Ocena położenia dybli w nawierzchniach z betonu cementowego [2]

Rodzaje odchyłek	Odbiór bez potrąceń	Odbiór z potrąceniami	Nie do odbioru
Przesunięcie pionowe [mm]	$\leq 20$	21 ÷ 40	> 40
Przesunięcie poziome [mm]	$\leq 50$	51 ÷ 100	> 100
Rozstaw [mm]	$\leq 50$	51 ÷ 75	> 75
Obrót poziomy lub pionowy [mm]	$\leq 14$	15 ÷ 40	> 40

Zaklasyfikowanie dybli do grupy do odbioru bez potrąceń lub z potrąceniami nie stanowi problemu pod względem formalnym. Natomiast dyble w grupie nie do odbioru nie pozwalają na odebranie wykonanych robót, co wiąże się z długotrwałym procesem rozwiązania problemu. Jak wiadomo niemożliwym jest poprawa ich położenia w szczelinach dylatacyjnych, dlatego dostępnymi rozwiązaniami jest wymiana płyt połączonych wadliwymi dyblami (co nie gwarantuje, że po ponownym wykonaniu problem nie wystąpi) lub udowodnienie, że zaistniała wada nie wpływa na pracę konstrukcji drogowej, co przy niewielkich doświadczeniach z eksploatacji tego typu nawierzchni w kraju jest trudne do wykazania.

Z kolei wymagania stawiane w polskiej normie [3] wskazują wyłącznie dyble stalowe do zastosowania w nawierzchniach z betonu cementowego, co ogranicza wprowadzenie alternatywnych rozwiązań materiałowych, np. szklano-polimerowych.

## 2. Materiały i metody

Głównym celem artykułu jest, na podstawie studiów literatury i doświadczeń własnych, ocena wpływu niewłaściwego umiejscowienia dybli na zachowanie się nawierzchni z betonu cementowego. W artykule przedstawiono studia literatury w zakresie czynników wpływających na właściwe położenia dybla oraz na podstawie obserwacji z modelowania nawierzchni i obserwacji terenowych nawierzchni wskazano wpływ niewłaściwego umiejscowienia dybla na pracę nawierzchni. Dokonano przeglądu literatury w zakresie stosowanych dybli z materiałów innych niż stal. W analizach uwzględniono też autorów doświadczenia wykonawcze nawierzchni sztywnych, bazując na zrealizowaniu około 200 km bieżących dróg z betonu cementowego w technologii dyblowanej.

## 3. Wyniki

Zauważono wzajemnie wykluczające się opinie dotyczące wpływu położenia dybli na pracę nawierzchni z betonu cementowego. Wynika to z faktu, że studia nad tym zagadnieniem prowadzone były niemal wyłącznie na podstawie analiz obliczeniowych bazujących na modelach elementów skończonych. Raporty z badań terenowych przeprowadzonych w USA, na poddanych wieloletniej eksploatacji drogach, niejednokrotnie zaprzeczały większości wniosków, do których dochodzono metodą obliczeniową. Zauważono, że w trakcie pomiarów terenowych badacze skoncentrowali się na położeniu dybli, poziomie współpracy płyt, klasyfikacji rodzaju zniszczeń, natomiast często pomijano parametry mechaniczne i wytrzymałościowe betonu, z których wykonane zostały płyty, a także nie uwzględniono wpływu oddziaływania środowiska na etapie wykonawczym i eksploatacyjnym mierzonych odcinków dróg.

Dyble z włókna szklanego w osnowie polimerowej są najbardziej obiecującym materiałem do zastąpienia dybli stalowych, coraz częściej stosowane w USA i testowo w Europie.

Na podstawie doświadczeń wykonawczych autorów zidentyfikowano czynniki wpływające na niewłaściwe położenie dybli w szczelinach dylatacyjnych.

## 4. Wnioski

W trakcie studiów literaturowych stwierdzono nieliczne próby badań laboratoryjnych parametrów symulujących pracę dybli w szczelinach dylatacyjnych przy ich niewłaściwym położeniu oraz zaniedbanie badań rozwoju naprężeń i odkształceń w styku dybel-beton w trakcie wykonywania nawierzchni betonowych przy różnym położeniu dybli. W związku z powyższym oraz faktem, że przeważająca większość opinii dotycząca wpływu położenia dybli na pracę płyt betonowych oparta została o wyniki obliczeń teoretycznych, postanowiono przeprowadzić próby terenowe, co będzie przedmiotem dalszych badań w ramach pracy doktorskiej pierwszego autora artykułu.

## Bibliografia

- [1] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad: Warunki Wykonania I Odbioru Robót Budowlanych D-05.03.04 V02 Nawierzchnia z betonu cementowego. Warszawa: 30 września 2019.

- [2] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad: Instrukcja DP-T 14 Ocena jakości na drogach krajowych. Część I – Roboty drogowe. Warszawa: 2020.
- [3] PN-EN 13877-3. Nawierzchnie betonowe. Część 3: Wymagania dla dybli stosowanych w nawierzchniach drogowych betonowych.
- [4] Przystudowano 50 pozycji literatury zagranicznej i krajowej w zakresie dybli.



## WYKORZYSTANIE BADAŃ POD PRÓBNYM OBCIĄŻENIEM W PROCESIE TWORZENIA CYFROWYCH BLIŹNIAKÓW MOSTÓW

Piotr Łaziński<sup>1</sup>, Marcin Jasiński<sup>2</sup>, Kamil Korus<sup>3</sup>, Dawid Piotrowski<sup>4</sup>,  
Mateusz Uściłowski<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: piotr.lazinski@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: marcin.jasinski@polsl.pl

<sup>3</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: kamil.korus@polsl.pl

<sup>4</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: dawid.piotrowski@polsl.pl

<sup>5</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: mateusz.uscilowski@polsl.pl

*Słowa kluczowe: cyfrowy bliźniak, digital twin, bim, próbne obciążenie.*

### 1. Wprowadzenie

Rozwój wielu gałęzi przemysłu i techniki nierozzerwalnie wiąże się z cyfryzacją procesów zachodzących w ich obszarze [1]. Systemy informatyczne zastępujące lub towarzyszące działaniom podejmowanym przez człowieka przekładają się na zwiększenie niezawodności i produktywności procesów, ograniczając prawdopodobieństwo wystąpienia błędów, w tym związanych z powtarzalnością i czasochłonnością prac, koniecznością utrzymania ciągłej uwagi czy wielością oraz złożonością danych na różnych etapach procesu decyzyjnego. Jednym z systemów informatycznych mających na celu wypełnienie tych założeń, także w budownictwie, jest koncepcja cyfrowego bliźniaka [2, 3].

### 2. Metodyka tworzenia modelu cyfrowych bliźniaków mostów

Istotą cyfrowego bliźniaka jest wirtualna kopia rzeczywistego obiektu, umożliwiająca jego bieżące monitorowanie w fazie użytkowania [4]. W przypadku obiektów budowlanych, jego docelowe funkcjonowanie wiąże się z ciągłym pomiarem odpowiedzi konstrukcji na działające wymuszenia, konfrontowane z prowadzoną na bieżąco symulacją komputerową oraz analizą porównawczą pomiędzy zmierzonymi a założonymi efektami obciążeń.

Podstawą cyfrowego bliźniaka obiektu budowlanego może być trójwymiarowy model BIM (ang. Building Information Model) [5]. Powstaje on często na etapie projektowym, służąc do generacji dokumentacji technicznej, zestawień materiałowych i harmonogramów. Drugą ze składowych bliźniaka jest model obliczeniowy MES. W związku z tym, że oba

odwzorowania – BIM i MES – są finalnie elementami systemu, pożądanym podejściem jest powiązanie elementów modelu obliczeniowego z komponentami modelu BIM. Powiązanie to może bazować na analizie topologii modelu BIM oraz transformacji konstrukcyjnych elementów bryłowych na odpowiadające im analityczne elementy prętowe i powłokowe, np. z wykorzystaniem języków programowania.

Tak zdefiniowane relacje zamykają obszary projektowy i wykonawczy prowadzące do powstania rzeczywistej konstrukcji określanej mianem modelu fizycznego. Idea cyfrowego bliźniaka polega na powiązaniu modelu cyfrowego z modelem fizycznym w taki sposób, aby oba odwzorowania wzajemnie na siebie wpływały. Niezbędnym krokiem ku temu założeniu jest weryfikacja i aktualizacja modeli cyfrowych oraz sprzężony z nimi system monitoringu rzeczywistego obiektu. Aktualizacja modelu BIM polega na wytworzeniu modelu powykonawczego z korektą geometrii i uzupełnieniem o zmiany zarejestrowane w trakcie budowy. Weryfikacja i aktualizacja modelu MES wymagają przeprowadzenia na rzeczywistej konstrukcji badań odbiorczych, w tym przede wszystkim próbnego obciążenia statycznego i dynamicznego [6]. Ostatecznie zaktualizowany model obliczeniowy posłuży w analizie konstrukcyjnej porównywanej na bieżąco z wynikami pomiarów w ramach systemu monitoringu konstrukcji. Bez uzgodnienia modelu MES z rzeczywistym obiektem, porównanie to pozostałoby niepełne, a interpretacja wyników – zaburzona.

Docelowo cyfrowy bliźniak, prócz gromadzenia danych, obejmuje także ich analizę, wizualizację i powiązanie z systemami wnioskowania, sterowania oraz ostrzegania [7]. Wykorzystuje się w tym celu uczenie maszynowe i sztuczną inteligencję, nowoczesne techniki przestrzennego obrazowania konstrukcji, Internet rzeczy (IoT), jak i wirtualną, mieszaną czy poszerzoną rzeczywistość. Dzięki wdrożeniu tych elementów możliwa staje się automatyczna identyfikacja uszkodzeń minimalizująca ryzyka związane z bezpiecznym użytkowaniem infrastruktury krytycznej oraz ograniczająca koszty utrzymania ponoszone przez zarządcę.

### **3. Generowanie modeli MES na potrzeby cyfrowego bliźniaka**

Jako przykład generowania modelu MES na podstawie modelu BIM i wykorzystania badań pod próbnym obciążeniem w procesie tworzenia cyfrowych bliźniaków mostów, posłużył jednoprzęsłowy most drogowy MD-18 w ciągu północnej obwodnicy Kędzierzyna-Koźła, o płytowo-belkowym, dwudźwigarowym ustroju nośnym z betonu sprężonego.

Jako punkt wyjściowy w analizie przyjęto model BIM przedmiotowego obiektu. Na jego podstawie wygenerowano model MES w środowisku SOFiSTiK. Za pomocą skryptu języka programowania graficznego Dynamo utworzono plik wsadowy do preprocessingu Teddy, bazując na wykorzystywanej w nim składni języka CADINP.

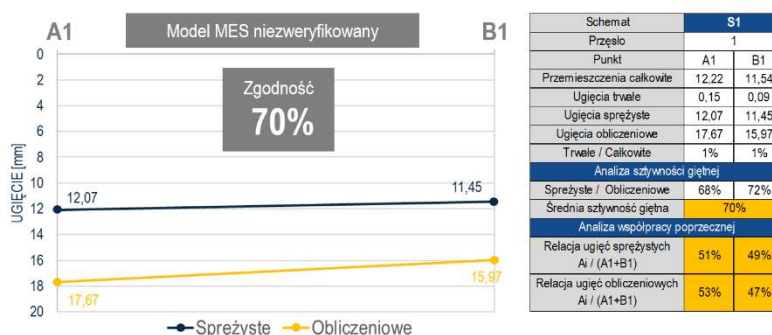
### **4. Badania pod próbnym obciążeniem**

Badania pod próbnym obciążeniem obejmowały próby statyczne oraz dynamiczne. Badania statyczne zrealizowano z wykorzystaniem sześciu pojazdów ciężarowych o całkowitej masie 32 t każdy. W badaniach dynamicznych użyto jeden pojazd poruszający się w obu kierunkach po ustalonych trasach.

Przedstawione na rys. 1. wartości ugięć sprężystych otrzymane podczas pomiarów porównano z ugięciami obliczeniowymi uzyskanymi w niezweryfikowanym modelu MES.

Średnio ugięcia sprężyste badanego przęsła stanowiły około 70% wartości obliczeniowych, co świadczy o większej sztywności przęsła i przyjętym do wymiarowania modelu dającym wyniki po stronie pewności. Uzyskane różnice sztywności giętnej spowodowane są między innymi zastosowaniem kruszywa w mieszance betonowej charakteryzującej się mniejszą odkształcalnością w stosunku do założeń normowych. Stwierdzono także istotny wpływ elementów wyposażenia na wzrost sztywności oraz udział zbrojenia i stali sprężającej, którego nie uwzględnia się zwykle na etapie projektowym.

Badania dynamiczne pozwoliły zidentyfikować dwie częstotliwości drgań swobodnych oraz porównać je do wartości obliczeniowych uzyskanych w niezwyfikowanym modelu MES. Najniższa częstota drgań swobodnych (giętna pionowa) wyniosła 3,24 Hz i była większa od obliczonej teoretycznie 2,34 Hz. Uzyskane różnice wynikają ze wzrostu sztywności giętnej potwierdzonej w badaniach statycznych.



Rys. 1. Analiza sztywności giętnej przęsła oraz współpracy poprzecznej belek na podstawie pomiarów oraz w niezwyfikowanym modelu MES

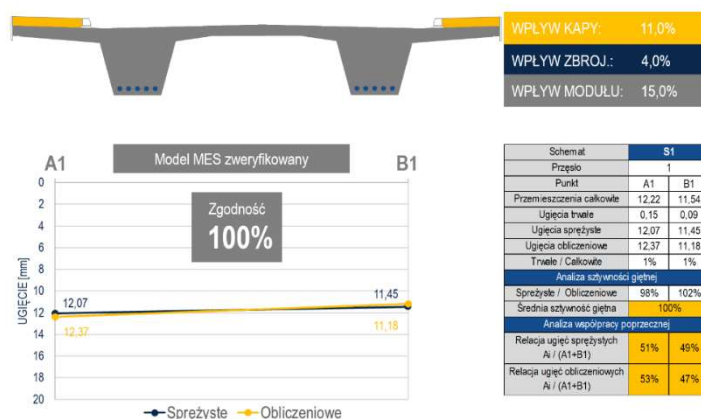
Zrealizowany schemat obciążeniowy był schematem niesymetrycznym, dlatego mógł posłużyć również ocenie współpracy poprzecznej belek. Uzyskane rezultaty wskazują na prawidłową pracę poprzeczną ustroju nośnego i jej dużą zgodność z wynikami obliczeń. Rozdział poprzeczny określony tu jako procent ugięć poszczególnych belek do ich ugięć sumarycznych (Rys. 1), świadczy o nieco większej współpracy poprzecznej konstrukcji od uzyskanej w modelu.

Stwierdzone rozbieżności sztywności giętnej wymagają procesu aktualizacji modelu MES. Po eliminacji odkształceń trwałych, przyjęto wartości modułu sprężystości betonu określonego na próbkach po 28 dniach pielęgnowania w warunkach odwzorowanych. W przypadku uwzględnienia stopnia zbrojenia i sprężenia oraz efektywnego zespolenia zabudów chodnikowych, wzrost sztywności odpowiednio o 4% i 11% wprowadzono do modelu geometrii przez zwiększenie momentu bezwładności na zginanie.

## 5. Wnioski

Przeprowadzone próbne obciążenie obiektu mostowego pozwoliło określić odpowiedź przęsła w zakresie oddziaływań statycznych i dynamicznych. Zidentyfikowana sztywność giętna i skrętna oraz cechy dynamiczne są podstawą do przeprowadzenia procesu aktualizacji modelu MES. Dzięki towarzyszącym badaniom odkształcalności betonu oraz badaniom własnym wpływu współpracy wyposażenia uzyskano wysoką zgodność modelu

i rzeczywistej konstrukcji (Rys. 2). Zweryfikowany model MES jako element cyfrowego bliźniaka może być bezpośrednio wykorzystany w zarządzaniu obiektem w cyklu życia, umożliwiając tym samym przeprowadzenie wiarygodnej analizy porównawczej zachowania rzeczywistej konstrukcji.



Rys. 2. Analiza sztywności giętej przęsla oraz współpracy poprzecznej belek na podstawie pomiarów oraz w zweryfikowanym modelu MES

## Bibliografia

- [1] Babalola A., Manu P., Cheung C., Yunusa-Kaltungo A., Bartolo P.: *A systematic review of the application of immersive technologies for safety and health management in the construction sector*. Journal of Safety Research, 2023, <https://doi.org/10.1016/j.jsr.2023.01.007>.
- [2] Thelen A., Zhang X., Fink O., Lu Y., Ghosh S., Youn B. D. i in.: *A comprehensive review of digital twin – part 1: modeling and twinning enabling technologies*. Structural and Multidisciplinary Optimization, vol. 65, 2022, n. 354, <https://doi.org/10.1007/s00158-022-03425-4>.
- [3] Thelen A., Zhang X., Fink O., Lu Y., Ghosh S., Youn B. D. i in.: *A comprehensive review of digital twin – part 2: roles of uncertainty quantification and optimization, a battery digital twin, and perspectives*. Structural and Multidisciplinary Optimization, vol. 66, 2023, n. 1, <https://doi.org/10.1007/s00158-022-03410-x>.
- [4] Alnowaiser K. K., Ahmed M. A.: *Digital Twin: Current Research Trends and Future Directions*. Arabian Journal for Science and Engineering, vol. 48, 2023, s. 1075 – 1095, <https://doi.org/10.1007/s13369-022-07459-0>.
- [5] Honghong S., Gang Y., Haijiang L., Tian Z., Annan J.: *Digital twin enhanced BIM to shape full life cycle digital transformation for bridge engineering*. Automation in Construction, vol. 147, 2023, n. 104736, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104736>.
- [6] Kuras P., Ortyl Ł., Owerko T., Salamak M., Łaziński P.: *GB-SAR in the Diagnosis of Critical City Infrastructure – A Case Study of a Load Test on the Long Tram Extradosed Bridge*. Remote Sensing, vol. 12, issue 20, 2020, n. 3361, <https://doi.org/10.3390/rs12203361>.
- [7] Agnusdei G. P., Elia V., Gnoni M. G.: *A classification proposal of digital twin applications in the safety domain*. Computers & Industrial Engineering, vol. 154, 2021, n. 107137, <https://doi.org/10.1016/j.cie.2021.107137>.





## METODA IDENTYFIKACJI ODKSZTAŁCALNOŚCI BETONU W PROCESIE BUDOWY MOSTÓW

Piotr Łaziński<sup>1</sup>, Jakub Krzakala<sup>2</sup>, Grzegorz Grządziela<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: piotr.lazinski@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: jakub.krzakala@polsl.pl

<sup>3</sup> TPA Sp. z o.o., ul.Kolista 25, 40-467 Katowice, mail: grzegorz.grzadziela@tpaqi.com

**Słowa kluczowe:** odkształcalność betonu, moduł sprężystości, badania laboratoryjne, próbne obciążenie.

### 1. Wprowadzenie

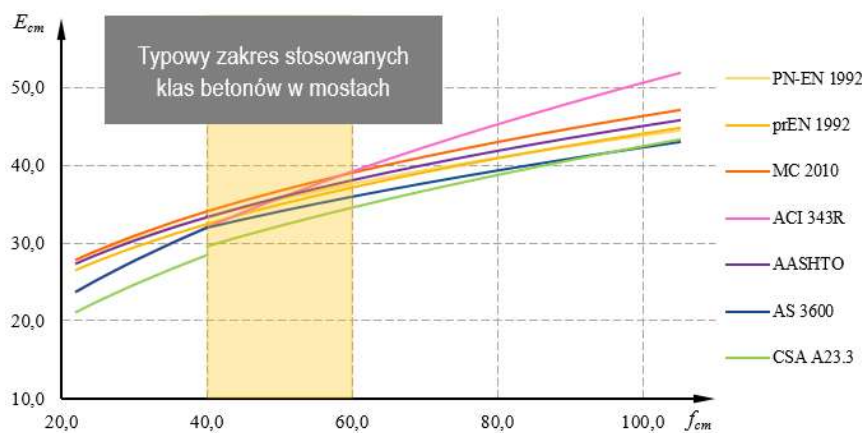
Odkształcalność betonu w procesie budowy mostów ma kluczowe znaczenie we właściwym doborze technologii. W analizach uwzględniających fazy budowy, istotną rolę odgrywa moduł sprężystości betonu. Po zrealizowaniu końcowego etapu robót powinno uzyskać się geometrię przęsła zgodną z projektowaną niweletą. W praktyce często dochodzi do znacznych różnic rzędnych wysokościowych, które wymagają wprowadzenia zmian w projekcie technicznym. Prawidłowa niweleta na obiekcie wpływa na bezpieczeństwo i komfort użytkowników. Obserwowane różnice w sztywności giętej przęsła skłoniły autorów do opracowania własnej metody identyfikacji odkształcalności betonu w badaniach laboratoryjnych z uwzględnieniem sposobu pielęgnacji próbek. Skuteczne wdrożenie procedury zostało zrealizowane podczas budowy obiektów mostowych na Obwodnicy Raciborza.

### 2. Odkształcalność betonu w normatywach

W obowiązującej w Polsce normie PN-EN 1992-1-1 wartość modułu sprężystości betonu  $E_{cm}$  zdefiniowano jako wartość sieczną dla przedziału naprężeń od 0,5 MPa do  $0,4 f_{cm}$ . Wzór określający wartość modułu sprężystości odniesiono do betonu z kruszywem kwarcytowym. Dla betonów z kruszywem wapiennym i piaskowcowym wartości te należy zmniejszyć odpowiednio o 10% i 30%. Dla kruszyw bazaltowych wartość modułu należy zwiększyć o 20%. Brak jest wytycznych modyfikacji wartości modułu sprężystości dla powszechnie stosowanych w Polsce kruszyw: granitowego, granodiorytowego, porfirowego, amfibolitowego czy dolomitowego. Mosty sprężone w procesie projektowania i budowy można uznać za konstrukcje wrażliwe na odchylenia wartości modułu sprężystości. Norma zaleca oszacować odkształcalność betonu „z uwzględnieniem specyfiki zagadnienia” na podstawie badań laboratoryjnych.

Obecnie stosowany Model Code 2010 stworzony przez *fib* rozróżnia dwie wartości modułu sprężystości. Pierwsza z nich  $E_{ci}$  zdefiniowana jest jako wartość styczna w punkcie początkowym wykresu  $\sigma$ - $\epsilon$ . Druga wartość modułu sprężystości  $E_c$  zdefiniowana jest jako wartość sieczna dla przedziału naprężeń od 0 MPa do  $0,4f_{cm}$ . Określono ją jako zredukowaną wartość  $E_{ci}$  uwzględniającą początkowe odkształcenie plastyczne w betonie oraz wynikające z niego deformacje nieodwracalne.

W artykule odniesiono się również do Amerykańskiej normy ACI 343R i wytycznych AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, normy australijskiej AS 3600 i kanadyjskiej CSA A23.3. Poniżej zestawiono wartości modułu sprężystości betonu zależne od wytrzymałości według wybranych normatywów.

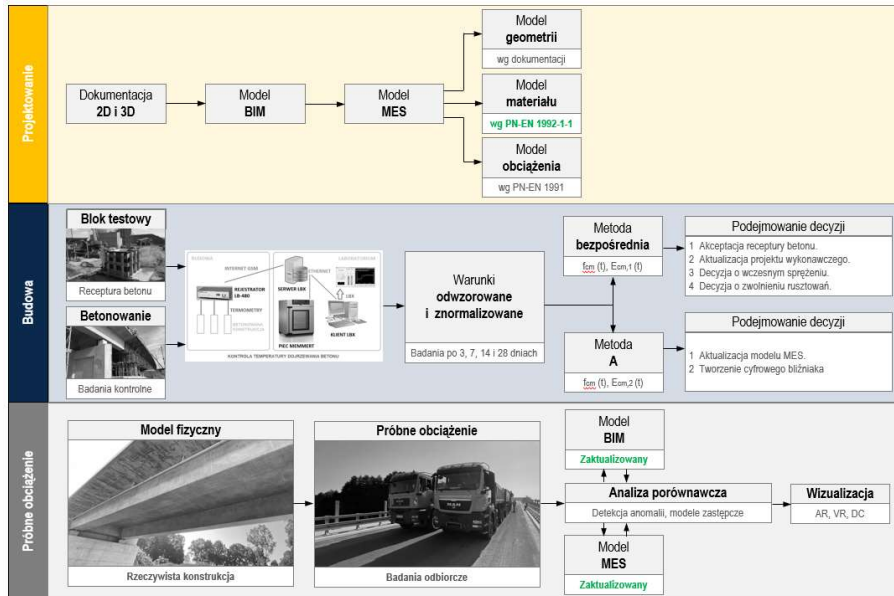


Rys. 1. Zestawienie wartości modułu sprężystości betonu zależnej wg wybranych normatywów

Reasumując, stosowane normatywy zwracają uwagę na zasadność określania odkształcalności betonu laboratoryjnie. Uwzględniając powyższe, autorzy wraz z firmą STRABAG i TPA przeprowadzili szereg badań podczas budowy obiektów mostowych w celu identyfikacji odkształcalności betonu. Opis procedury wraz z wynikami badań przedstawiono w dalszej części artykułu.

### 3. Własna metoda badań

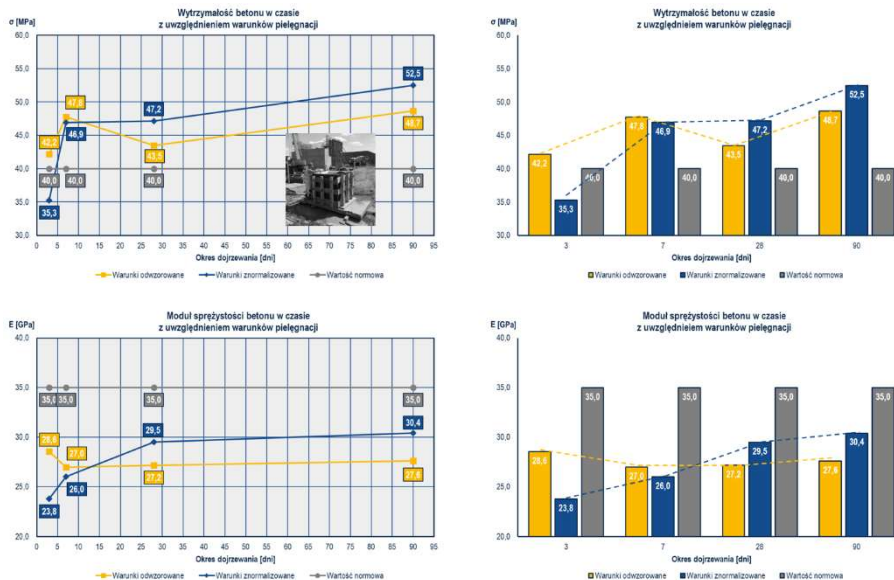
Poniżej przedstawiono diagram ilustrujący proces podejmowania decyzji. Na potrzeby podejmowania decyzji o sprężeniu lub zwolnieniu rusztowań podczas budowy przyjęto wyniki badań wytrzymałości na ściskanie betonu dla próbek pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych. Na potrzeby aktualizacji określonego podniesienia wykonawczego oraz programu sprężenia, zaleca się przyjęcie wartości modułu sprężystości betonu  $E_{cm,1}$  wyznaczonej metodą bezpośrednią (bez eliminacji odkształceń trwałych) dla próbek pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych. Na potrzeby aktualizacji analiz konstrukcji w fazie użytkowej (po eliminacji odkształceń trwałych) zaleca się przyjęcie wartości modułu sprężystości betonu  $E_{cm,2}$  określonej metodą A na próbkach po 28 dniach pielęgnowania w warunkach odwzorowanych. W przypadku wykonywania próbnych obciążeń ostateczna weryfikacja odbywa się na podstawie wyników badań in situ po uwzględnieniu wpływu wyposażenia oraz stopnia zbrojenia.



Rys. 2. Schemat identyfikacji odkształcalności betonu w procesie budowy mostu

### 4. Wyniki badań

Wdrożenie procedury zostało zrealizowane podczas budowy obiektów mostowych na Obwodnicy Raciborza. Jednym z obiektów była konstrukcja nośna mostu MG1 tworząca ośmioprzęsłowy, ciągły ustrój nośny z betonu sprężonego klasy C40/50. Wyniki przedstawiono poniżej.



Rys. 3. Wyniki badań cech betonu otrzymane z bloku testowego

Na potrzeby weryfikacji zaproponowanej metody identyfikacji odkształcalności betonu w procesie budowy mostów, w dniu 30.09.2021 r. wykonano próbne obciążenie. Wyniki przedstawiono poniżej.

**Tabela 1.** Analiza sztywności giętej przęseł na podstawie próbnych obciążeń

Schemat	S1		S2		S3		S4		S5		S6		S7		S8	
Przęsło	1		2		3		4		5		6		7		8	
Punkt	A1	B1	A2	B2	A3	B3	A4	B4	A5	B5	A6	B6	A7	B7	A8	B8
Przemieszczenia całkowite	2.74	5.40	4.84	5.62	3.69	7.17	3.48	7.11	7.91	9.23	7.03	12.28	6.48	11.22	4.74	8.38
Ugięcia trwałe	0.18	0.19	0.17	0.13	0.14	0.35	0.03	0.08	0.01	0.45	-0.23	0.18	0.34	0.57	0.10	0.15
Ugięcia sprężyste	2.56	5.21	4.67	5.49	3.55	6.82	3.45	7.03	7.90	8.78	7.03	12.10	6.14	10.65	4.64	8.23
Ogięcia obliczeniowe	2.11	6.11	4.65	5.92	2.95	7.88	3.09	8.06	8.27	10.21	5.96	13.33	5.92	13.31	4.48	10.61
Trwałe / Całkowite	7%	4%	4%	2%	4%	5%	1%	1%	0%	5%	0%	1%	5%	5%	2%	2%
<b>Analiza sztywności giętej</b>																
Sprężyste / Obliczeniowe	121%	85%	100%	93%	121%	87%	112%	87%	95%	86%	118%	91%	104%	80%	103%	78%
Średnia sztywność giętna	103%		97%		104%		99%		91%		104%		92%		91%	
Średnia całkowita	<b>98%</b>															



## 5. Wnioski

Zaproponowana metoda identyfikacji odkształcalności betonu w procesie budowy mostów sprężonych została zweryfikowana na podstawie analizy zachowania się konstrukcji podczas sprężania oraz przeprowadzonych próbnych obciążeń. W fazie pierwszej podczas sprężania obiektu potwierdzono skuteczność określania modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych ( $E_{cm,1} = 28,6$  GPa). Uzyskana geometria przęseł potwierdzona operatami geodezyjnymi była zgodna do 1 cm z projektowaną niweletą. W fazie drugiej po eliminacji odkształceń trwałych za miarodajne uznano określanie modułu sprężystości metodą A na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych ( $E_{cm,2} = 36,6$  GPa). Próbne obciążenia przęseł potwierdziły zgodność sztywności giętej na poziomie 98% w stosunku do wartości uzyskanych w zweryfikowanym modelu MES. Uwzględniając specyfikę badań laboratoryjnych betonu oraz niepewności związane z procesem produkcji mieszanki betonowej, jej wbudowaniem oraz samą pielęgnacją stwardniałego betonu, należy przyjąć poziom ufności dla określanych cech mechanicznych betonu równy 95%. Stosowanie zaproponowanej metody minimalizuje ryzyka w procesie budowy mostów sprężonych.



## OPTIMALIZACJA KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI ASFALTOWYCH Z ZASTOSOWANIEM ALTERNATYWNYCH MATERIAŁÓW

Przemysław Ostrowski<sup>1</sup>, Adam Zofka<sup>2</sup>, Krzysztof Błażejowski<sup>3</sup>, Marek Pszczoła<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, ul. Narutowicza 11/12,  
80-233 Gdańsk, mail: przemyslaw.ostrowski@pg.edu.pl

<sup>2</sup> Fundacja Rozwoju Usług Infrastruktury Transportowej, ul. Oгородowa 9/32,  
00-893 Warszawa, mail: adam.zofka@gmail.com,

<sup>3</sup> ORLEN Asphalt sp. z o.o., ul. Łukasiewicza 39, 09-400 Płock,  
mail: krzysztof.blazejowski@orlen.pl,

<sup>4</sup> Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, ul. Narutowicza 11/12,  
80-233 Gdańsk, mail: mpszczol@pg.edu.pl

**Słowa kluczowe:** konstrukcja nawierzchni asfaltowej, trwałość zmęczeniowa, S-VECD, HiMA.

### 1. Wstęp

Coraz większe potrzeby transportowe i komunikacyjne globalnej gospodarki i społeczeństwa wywierają presję na rozbudowę, modernizację i utrzymanie sieci drogowej w wysokim standardzie przejezdności. W konsekwencji zwiększania się pracy przewozowej coraz większe znaczenie ma trwałość nawierzchni drogowych, co przekłada się na niezawodność sieci. Jednocześnie coraz większy nacisk jest kładziony na ochronę środowiska, czego odzwierciedleniem jest wprowadzenie w Unii Europejskiej polityki Zielonego Ładu [1]. Być może wkrótce wymagana będzie zmiana podejścia w odniesieniu do projektowania konstrukcji nawierzchni, będą wybierane rozwiązania w oparciu o ocenę kosztów w całym cyklu życia od “kołyski aż po grób” wg analiz LCCA, na podstawie wiarygodnych parametrów [2]. Takie podejście będzie premiowało rozwiązania o najmniejszym sumarycznym koszcie, czyli m.in. największej trwałości.

### 2. Materiały i metody

Jednym z materiałów pozwalających konstruować nawierzchnie asfaltowe o podwyższonej trwałości są mieszanki mineralno-asfaltowe (mma) z lepiszczami wysokomodyfikowanymi polimerami, tzw. HiMA (Highly Modified Asphalt). Niestety dla takich materiałów nie ma obecnie metod projektowania, które pozwalałby w wiarygodny sposób prognozować trwałość nawierzchni [3, 4]. Metoda, która ma duży potencjał w przypadku oceny materiałów o ponadstandardowych właściwościach jak np. mma z HiMA, jest VECD (viscoelastic continuum damage). Jest to metoda opracowana na podstawie prac Schapery’ego [5-7]. Obecnie funkcjonuje pod nazwą S-VECD (simplified viscoelastic continuum damage) [8].

Na Uniwersytecie Karoliny Północnej w USA zostało opracowane narzędzie FlexPAVE™, w którym zaimplementowano algorytmy pozwalające szacować szkodę zmęczeniową na podstawie metody S-VECD [9].

Wychodząc naprzeciw koncepcji konstruowania nawierzchni o obniżonym śladzie węglowym, ale o zachowanych parametrach trwałościowych, w niniejszym artykule przedstawiono porównanie konstrukcji nawierzchni dla dwóch kategorii obciążenia ruchem w klasycznym układzie warstw wg [10] oraz innowacyjnych konstrukcji jedno- lub dwuwarstwowych z SMA 16 z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA. Porównanie trwałości konstrukcji nawierzchni zostało wykonane za pomocą metody S-VECD.

### 2.1. Analizowane konstrukcje nawierzchni i materiały

Do analizy wytypowano konstrukcje dla dróg lokalnych o dwóch poziomach obciążenia ruchem. Konstrukcje dla ruchu lekkiego KR2 oraz konstrukcje dla ruchu średniego KR4. Standardowo wg [10] dla takich konstrukcji w Polsce wykorzystywane są betony asfaltowe z asfaltami drogowymi. Jako alternatywę dla klasycznych konstrukcji wytypowano konstrukcje z mieszanką SMA 16 z asfaltem wysokomodyfikowanym, która ma szereg zalet, w tym m.in. pozwala ograniczyć ilość połączeń międzywarstwowych, koszt transportu oraz wbudowania materiału, jest materiałem o dużej pojemności cieplnej, dzięki czemu możliwe jest minimalizowanie błędów wykonawczych [11]. Układy warstw oraz grubości przedstawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Warianty analizowanych konstrukcji nawierzchni

	Kategoria ruchu KR2				Kategoria ruchu KR4							
	h, cm	Konstrukcja referencyjna	h, cm	Konstrukcja alternatywna	h, cm	Konstrukcja referencyjna	h, cm	Konstrukcja alternatywna				
w. ścieralna	4	AC 11 S 50/70	8	SMA 16 45/80-80	4	AC 11 S 50/70	7	SMA 16 45/80-80				
w. wiążąca	8	AC 16 35/50	-	-	6	AC 16 35/50	7	SMA 16 45/80-80				
w. podbudowy	-	-	-	-	10	AC 22 35/50	-	-				
podbudowa niezwiązana	20	KŁSM	20	KŁSM	20	KŁSM	20	KŁSM				
podłoże ulepszone	15	C1.5/2	C3/4	15	C1.5/2	C3/4	18	C3/4	C5/6	18	C3/4	C5/6

Każdy z wariantów był analizowany przy zastosowaniu dwóch rodzajów podłoża – o standardowej i wzmocnionej wytrzymałości. Obniżona sztywność warstw asfaltowych z HiMA w stosunku do mma z klasycznymi lepiszczami [12], może determinować zastosowanie wzmocnionego podłoża dla prawidłowego przeniesienia obciążeń od ruchu na grunt.

### 3. Wyniki badań

W celu przeprowadzenia analizy trwałości zmęczeniowej metodą S-VECD opisanych konstrukcji, wykonano oznaczenia dynamicznych modułów sztywności dla poszczególnych mma wg [13] oraz przeprowadzono badania zmęczenia przy cyklicznym rozciąganiu wg [14].

Pozyskane dane pozwoliły na porównanie odporności zmęczeniowej poszczególnych mieszanek. Dla każdej z nich obliczono wskaźnik  $S_{app}$ . Jest to najnowszy parametr w metodzie S-VECD opracowany przez Wanga [15] w celu uwzględnienia wpływu sztywności materiału, charakterystyki niszczenia w danym klimacie oraz wytrzymałości zmęczeniowej danej mma. Otrzymane wyniki potwierdziły największą odporność zmęczeniową mieszanki SMA 16 45/80-80 HiMA.

Następnie za pomocą programu FlexPAVE™ została przeprowadzona analiza całych konstrukcji przy konkretnym obciążeniu ruchem.

W tabeli 2 przedstawiono wyniki analizy trwałości zmęczeniowej dla analizowanych konstrukcji nawierzchni.

**Tabela 2.** Wyniki trwałości zmęczeniowej (zniszczenie na koniec okresu analizy – 30 lat)

		KR2		KR4	
		Konstrukcja referencyjna 1	Konstrukcja alternatywna 1	Konstrukcja referencyjna 2	Konstrukcja alternatywna 2
Zniszczenie na koniec okresu analizy [%]	Podł. ulepszone - standardowe	17.9	7.1	26	7.5
	Podł. ulepszone - wzmocnione	15.7	6.0	20.5	7.0

W obydwu przypadkach widoczne jest znaczne obniżenie szkody zmęczeniowej w 30-letnim okresie eksploatacji w przypadku konstrukcji z SMA 16 HiMA. W przypadku konstrukcji KR2 szkoda zmęczeniowa jest około 2,5 razy mniejsza, a w przypadku konstrukcji KR 4 około 3 razy mniejsza. Widoczny jest również wpływ zastosowania wzmocnionego podłoża w przypadku obu kategorii ruchu. Takie rozwiązanie obniża szkodę zmęczeniową w analizowanych przypadkach o około 10-20%.

#### 4. Wnioski

Otrzymane wyniki wykazały znacznie większą odporność zmęczeniową zarówno samej mieszanki mineralno-asfaltowej SMA 16 z asfaltem wysokomodyfikowanym HiMA w stosunku do betonów asfaltowych z asfaltami drogowymi, co potwierdza dotychczasowe doświadczenia z mma z HiMA opisywane w literaturze.

Dodatkowo analizy całych konstrukcji przeprowadzone za pomocą programu FlexPAVE™ również wykazały znaczny wzrost trwałości zmęczeniowej dla innowacyjnych konstrukcji jedno- i dwuwarstwowych wykonanych z mieszanki SMA 16 HiMA w stosunku do klasycznych konstrukcji z betonami asfaltowymi z asfaltami drogowymi. Otrzymano jednakowe wnioski dla obu analizowanych kategorii ruchu – KR2 i KR4. W przypadku analizy konstrukcji na wzmocnionym podłożu, również otrzymano wzrost trwałości zmęczeniowej, co jest zgodne z wiedzą inżynierską.

Można zatem stwierdzić, że metoda S-VECD jest obiecująca w zakresie wiarygodnego określania trwałości zmęczeniowej dla konstrukcji nawierzchni zbudowanych z innowacyjnych materiałów o ponadstandardowych właściwościach.

## Bibliografia

- [1] Schunz S.: *The European Green Deal'–a paradigm shift? Transformations in the European Union's sustainability meta-discourse*, Polit. Res. Exch., vol. 4, no. 1, 2022, doi: 10.1080/2474736X.2022.2085121.
- [2] Moins B., France C., Van den Bergh W., and Audenaert A.: *Implementing life cycle cost analysis in road engineering: A critical review on methodological framework choices*, Renew. Sustain. Energy Rev., vol. 133, no. November, 2020, doi: 10.1016/j.rser.2020.110284.
- [3] Kluttz R. Q., Kim Y. R., and Dongré R.: *Performance modeling of a highly modified asphalt pavement*, Adv. Mater. Pavement Perform. Predict., pp. 3–6, 2018, doi: 10.1201/9780429457791-11.
- [4] Ryś D., Jaskuła P., Jaczewski M., and Pszczoła M.: *Application and Evaluation of M-EPDG for Performance Analysis of Polish Typical Flexible and Rigid Pavements*, Road Bridg. - Drog. i Most., vol. 18, pp. 283–302, 2019, doi: 10.7409/rabdim.019.019.
- [5] Schapery R. A.: *A theory of crack initiation and growth in viscoelastic media - III. Analysis of continuous growth*, Int. J. Fract., vol. 11, no. 4, pp. 549–562, 1975, doi: 10.1007/BF00116363.
- [6] Schapery R. A.: *Correspondence principles and a generalized J integral for large deformation and fracture analysis of viscoelastic media*, Int. J. Fract., vol. 25, no. 3, pp. 195–223, 1984, doi: 10.1007/BF01140837.
- [7] Schapery R. A.: *A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure*, J. Mech. Phys. Solids, vol. 38, no. 2, pp. 215–253, 1990, doi: 10.1016/0022-5096(90)90035-3.
- [8] Underwood B. S., Kim Y. R., and Guddati M. N.: *Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model*, Int. J. Pavement Eng., vol. 11, no. 6, pp. 459–476, 2010, doi: 10.1080/10298430903398088.
- [9] Wang Y. D., Keshavarzi B., and Kim Y. R.: *Fatigue Performance Prediction of Asphalt Pavements with FlexPAVETM, the S-VECD Model, and DR Failure Criterion*, Transp. Res. Rec., vol. 2672, no. 40, pp. 217–227, 2018, doi: 10.1177/0361198118756873.
- [10] Judycki J.: *Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych*, 2013.
- [11] Błażejowski K. and Strugała I., *Nawierzchnie jednowarstwowe z SMA 16 JENA*, 2019th ed. Warsaw: RETTENMAIER Polska Sp. z o. o., 2019.
- [12] Błażejowski K., Ostrowski P., Wójcik-Wisniewska M., and Baranowska W.: *Mieszanki i Nawierzchnie z ORBITON HiMA*. Płock: ORLEN Asphalt, 2020. [Online]. dostępne: [https://www.orlen-asfalt.pl/PL/InformacjeTechniczne/Documents/PDF/Mieszanki\\_i\\_Nawierzchnie\\_z\\_ORBITON\\_HiMA\\_2020\\_pl.pdf](https://www.orlen-asfalt.pl/PL/InformacjeTechniczne/Documents/PDF/Mieszanki_i_Nawierzchnie_z_ORBITON_HiMA_2020_pl.pdf)
- [13] AASHTO T 378 Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT), 2021.
- [14] AASHTO T 400 Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve and Failure Criterion Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) Cyclic Fatigue Test, 2022.
- [15] Wang Y. D., Underwood B. S., and Kim Y. R.: *Development of a fatigue index parameter, Sapp, for asphalt mixes using viscoelastic continuum damage theory*, Int. J. Pavement Eng., vol. 23, no. 2, pp. 438–452, 2022, doi: 10.1080/10298436.2020.1751844.



## UJĘCIE PARAMETRYCZNE ZESPOLENIA W KONSTRUKCJI OBIEKTU MOSTOWEGO DLA RÓŻNYCH CHARAKTERYSTYK ZŁĄCZA PODATNEGO

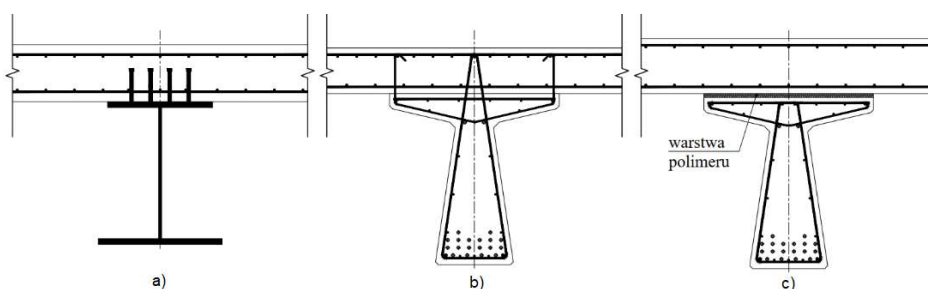
Jan Pochopień<sup>1</sup>, Paweł Szeptyński<sup>1</sup>, Arkadiusz Kwiecień<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: jan.pochopien@doktorant.pk.edu.pl

**Słowa kluczowe:** parametryzacja, mosty zespolone, złącza podatne, prefabrykacja.

### 1. Wstęp

Powszechne stosowanie konstrukcji zespolonych w obiektach mostowych rozpoczęło się w Europie po II wojnie światowej [1]. Pomost (zwykle betonowy) i dźwigary główne są ze sobą zespolone najczęściej przy pomocy stalowych łączników, listew lub trzpieni w przypadku belek stalowych lub wrębów albo zbrojenia zszywającego wypuszczonego z elementu strunobetonowego w przypadku połączeń typu beton-beton. Takie połączenia w praktyce uznaje się za połączenia sztywne, gdy w rzeczywistości wykazują one cechy podatne. Podatność złącza redukuje siły w łącznikach, a wraz ze wzrostem sztywności zespolenia rośnie udział sił rozwarstwiających [2, 3]. Mając powyższe na uwadze, zaproponowane zostały rozwiązania wprowadzające podatne złącza w konstrukcji zespolonej [4-6]. W niniejszej pracy przedstawiono studium parametryczne polimerowej warstwy podatnej (wykonanej z poliuretanów o różnej sztywności), jako zespolenia pomiędzy prefabrykowanymi elementami betonowymi. Ideę proponowanego rozwiązania porównano z rozwiązaniami standardowymi na rys. 1.



**Rys. 1.** Przykład rozwiązań standardowych: a) na belce stalowej, b) na belce strunobetonowej, c) alternatywnego z zastosowaniem polimerowego złącza podatnego [5]

## 2. Analiza parametryczna podatnego zespolenia

Ujęcie parametryczne podatnego zespolenia w konstrukcji betonowego obiektu mostowego przeprowadzono na podstawie wzorów teoretycznych i badań materiałowych.

### 2.1. Wzory analityczne

Korzystając z wzorów wyprowadzonych w pracy [7] dla podatnego zespolenia belek kompozytowych, podpartych przegubowo oraz obciążonych jednorodnym obciążeniem ciągłym, wyznaczono maksymalne ugięcia w środku przęsła (1), ekstremalne naprężenie w przekroju przęsłowym: ściskające w elemencie górnym (2) i rozciągające w elemencie dolnym (3) oraz ekstremalne naprężenia styczne w warstwie skleiny w przekroju podporowym (4). Wartości tych wielkości zostały określone dla różnych materiałów poliuretanowych warstwy podatnej, których parametry sprężystości wyznaczono na podstawie testu jednoosiowego rozciągania z różnymi prędkościami deformacji.

$$w_{max} := L \cdot \pi_5 \cdot \frac{768 \cdot \pi_1 \cdot \pi_4 \cdot e^{\frac{\lambda}{2}} + (e^\lambda + 1) \cdot [8 \cdot \lambda^2 \cdot (\pi_1 \cdot \pi_4 \cdot (\pi_2 + \pi_3 + 6) + (\pi_2 + \pi_3)^2)] - 3 \cdot \lambda^4 \cdot (\pi_2 + \pi_3) - 384 \cdot \pi_1 \cdot \pi_4}{384 \cdot \lambda^6 \cdot (e^\lambda + 1)} \quad (1)$$

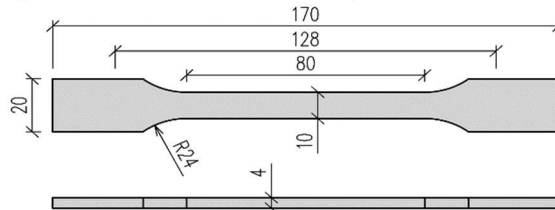
$$\sigma_{max} := E_{2,cm} \cdot \pi_5 \cdot \left[ \frac{\pi_1 \cdot \pi_3}{\lambda^4} \cdot \left( \frac{\lambda^2}{8} - 1 + \frac{2 \cdot e^{\frac{\lambda}{2}}}{e^\lambda + 1} \right) - \frac{h_2}{2 \cdot L} \cdot \frac{8 \cdot \pi_1 \cdot \pi_4 \cdot \left( 2 \cdot e^{\frac{\lambda}{2}} - e^\lambda - 1 \right) - \lambda^2 \cdot (\pi_2 + \pi_3) \cdot (e^\lambda + 1)}{8 \cdot \lambda^4 \cdot (e^\lambda + 1)} \right] \quad (2)$$

$$\sigma_{min} := E_{1,cm} \cdot \pi_5 \cdot \left[ \frac{\pi_1 \cdot \pi_2}{\lambda^4} \cdot \left( 1 - \frac{\lambda^2}{8} - \frac{2 \cdot e^{\frac{\lambda}{2}}}{e^\lambda + 1} \right) + \frac{h_1}{2 \cdot L} \cdot \frac{8 \cdot \pi_1 \cdot \pi_4 \cdot \left( 2 \cdot e^{\frac{\lambda}{2}} - e^\lambda - 1 \right) - \lambda^2 \cdot (\pi_2 + \pi_3) \cdot (e^\lambda + 1)}{8 \cdot \lambda^4 \cdot (e^\lambda + 1)} \right] \quad (3)$$

$$\tau_{max} := \frac{\pi_5 \cdot G_{0,s,10_0} \cdot L}{t} \cdot \frac{\pi_1 \cdot [\lambda \cdot (e^\lambda + 1) - 2 \cdot (e^\lambda - 1)]}{2 \cdot \lambda^3 \cdot (e^\lambda + 1)} \quad (4)$$

### 2.2. Badania doświadczalne określenia właściwości materiałów polimerowych

Właściwości analizowanych poliuretanów określono w teście jednoosiowego rozciągania próbek wiosłkowych, zgodnie z normą ISO 527 [8]. Próbki o kształcie 1A (Rys. 2) wykonano metodą wylewania w formach silikonowych.



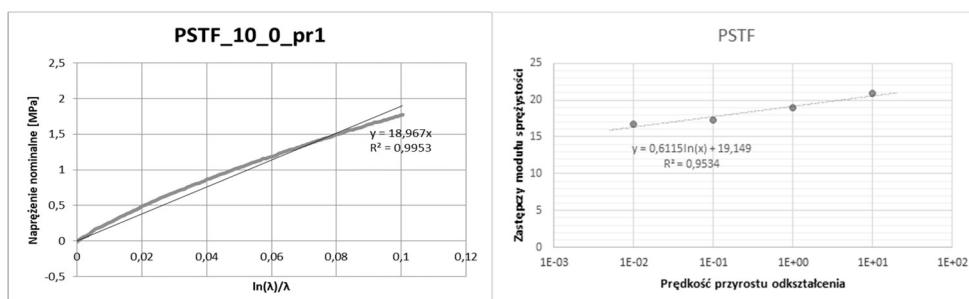
Rys. 2. Geometria próbki wiosłkowej typu 1A zgodnie z normą ISO 527

Testy zostały przeprowadzone na maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell 1455 20 kN w laboratorium Politechniki Krakowskiej. Wykonano próby rozciągania sześciu materiałów poliuretanowych typu PT, PSTF, PM, PS, PST oraz PTS. Parametrem zmiennym badania była różna prędkość przyrostu odkształcenia ( $10^{-2}$ ,  $10^{-1}$ ,  $10^0$  oraz  $10^1$  1/min.), dla bazy pomiarowej ekstensometru długodrogowego wynoszącej 50 mm. W jednej próbie badano 6 próbek. Parametry sprężyste badanych poliuretanów wykorzystane we wzorach (1) – (4), w postaci zastępczych modułów sprężystości  $E$  i odkształcenia postaciowego  $G$  zależnych od prędkości deformacji, zostały wyznaczone w mierze deformacji Hencky’ego (logarytmicznej) dla materiałów hipersprężystych. Miara ta daje liniowy opis zależności naprężenie-odkształcenie i pozwala na aproksymowanie wartości zastępczego modułu początkowego Younga  $E_0$  w zakresie umiarkowanie dużych odkształceń. Analizowane materiały przyjmuje się jako praktycznie nieściśliwe (liczba Poissona  $\nu \approx 0,5$ ), co pozwala na określenie zastępczego modułu początkowego odkształcenia postaciowego  $G_0$  (5).

$$E_0 = 3G_0 \quad (5)$$

### 3. Wyniki

Na podstawie badania jednoosiowego rozciągania próbek wiósełkowych wyznaczono materiałowe zastępcze moduły sprężystości sześciu poliuretanów typu PT, PSTF, PM, PS, PST oraz PTS, w 4 zakresach prędkości przyrostu odkształceń. Procedura wyznaczania zastępczego modułu sprężystości  $E$  w mierze Hencky’ego [9] (przy prędkości odkształcenia  $10^0$  1/min.) oraz charakterystyka jego zależności od prędkości deformacji została przedstawiona na rys. 3 dla przykładowego poliuretanu PSTF. Przyjęto początkowy zakres określania modułu Younga  $E_0$ : 0% – 10%.



**Rys. 3.** Wykres zależności naprężenia nominalnego od logarytmicznej miary odkształcenia – materiał PSTF, próba 1, prędkość odkształcenia  $10^0$  1/min (po lewej); Wykres zależności średniej wartości zastępczego początkowego modułu sprężystości od prędkości przyrostu odkształcenia (po prawej)

Na podstawie badań 4 prędkości odkształcenia określono średnie wartości początkowego modułu Younga dla każdej ze zbadanych prędkości. Wyznaczono zależność wartości początkowego modułu Younga od prędkości przyrostu odkształcenia ze współczynnikiem determinacji  $R^2 = 0,95$ .

#### 4. Wnioski

Przeprowadzone badania jednoosiowego rozciągania wykazały zależność prędkości przyrostu odkształcenia i zmiany właściwości przyjętych do analizy materiałów poliuretanowych. Analiza parametryczna, bazująca na wzorach analitycznych i wynikach badań eksperymentalnych, pozwoliła na określenie wpływu prędkości deformacji złącza podatnego oraz typu użytego w nim poliuretanu na ugięcia oraz wybrane naprężenia w przyjętym modelu belki zespolonej. Analizując obciążenie krótkotrwałe uzyskano moduł Younga materiału wyższy o 24,8% niż przy obciążeniu długotrwałym. Dla analizowanego przykładu, dla obciążenia krótkotrwałego uzyskano maksymalne ugięcia w środku przęsła o około 6% mniejsze niż w przypadku obciążenia długotrwałego. Naprężenia maksymalne rozciągające i ściskające klejonych elementów uległy nieznacznemu zwiększeniu (2,5%) przy zmianie obciążenia z chwilowego na długotrwałe. Naprężenia styczne w warstwie skleiny w przekroju podporowym zmniejszyły się o 4,5% dla obciążenia długotrwałego.

#### Podziękowanie

Praca została sfinansowana z funduszy projektu DWD/5/0230/2021 w ramach V edycji programu Doktorat Wdrożeniowy, organizowanego przez Ministerstwo Edukacji i Nauki, realizowanego w Szkole Doktorskiej Politechniki Krakowskiej im. Tadeusza Kościuszki.

#### Bibliografia

- [1] Furtak K.: *Mosty Zespolone*; Wydawnictwo Naukowe PWN, 1999;
- [2] Kwiecień A., Łagoda M.: *Dyssypacja energii jako główny czynnik podatności zespolenia w konstrukcjach mostowych*. Konferencja naukowa Zespolone Konstrukcje Mostowe, WIL PK, ISBN 978-83-7242-495-2, Kraków 2009, 329-340.
- [3] Jabłoński Ł., Halicka A.: *Influence of the Interface Reinforcement on Static Performance of Concrete Composite T-Shaped Beams*. Budownictwo i Architektura 2020, 19, 63–76, doi:10.35784/bud-arch.2170.
- [4] S. Chang-Su; L. Pil-Goo; Ch. Sung-Pil: *Design of Shear Connection in Composite Steel and Concrete Bridges with Precast Decks*. Journal of Constructional Steel Research 2001, 57, 203–219, doi:10.1016/S0143-974X(00)00018-3.
- [5] Kwiecień A.: *Koncepcja zastosowania podatnego złącza polimerowego w mostach*. Inżynieria i Budownictwo 5/2009, ISSN 0021-0315, 268-272.
- [6] Pochopień J., Kwiecień A.: *Analiza SWOT zastosowania złącza polimerowego jako podatnego zespolenia w konstrukcjach mostowych*. Konferencja NOVDROG'2022, SITK RP. O/Kraków, 2022, ISBN 978-83-63492-15-1, pp. 5-15.
- [7] Szeptyński P.: *Analityczne modelowanie cienkich sklein ścinanych quasistatycznie*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2023 (in press).
- [8] PN-EN ISO 527-1:2020-01 Tworzywa Sztuczne -- Oznaczenie Właściwości Mechanicznych Przy Statycznym Rozciąganiu -- Część 1: Zasady Ogólne; 2020;
- [9] Kwiecień A.: *Polimerowe złącza podatne w konstrukcjach murowych i betonowych*. Monografia nr 414, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Seria Inżynieria Lądowa, Kraków 2012, ISSN 0860-097X, stron 250.



## OCENA INTEROPERACYJNOŚCI ISTNIEJĄCEGO MOSTU ŁUKOWEGO NA LINII KOLEJOWEJ DUŻYCH PRĘDKOŚCI WSPOMAGANA BADANAMI TERENOWYMI

Stefan Pradelok<sup>1</sup>, Grzegorz Poprawa<sup>2</sup>, Bartosz Zajchowski<sup>3</sup>, Andrzej Kędzierski<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-240 Gliwice,  
mail: stefan.pradelok@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-240 Gliwice,  
mail: grzegorz.poprawa@polsl.pl

<sup>3</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-240 Gliwice,  
mail: bartzaj330@student.polsl.pl

<sup>4</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-240 Gliwice,  
mail: andrked370@student.polsl.pl

**Słowa kluczowe:** most kolejowy, kolej dużych prędkości, interoperacyjność, symulacje MES, most łukowy z jazdą dołem, Operacyjna Analiza Modalna OMA, badania terenowe.

### 1. Wstęp

#### 1.1. Wprowadzenie

Dyrektywa o Interoperacyjności Systemów Kolejowych we Wspólnocie [1] wymusza konieczność dostosowywania rozwiązań technicznych polskiej infrastruktury kolejowej do pociągów eksploatowanych w pozostałych krajach UE. Interoperacyjność ma na celu doprowadzenie do ujednoczenia systemu kolejowego w całej UE i utworzenie wspólnego rynku usług kolejowych. Stawia to wszystkich operatorów linii kolejowych w UE przed wyzwaniem, jakim jest potencjalna możliwość poruszania się po ich torach składów kolejowych użytkowanych na co dzień w innych państwach członkowskich. W przypadku linii kolejowych dużych prędkości szczególnie istotnym problemem stają się wpływy dynamiczne jakie na konstrukcje obiektów inżynierskich wywierają przejazdy zróżnicowanych składów kolejowych.

W artykule podjęto problem interoperacyjności infrastruktury jako przykład wybierając charakterystyczny, stosunkowo duży, kolejowy wiadukt łukowy z jazdą dołem. Jest on zlokalizowany w ciągu linii dużych prędkości  $V_{\max} = 200$  km/h, która w najbliższej przyszłości ma zostać zmodernizowana do ruchu z prędkością  $V_{\max} = 250$  km/h. Obecnie po analizowanym obiekcie z prędkością 200 km/h poruszać się może jedynie polskie ED-250 "Pendolino". Autorzy artykułu zdecydowali się na sprawdzenie zdolności wiaduktu do bezpiecznego przeprowadzenia ruchu kolejowego z użyciem innych składów, mogących osiągnąć prędkość powyżej 200 km/h.



Rys. 1. Analizowany wiadukt łukowy z jazdą dołem zlokalizowany w ciągu polskiej linii kolejowej dużych prędkości

## 1.2. Rzeczywiste pociągi zastosowane w analizach

Przeprowadzoną w artykule analizę wpływu przejazdów pociągów dużych prędkości ograniczono do składów użytkowanych w Polsce i Czechach. Czeskie pociągi zostały wybrane do analiz ze względu na planowaną w ramach CPK budowę linii dużych prędkości pomiędzy Katowicami i Ostrawą. Analizy przeprowadzono z użyciem jednego zespołu trakcyjnego dużych prędkości wykorzystywanego w Polsce – Alstom ETR610 (Alstom EMU250) powszechnie znany jako ED250 „Pendolino”. Ponadto analizowano przejazdy dwóch czeskich pociągów dużych prędkości ČD 680 i Railjet ES64U4 + Viaggio Comfort. Wszystkie pociągi użyte do analiz przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Rzeczywiste pociągi użyte do analiz dynamicznych

	Pociąg	Kraj	Liczba wagonów	Prędkość maksymalna
	ED250 (ETR610 Alstom)	[PL]	7	250 km/h
	ČD 680	[CZ]	7	230 km/h
	Railjet ES64U4 + Viaggio Comfort	[CZ]	8	230 km/h

## 2. Materiały i metody

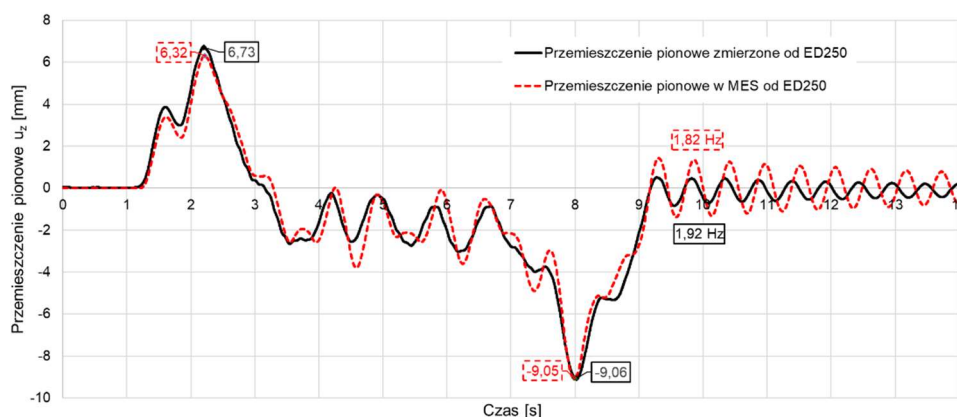
W ramach analiz sprawdzana była odpowiedź dynamiczna konstrukcji w postaci przyspieszeń pionowych w punktach na dźwigarze głównym w  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  oraz  $\frac{3}{4}$  rozpiętości teoretycznej przęsła. Z uwagi na zastosowanie toru na podsypce tłuczniowej, zgodnie z normą [2] za maksymalną dopuszczalną wartość przyspieszeń generowanych przez przejazdy pociągów przyjęto  $3,5 \text{ m/s}^2$ .

Analizy przeprowadzono z użyciem metody MES. Zastosowano jeden z najprostszych modeli układu most-tor-pociąg. Zagadnienie ograniczono do analizy podukładu pociąg-most przy założeniu, że pociąg może być wiarygodnie modelowany strumieniem sił skupionych. Zaprezentowane w artykule wyniki uzyskano z zastosowaniem liniowej analizy dynamicznej. Całkowanie równania ruchu przeprowadzono metodą Newmarka [3],

w której uzyskuje się rozwiązania równania (1) przy zastosowaniu zmiennej czasowej ( $t$ ). Do obliczeń wykorzystano tłumienie proporcjonalne Rayleigha [4].

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (1)$$

gdzie:  $\mathbf{M}$  – macierz mas,  $\mathbf{C}$  – macierz tłumienia,  $\mathbf{K}$  – macierz sztywności,  $\ddot{\mathbf{u}}(t)$  – wektor przyspieszeń,  $\dot{\mathbf{u}}(t)$  – wektor prędkości,  $\mathbf{u}(t)$  – wektor przemieszczeń.



**Rys. 2.** Przykładowe porównanie zarejestrowanych przemieszczeń pionowych z symulacją MES przejazdu składu zespolonego ED250 z prędkością ok. 115 km/h

W celu uzyskania możliwie najdokładniejszych wyników analiz przeprowadzono wieloetapowy proces aktualizacji modelu MES. Jako wyznacznik poprawności modelu przyjęto wyniki badań terenowych przeprowadzonych na rzeczywistym obiekcie. Porównywano częstotliwości oraz charakter drgań własnych obiektu na podstawie przeprowadzonej Operacyjnej Analizy Modalnej, ugięcia przęsła na podstawie próbných obciążeń statycznych, a także zgodność przemieszczeń w czasie na podstawie przejazdu rzeczywistego składu ED250 (Rys. 2). Tak zaktualizowany model MES został wykorzystany do przeprowadzenia symulacji przejazdów modeli rzeczywistych pociągów przedstawionych w tabeli 1. Do składów o długości nieprzekraczającej 200 m dokonano symulacji z użyciem tzw. trakcji podwójnej, co oznacza połączenie dwóch zespołów trakcyjnych w jeden pociąg, wspólnie poruszający się po torach.

### 3. Wyniki

W przeprowadzonych analizach zastosowano zaktualizowany model MES o parametrach, które pozwoliły na uzyskanie wyników symulacji zbliżonych do wyników badań terenowych. Analizując przejazdy składów o długości mniejszej niż 300 m, stwierdzono, że pociąg nie wygenerował w pomoście analizowanego wiaduktu przyspieszeń pionowych o wartości przekraczającej  $3,5 \text{ m/s}^2$  [5]. W przypadku pociągów o długości powyżej 300 m uzyskano wyniki przyspieszeń zauważalnie wyższe. Wszystkie spośród analizowanych pociągów w tej grupie przy pewnych prędkościach wywołały przyspieszenia pomostu

wyższe od dopuszczalnych. Można stwierdzić, że przejazdy składów w wersjach podwójnych wywołują znaczący wzrost przyspieszeń.

Proces uzyskiwania wiarygodnych wyników wskazał na obszary niepewności, które mogą mieć wpływ na wyniki analiz. Tłumienie stosowane w tego typu nieskomplikowanych modelach numerycznych nie odzwierciedla w pełni tłumienia rzeczywistego, a jego odwzorowanie jest bardzo trudne i czasochłonne. Oprócz tłumienia w konstrukcji rzeczywistej zidentyfikowano kilka innych źródeł niepewności m.in. warunki podparcia, masa tłucznia, dokładne dane techniczne pociągów. Z kolei w modelu MES elementami niepewności są naciąg wieszaków, połączenia sworzniowe, zastosowany model materiałów oraz model tłumienia Rayleigha. Mimo tego zaktualizowany model wykazuje zdolność szybkiej weryfikacji możliwości stosowania konkretnego składu kolejowego na danej linii kolejowej.

#### 4. Wnioski

Mosty stanowią newralgiczne punkty na liniach kolejowych w kontekście interoperacyjności. Posiadanie zaktualizowanego modelu MES obiektu mostowego pozwala na szybkie przeprowadzenie analiz, a uzyskane rezultaty będą bardziej wiarygodne. Przed przeprowadzeniem analizy obiektu konieczne jest wykonanie badań terenowych, które obejmują badania statyczne i dynamiczne, w tym badania pod ruchem oraz analizę modalną. Pozwala to na wykonanie zaktualizowanego modelu numerycznego MES. W kontekście zmian taboru lub prędkości dopuszczalnych warto usprawnić sposób aktualizacji modeli numerycznych MES. Można to zrealizować poprzez zastosowanie zautomatyzowanych skryptów lub sztucznej inteligencji, które modyfikowałyby szereg parametrów w kolejnych iteracjach.

Kraje UE, w tym Polska, będą musiały dostosować swoją infrastrukturę kolejową do wymagań ruchu transgranicznego i interoperacyjności zgodne z proekologiczną polityką UE związaną z ograniczeniem emisji dwutlenku węgla. Posiadanie zaktualizowanego modelu MES, na podstawie badań terenowych, może pomóc w dostosowaniu infrastruktury do przyszłych zmian na rynku transportu kolejowego.

#### Bibliografia

- [1] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) 2016/797 z dnia 11 maja 2016 r. w sprawie interoperacyjności systemu kolei w Unii Europejskiej.
- [2] PN-EN 1990:2004/A1:2008 Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji.
- [3] Bamer F, Shirafkan N, Cao X, Oueslati A, Stoffel M, de Saxcé G, i in.: *A Newmark space-time formulation in structural dynamics*. Computational Mechanics 2021, nr 67.
- [4] Nakamura N.: Extended Rayleigh Damping Model, Frontiers Built Environment 2016, nr 2.
- [5] PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 2: Obciążenia ruchome mostów.





**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 5**

# **INŻYNIERIA MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH**





## WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE BETONU ZBROJONEGO WŁÓKNAMI POLIMEROWYMI W ŚWIETLE RÓŻNYCH NORM

Julia Blazy<sup>1</sup>, Łukasz Drobiec<sup>2</sup>, Paweł Wolka<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: julia.blazy@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: lukasz.drobiec@polsl.pl

<sup>3</sup> Astra Technologia Betonu sp. z o.o., 83-010 Straszyn, mail: pawel@astra-polska.com

**Słowa kluczowe:** fibrobeton, włókna polimerowe, test trzy-punktowego zginania, test czteropunktowego zginania, korytka ściekowe.

### 1. Wstęp

Obecnie coraz większy nacisk kładzie się na zrównoważony rozwój produkcji i konsumpcji betonu. Wynika to z faktu, że produkcja cementu odpowiada za około 5 % światowej emisji CO<sub>2</sub>. Jednym z rozwiązań redukcji CO<sub>2</sub> jest produkcja betonów o zwiększonej nośności oraz wydłużonej trwałości. Konieczny jest więc staranny i świadomy dobór składników betonu, biorąc pod uwagę szczególne wymagania, jakie musi spełniać dany element. W artykule skład mieszanki betonowej prefabrykowanych korytek ściekowych został zmodyfikowany w celu znalezienia korzystniejszego rozwiązania pod względem zmniejszenia ilości produkcji CO<sub>2</sub> oraz polepszenia właściwości mechanicznych i trwałościowych. Zastosowano metakaolin jako częściowy zamiennik cementu w celu zmniejszenia ilości klinkieru oraz dodano włókna polimerowe (PF). W artykule przedstawiono wyniki kampanii eksperymentalnej obejmującej testy na ściskanie oraz testy trzy- i czteropunktowego zginania (odpowiednio testy 3PBT i 4PBT).

### 2. Materiały i metody

Badania obejmowały trzy Typy mieszanek betonowych różniące się ilością oraz typem zastosowanych PF. Każda mieszanka betonowa zawierała zarówno mikro- jak i makrowłókna polimerowe (odpowiednio mikroPF i makroPF), oprócz mieszanki Typu 0 tzw. referencyjnej. Typ 1 i 2 zawierał 2,0 kg/m<sup>3</sup> makroPF i 1,0 kg/m<sup>3</sup> mikroPF, różnica polegała na rodzaju włókna makro. Natomiast do Typu 3 dodano 2,5 i 0,5 kg/m<sup>3</sup> makroPF i mikroPF, odpowiednio (rodzaj włókien był taki sam jak w Typie 2). Zastosowano również 370 i 350 kg/m<sup>3</sup> CEM II/A-V 42,5R w Typie 0 i 1-3, odpowiednio. Mniejsza ilość cementu w Typach 1-3 wynika z dodania do mieszanek 25 kg/m<sup>3</sup> metakaolinu. Ponadto do wszystkich Typów mieszanek dodano 800 kg/m<sup>3</sup> piasku oraz 1050 kg/m<sup>3</sup> żwiru. Każda mieszanka zawierała 185 kg/m<sup>3</sup> wody. W celu zapewnienia odpowiedniej urabialności dodano

superplastyfikator: 4,2 kg/m<sup>3</sup> do Typów 0 i 3 oraz 4,6 kg/m<sup>3</sup> do Typów 1 i 2. Wykonano sześć kostek o wymiarach 150 x 150 x 150 mm do testów wytrzymałości na ściskanie zgodnych z normą EN 206 [1]; sześć belek o wymiarach 150 x 150 x 700 mm do testów 3PBT zgodnych z normą EN 14651 [2], które później nacięto w środku rozpiętości oraz trzy belki o wymiarach 150 x 150 x 700 mm do testów 4PBT zgodnych z normą EN 12390-5 [3]. W testach 3PBT i 4PBT zainstalowano czujniki przemieszeń (LVDT) do pomiaru ugięć ( $\delta$ ). Dodatkowo w teście 3PBT, w obszarze nacięcia, zostały zainstalowane mierniki zaciskowe do pomiaru szerokości rozwarcia rysy (z ang. *crack mouth opening displacement, CMOD*) oraz szerokości rozwarcia wierzchołka rysy (z ang. *crack tip opening displacement, CTOD*). Próbkę były obciążane siłą ( $F$ ) ze stałym przyrostem  $\delta$  równym 0,2 mm/min, aż do końca testu, czyli do osiągnięcia  $\delta = 5$  mm.

### 3. Wyniki

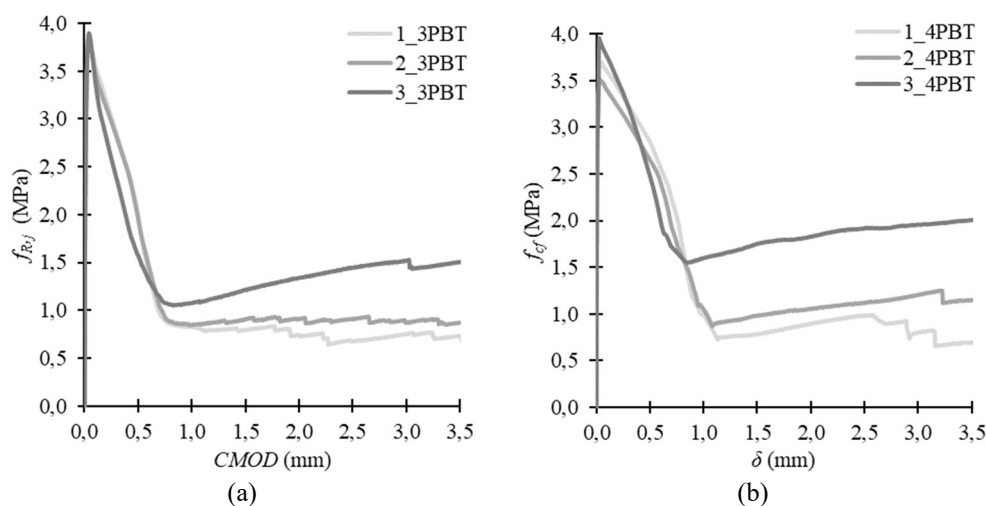
#### 3.1. Test na ściskanie

W wyniku badań stwierdzono, że dodatek PF do mieszanek betonowych nie wpłynął na wytrzymałość na ściskanie betonu. Średnia wytrzymałość po 56 dniach wyniosła 44,44 MPa. Klasę badanego betonu określono jako C30/37 dla wszystkich badanych Typów betonu zgodnie z metodą A dla produkcji wstępnej, gdy liczba próbek jest mniejsza niż piętnaście [1].

#### 3.2. Test trzy-punktowego zginania

W ramach testu 3PBT zarejestrowano wykresy  $F$ - $CMOD$ ,  $F$ - $CTOD$  i  $F$ - $\delta$ . Wykresy  $F$ - $CMOD$  przekształcono na  $f_{R,j}$ - $CMOD$  za pomocą wzorów zawartych w normie [2] (Rys. 1a). Dzięki uzyskanym wynikom możliwe było wyznaczenie granicy proporcjonalności  $f_{ct,L}$  (czyli maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu w zakresie proporcjonalności liniowej) oraz resztkowych wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu:  $f_{R,1}$ ,  $f_{R,2}$ ,  $f_{R,3}$  oraz  $f_{R,4}$ , zgodnie z normą EN 14651 [2]. Zaobserwowano, że betony Typu 1 i 2 zachowywały się bardzo podobnie, co mogło wynikać z takiej samej ilości makroPF i mikroPF w betonie (Rys. 1a). Te dwie serie charakteryzowały się zachowaniem osłabiającym (z ang. *softening behaviour*). W fazie po zarysowaniu Typ 2 przyjmował nieco większe wartości resztkowych wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu niż Typ 1. Przyczyną mogła być większa długość i wytrzymałość na rozciąganie włókien zastosowanych w betonie Typu 2 w porównaniu do tych dodanych do mieszanki Typu 1. Dodatkowo, wszystkie próbki Typu 3 wykazywały zachowanie osłabiające ze wzmocnieniem (z ang. *soft-hardening behaviour*) (Rys. 1a). Powodem takiego efektu mogła być zwiększona ilość makroPF w mieszance Typu 3 (2,5 kg/m<sup>3</sup> zamiast 2,0 kg/m<sup>3</sup> jak w Typie 1 i 2). Zaobserwowano również, że na maksymalną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu w testach 3PBT nie miał wpływu ani rodzaj, ani ilość włókien, a średnia wartość wyniosła 3,876 MPa (Rys. 1a). Ponadto stwierdzono, że w testach 3PBT resztkowe wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu  $f_{R,j}$  uzyskane zgodnie z EN 14651 [2] nie odpowiadały dokładnie równoważnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu  $f_{eq,j}$  obliczonej zgodnie z RILEM TC 162-TDF [4]. Mianowicie dla wszystkich rodzajów mieszanek  $f_{R,1}$  było większe od  $f_{eq,2}$  o 15 do 69 %, natomiast biorąc pod uwagę  $f_{R,4}$ , tylko wartość dla Typu 3 była wyższa od  $f_{eq,3}$ , podczas gdy dla pozostałych Typów  $f_{eq,3}$  było korzystniejsze o około 13,5 % od  $f_{R,4}$ . Udało się jednak określić zależność liniową między

$f_{R,4}$  a  $f_{eq,3}$ :  $f_{R,4} = 1,5145f_{eq,3} - 0,5628$ . Dodatkowo, dla Typów 1 i 2 określono stosunki  $f_{eq,3}/f_{eq,2}$  oraz  $f_{R,4}/f_{R,1}$ , które odpowiednio wynosiły około 71% oraz 41%. W ramach analiz testu 3PBT określono również energię pęknięcia  $G_f$  dla Typu 1, 2 i 3, która wynosiła odpowiednio 1118, 1179 i 1349 N/m. Na koniec analiz testów 3PBT, potwierdzono skuteczność i poprawność wzorów przedstawionych w pracy Blazy i in. [5] na próbkach o innym składzie materiałowym i z dodatkiem innych włókien polimerowych. Wzory te dotyczyły zależności pomiędzy ugięciem, szerokością rozwarcia rysy i szerokością rozwarcia wierzchołka rysy:  $\delta = 0,734CMOD + 0,0065$ ,  $CTOD = 0,7685CMOD + 0,0523$  oraz  $\delta = 0,954CTOD - 0,0434$ . Analizy wykazały także większą dokładność wzoru  $\delta = 0,734CMOD + 0,0065$  dla fibrobetonów z dodatkiem włókien polimerowych niż wzór  $\delta = 0,850CMOD + 0,04$  zaproponowany w normie EN 14651 [2], która przeznaczona jest dla fibrobetonów z włóknami metalicznymi.



Rys. 1. Wykresy: (a)  $f_{R,j}$ - $CMOD$  z testu 3PBT, (b)  $f_{cf}$ - $\delta$  z testu 4PBT

### 3.3. Test czteropunktowego zginania

W ramach testu 4PBT zarejestrowano wykresy  $F$ - $\delta$ . Możliwe więc było obliczenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu  $f_{cf}$  za pomocą wzorów zawartych w normie [3], dzięki czemu uzyskano wykresy  $f_{cf}$ - $\delta$  (Rys. 1b). W wyniku przeprowadzonych analiz można było stwierdzić, że do osiągnięcia  $\delta = 1$  mm, nie było dużej różnicy pomiędzy wykresami  $f_{cf}$ - $\delta$  próbek Typu 1 i 2, co może wynikać z faktu, że ilość mikro- i makroPF była taka sama w tych dwóch seriach (Rys. 1b). Natomiast później próbki Typu 1 charakteryzowały się mniejszą nośnością. Mogło to być spowodowane mniejszą długością i wytrzymałością na rozciąganie włókien zastosowanych w Typie 1 w porównaniu do włókien dodanych do Typu 2. Zgodnie z analizami testów 3PBT, beton Typu 1 i 2 charakteryzowało zachowanie osłabiające, natomiast beton Typu 3 zachowanie osłabiające ze wzmocnieniem (Rys. 1b). Jak wspomniano wcześniej, mógł być to rezultat zwiększonej ilości makroPF w mieszance Typu 3. Średnia wartość maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu dla wszystkich Typów wynosiła 3,723 MPa. Następnie obliczono równoważną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu  $f_{eq}$  zgodnie z japońską normą JCI-SF4 [6] dla każdego Typu betonu. Najmniejszą wartość  $f_{eq}$  uzyskano dla Typu 1, a następnie odpowiednio o 5% i 42%

wyższe wartości dla Typu 2 i 3 w porównaniu z pierwszą mieszanką. W wyniku obliczeń określono zależność liniową pomiędzy  $f_{eq}$  i  $f_{eq,3}$ :  $f_{eq,3} = 0,7967f_{eq} - 0,277$  oraz pomiędzy  $f_{eq}$  i  $f_{R,4}$ :  $f_{R,4} = 1,2466f_{eq} - 1,0492$ . Na podstawie wartości  $f_{eq}$  obliczono wskaźnik odporności na pękanie  $R_e$ , który wynosił 0,39, 0,43 i 0,52 dla betonu Typu 1, 2 i 3. Wskaźnik ten występuje w niektórych wzorach podczas projektowania elementów fibrobetonowych i pozwala uwzględnić dodatkową nośność będącą efektem dodania do mieszanki betonowej włókien.

#### 4. Wnioski

W artykule przedstawiono wyniki testów na ściskanie oraz trzy- i czteropunktowe zginanie betonu zbrojonego włóknami polimerowymi z dodatkiem metakaolinu. Określono wpływ typu i ilości włókien na wytrzymałość na ściskanie, resztkowe i równoważne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, ciągliwość, energię pęknięcia oraz wskaźnik odporności na pękanie. Potwierdzono również skuteczność i poprawność wzorów przedstawionych w innej pracy autorów na próbkach o innym składzie materiałowym i z dodatkiem innych włókien polimerowych. Wzory te dotyczyły zależności pomiędzy ugięciem, szerokością rozwarcia rysy i szerokością rozwarcia wierzchołka rysy.

#### Bibliografia

- [1] EN 206:2013+A1:2016, Concrete. Specification, performance, production and conformity.
- [2] EN 14651+A1:2007, Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)". 2007.
- [3] EN 12390-5:2009, Testing hardened concrete - Part 5: Flexural strength of test specimens.
- [4] RILEM TC 162-TDF, Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, final recommendations, Materials and Structures, t. 35, nr 9, ss. 579–582, 2002.
- [5] Blazy J., Drobiec Ł., i Wolka P.: Flexural tensile strength of concrete with synthetic fibers, Materials, t. 14, nr 16, s. 4428, sie. 2021, doi: 10.3390/ma14164428.
- [6] JCI-SF4, Methods of tests for flexural strength and flexural toughness of fiber reinforced concrete. 1984.



## TRWAŁOŚĆ PRZEKRYĆ DACHOWYCH O ODWRÓCONYM UKŁADZIE WARSTW

Barbara Francke<sup>1</sup>, Agnieszka Winkler-Skalna<sup>2</sup>, Robert Geryło<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Szkoła Gówna Gospodarstwa Wiejskiego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,  
ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, mail: barbara\_francke@sggw.edu.pl

<sup>2</sup> Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Fizyki Ciepłej, Akustyki i Środowiska, ul. Filtrowa 1,  
00-611 Warszawa, mail: a.winkler-skalna@itb.pl

<sup>3</sup> Instytut Techniki Budowlanej, ul. Filtrowa 1, 00-611 Warszawa, mail: r.gerylo@itb.pl

**Słowa kluczowe:** przekrycia dachowe o odwróconym układzie warstw, polistyren ekspandowany EPS, trwałość, badania laboratoryjne i poligonowe, symulacje komputerowe przewodności cieplnej i zawilgocenia przegrody.

### 1. Wstęp

Przedmiotem artykułu są przekrycia dachowe o odwróconym układzie warstw [1-3] i ich trwałość [4, 5] w warunkach obciążeń użytkowych w strefie klimatu umiarkowanego, ze zwróceniem szczególnej uwagi na skutki wzrostu wilgotności warstwy termoizolacyjnej. Badaniom poddano dwa obiekty użytkowane w warunkach naturalnych przez okres 10 lat, z izolacją termiczną wykonaną z polistyrenu ekspandowanego hydrofobizowanego powierzchniowo. Na podstawie badań laboratoryjnych próbek pobranych z obiektów określono wpływ zawilgocenia materiałów termoizolacyjnych na ich przydatność użytkową, do dalszego pełnienia funkcji termoizolacyjnej w przekryciach dachowych. Wyniki te uzupełniono ciepłno-wilgotnościową symulacją komputerową.

### 2. Materiały i metody

#### 2.1. Materiały

W badaniach zastosowano materiały termoizolacyjne pobrane z 2 przekryć dachowych o następującym układzie warstw (licząc w kolejności układania):

- żelbetowa płyta stropowa, gr. 15 cm,
- szlichta ze spadkiem 1,0%,
- folia PVC jako warstwa pokrycia dachowego, gr. 1,2 mm, zbrojona siatką szklaną,
- folia polietylenowa barwy czarnej, gr. 0,2 mm,
- płyty z polistyrenu ekspandowanego hydrofobizowanego powierzchniowo, ułożone dwuwarstwowo, o grubościach odpowiednio: 10 cm i 5 cm,
- geowłóknina,
- warstwa ochronna ze żwiru, gr. ok 10 cm.

Na obu dachach zastosowano ten sam polistyren EPS hydrofobizowany powierzchniowo o następujących właściwościach użytkowych, zgodnych z wymaganiami normy EN 13163 [6]:

- grubość: warstwa spodnia 100 mm, warstwa wierzchnia 50 mm,
  - gęstość – 28 kg/m<sup>3</sup>,
  - naprężenie ściskające przy 10% odkształceniu względnym CS(10) 200 ≥ 200 kPa,
  - deklarowany współczynnik przewodzenia ciepła  $\lambda \leq 0,034$  W/mK.
- Próbki pobrane z dachu nr 1 oznaczono symbolem EPS E1, a z dachu nr 2 symbolem EPS E2.

## 2.2. Metody

W ramach badań laboratoryjnych polistyrenu EPS hydrofobizowanego powierzchniowo, pobranego z przekryć dachowych, wykonano następujące oznaczenia:

- wilgotności, określając masę próbek bezpośrednio po pobraniu z przekryć dachowych i po wysuszeniu do stałej masy Suszenie przez 14 dni prowadzono w warunkach laboratoryjnych w temp.  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  i wilgotności względnej  $50 \pm 5\%$ , a następnie przez ok. 2 miesiące w tunelu suszącym w temperaturze  $45^\circ\text{C}$ ,
- współczynnika przewodzenia ciepła wg EN 12667:2001 [7], określając go dwukrotnie, tzn. dla próbek:
  - zawilgoconych, bezpośrednio po pobraniu z pokryć dachowych,
  - wysuszonych do stałej masy,
- długotrwałego nasączenia wodą na próbkach wysuszonych uprzednio do stałej masy w dwóch kolejno po sobie następujących cyklach:
  - nasiąkliwości wodą przy długotrwałym całkowitym zanurzeniu przez 28 dni, zgodnie z EN ISO 16535:2019 [8]; dodatkowo wykonano pomiary pośrednie po 24 godzinach, 7 dniach, 14 dniach, 21 dniach oraz 28 dniach zanurzenia w wodzie,
  - nasiąkliwości wodą po 300 cyklach zamrażania w temperaturze  $-20^\circ\text{C}$  i rozmrażania w wodzie o temp.  $+20^\circ\text{C}$ , wg EN 12091:2000 [9], wykonując dodatkowo pomiary pośrednie nasiąkliwości po 50, 88, 122, 155, 182, 201, 245 i 300 cyklach,
- symulację komputerową przewodności cieplnej przegrody dla rzeczywistych obciążeń użytkowych, z wykorzystaniem programu komputerowego WUFI Plus software [10].

## 3. Wyniki

Wyniki badań wilgotności i izolacyjności termicznej płyt polistyrenu EPS hydrofobizowanego powierzchniowo bezpośrednio po pobraniu z przekryć dachowych kształtowały się następująco (wartości średnie):

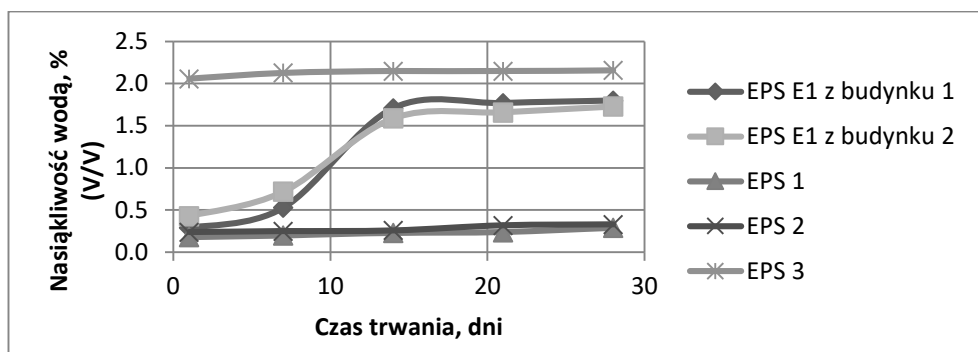
- dla budynku 1 – warstwa spodnia: wilgotność 34,4% (V/V), współczynnik przewodzenia ciepła 0,113 W/(m·K), warstwa wierzchnia: wilgotność 22,7% (V/V), współczynnik przewodzenia ciepła 0,105 W/(m·K),
- dla budynku 2 – warstwa spodnia: wilgotność: 32,2% (V/V), współczynnik przewodzenia ciepła 0,113 W/(m·K), warstwa wierzchnia: wilgotność 18,7% (V/V), współczynnik przewodzenia ciepła 0,103 W/(m·K).

Po wysuszeniu płyt do stałej masy współczynniki przewodzenia ciepła wynosiły odpowiednio: płyty z budynku 1 – warstwa spodnia 0,330 W/(m·K), warstwa wierzchnia 0,330 W/(m·K), płyty z budynku 2 – warstwa spodnia 0,330 W/(m·K), warstwa wierzchnia 0,331 W/(m·K).

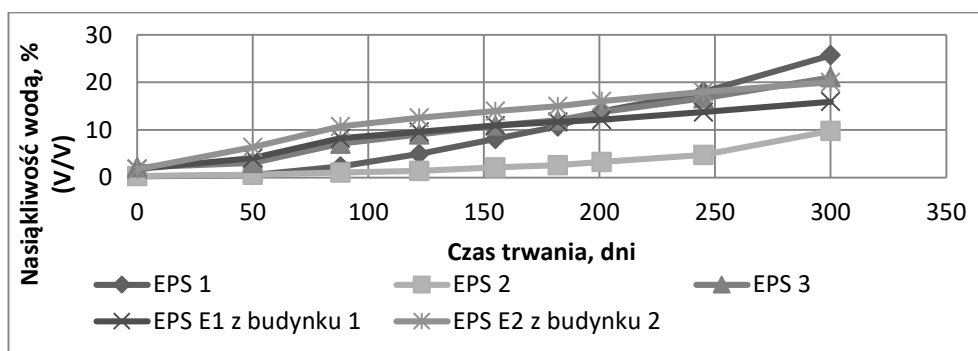
Do dalszych badań nasiąkliwości płyt po ich wcześniejszym wysuszeniu do stałej masy wytypowano płyty z warstwy spodniej. Wyniki badań nasiąkliwości po zanurzeniu w wodzie przez 28 dni i następnie 300 cyklach zamrażania rozmrażania przedstawiono graficznie



na rys. 1 i 2. Na rys. 1 i 2 porównawczo naniesiono wyniki badań uzyskane dla wyrobów, które wcześniej nie były poddane żadnym obciążeniom eksploatacyjnym. Do tych porównań wykorzystano wyniki uzyskane w pierwszym etapie omawianej pracy, opublikowane wcześniej w pozycji [3].



Rys. 1. Przyrost nasiąkliwości wodą płyt EPS podczas całkowitego zanurzenia w wodzie o temperaturze  $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$  przez okres 28 dni



Rys. 2. Przyrost nasiąkliwości wodą płyt EPS po 300 cyklach zamrażania - rozmrażania płyt EPS poddanych uprzednio całkowitemu zanurzeniu w wodzie o temperaturze  $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$  przez okres 28 dni

Wartość współczynnika przenikania ciepła dla całej przegrody dachowej wzrosła z  $0,197\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  do wartości  $0,571\text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , przy jednoczesnym spadku całkowitego oporu cieplnego z  $4,9\text{ m}^2\text{K}/\text{W}$  do  $1,6\text{ m}^2\text{K}/\text{W}$ . W ramach symulacji komputerowej uzyskano znacznie niższe wartości zawartości wody w ocenianym styropianie przy założeniu 10-letniego okresu eksploatacji przedmiotowego przekrycia dachowego, przy jednoczesnym wysychaniu przegrody, w porównaniu z rzeczywistymi warunkami eksploatacyjnymi.

#### 4. Wnioski

Wyniki badań laboratoryjnych przedstawione w niniejszym artykule pozwalają na następujące wnioski:

- po 10 latach eksploatacji płyty termoizolacyjne nie pełnią w sposób skuteczny funkcji termoizolacyjnej ze względu na: 13-krotny wzrost gęstości wyrobu w stanie nasycenia wodą w porównaniu z wyrobem suchym, niemal 4-krotne podwyższenie współczynnika przewodzenia ciepła, przy niemal 4-krotnym obniżeniu wartości oporu cieplnego.

- Powoduje to obniżenie izolacyjności całej przegrody do poziomu zagrażającego powstaniem korozji biologicznej,
- po wysuszeniu materiału termoizolacyjnego do stałej masy, kolejne zawilgocenie następuje szybciej niż dla materiałów niepoddanych wcześniej działaniu czynników eksploatacyjnych i w przybliżeniu przyjmuje kształt funkcji liniowej po około 200 cyklach zamrażania – rozmrażania,
  - laboratoryjny cykl badawczy, przyjmowany dotychczas do oceny właściwości użytkowych materiałów termoizolacyjnych, jest zbyt krótki by umożliwić ocenę przydatności użytkowej przedmiotowych wyrobów w okresie 10 lat użytkowania. Omówione w artykule wyniki badań pozwoliły na wytyczenie kierunku dalszych badań laboratoryjnych, sugerując co najmniej dwukrotne wydłużenie stosowanego dotychczas cyklu badawczego,
  - zawilgocenie warstwy termoizolacyjnej wpływa na znaczne obniżenie właściwości termoizolacyjnych całej przegrody dachowej, przyczyniając się do wzrostu współczynnika przewodzenia ciepła z 0,197 W/(m<sup>2</sup>K) do wartości 0,571 W/(m<sup>2</sup>K), przy jednoczesnym spadku całkowitego oporu cieplnego z 4,9 m<sup>2</sup>K/W do 1,6 m<sup>2</sup>K/W, co skutkuje zagrożeniem korozją biologiczną na suficie pomieszczeń zlokalizowanych pod dachem,
  - programy komputerowe wykorzystywane do symulacji procesu zawilgocenia przegrody dachowej podczas jej użytkowania nie odzwierciedlają warunków pracy przekryć dachowych o odwróconym układzie warstw.

## Bibliografia

- [1] Firkowicz-Pogorzelska K., Francke B.: ITB Warszawa, Projektowanie i wykonywanie stropodachów o odwróconym układzie warstw. Poradnik, 2012.
- [2] Etag 031 - Guideline for European Technical Approval of Inverted Roof Insulation Kits Part 1: General, European Organisation for Technical Approvals, 2010.
- [3] Francke B., Geryło R.: *Inverted roof insulation kits and their durability*, MATEC Web of Conferences 2018, Vol. 163, 15 June 2018, Article number 08005, p. 1-8.
- [4] Kalibatás D., Kovaitis V.: *Selecting the most effective alternative of waterproofing membranes for multifunctional inverted flat roofs*, Journal of Civil Engineering and Management, Vol. 23(5): pp.650-660, 2017, doi.org/10.3846/13923730.2016.1250808.
- [5] Petrakova, Z.; Grznar, M.: *Methods of multi-criteria decision making in the choice of an alternative solution in the reconstruction process of a flat roof*, Slovak Journal of Civil Engineering, 3: 1-11.2004.
- [6] PN-EN 13163:2012+A2:2016-12 Wyroby do izolacji cieplnej w budownictwie – Wyroby ze styropianu (EPS) produkowane fabrycznie – Specyfikacja.
- [7] PN-EN 12667:2002 Właściwości cieplne materiałów i wyrobów budowlanych – Określanie oporu cieplnego metodami osłoniętej płyty grzejnej i czujnika strumienia cieplnego -- Wyroby o dużym i średnim oporze cieplnym.
- [8] PN-EN ISO 16535:2019-08 Wyroby do izolacji cieplnej w budownictwie – Określanie nasiąkliwości wodą przy długotrwałym zanurzeniu.
- [9] PN-EN 12091:2013-07 Wyroby do izolacji cieplnej w budownictwie – Określanie odporności na zamrażanie-odmrażanie.
- [10] Fraunhofer IBP WUFI Home Page. Fraunhofer Institute for Building Physics. 2020. Dostępny online: <https://wufi.de/en>.



## PIANOBETON – MATERIAŁ PRZESZŁOŚCI CZY PRZYSZŁOŚCI?

Marta Kadela<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instytut Techniki Budowlanej, ul. Filtrowa 1, 00-611 Warszawa, mail: m.kadela@itb.pl

**Słowa kluczowe:** *środek pianotwórczy, mieszanka cementowa, pianobeton, struktura porowata, zrównoważony rozwój.*

### 1. Wstęp

W ostatnich latach obserwuje się gwałtowny wzrost zainteresowania betonem komórkowym, w tym pianobetonem. W rzeczywistości pianobeton nie jest materiałem nowym, ponieważ w wersji bazowej pianobeton jest znany od przeszło 100 lat i chociaż za datę jego powstania przyjmuje się rok 1923, w którym została opatentowana technologia wytwarzania pianobetonu [1], to pierwsze wzmianki o materiale, który można uznać za pianobeton, pochodzą sprzed około dwóch tysięcy lat z czasów Rzymian [1]. Prawdziwy rozwój w zakresie pianobetonu na świecie nastąpił jednak dopiero pod koniec XX w. Wówczas to w Stanach Zjednoczonych i Europie podjęto pierwsze próby pełnowymiarowego zastosowania pianobetonu podczas budowy autostrad, mostów, tuneli i niskich konstrukcji nasypów [1]. Przykładem może być zastosowanie pianobetonu przy przebudowie czteropasmowej autostrady The Central Road w Schaumburg w stanie Illinois (USA) [2, 3]. W Holandii w tym czasie były prowadzone szeroko zakrojone badania i prace rozwojowe nad pianobetonem [1, 4], które przyczyniły się do uznania pianobetonu za materiał budowlany akceptowany wśród uczestników procesu budowlanego i stosowany w inwestycjach budowlanych w Holandii. Natomiast w Wielkiej Brytanii badania i rozwój pianobetonu zainicjowało British Cement Association (BCA), prowadzone przez nich badania były ukierunkowane na renowację nasypów i odtwarzanie przepustów w autostradach. W tym okresie w Wielkiej Brytanii pianobeton został zastosowany przy przebudowie m.in. mostu Kingston Bridge w Kingston nad Tamizą w południowo-zachodniej części Londynu [5]. W 2016 r. stwierdzono, że wykorzystanie pianobetonu w Wielkiej Brytanii w ciągu ostatnich 10 lat wzrosło szybciej niż jakiegokolwiek innego „specjalnego” produktu betonowego [1], przy czym zastosowanie pianobetonu w budownictwie jest statystycznie mniejsze niż 5%. Na bazie przeprowadzonej analizy zastosowania pianobetonu w budownictwie [1-6], można stwierdzić, że ogranicza się ono głównie do wykorzystania o charakterze niekonstrukcyjnym, m.in. jako cienka warstwa izolacji termicznej i akustycznej czy materiał wypełniający, np. wolne przestrzenie w podłożu gruntowym. Dotychczas pianobeton był przedmiotem badań w zakresie jego zastosowania m.in. w konstrukcji nawierzchni drogowych [3, 7], podtorzu kolejowym [8], w płytach fundamentowych [9], stropach [10] czy jako element głównie pełniący funkcję

izolacyjną w przegrodach ściennych [11]. Są także prowadzone prace nad wykorzystaniem pianobetonu w technologii druku 3D [12].

W niniejszej pracy zostały przedstawione wyniki badań własnych, uzyskane w ramach realizacji projektu badawczego pt. *“Wzmacnianie słabego podłoża poprzez zastosowanie warstwy z pianobetonu w kontakcie z podłożem gruntowym”* (LIDER/022/537/L-4/NCBR/2013), finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach programu LIDER IV.

## 2. Charakterystyka pianobetonu

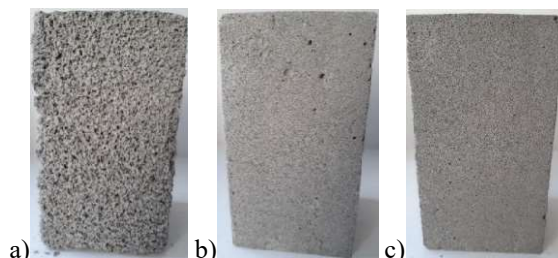
### 2.1. Materiały i metody badawcze

Pianobeton to beton lekki o większej niż 20% zawartości objętościowej porów powietrznych, wytworzonych w sposób mechaniczny ze środków pianotwórczych, pochodzenia syntetycznego lub naturalnego [1, 4]. Podstawowymi składnikami pianobetonu są cement portlandzki, woda oraz czasem dodatek kruszywa drobnego, najczęściej piasku drobnego.

Z uwagi na brak metodyk badawczych dla pianobetonu, jego właściwości są często określane, bazując na normach dla betonu zwykłego [13-15]. Badanie wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12390-3:2019-07 [16]. Prędkość obciążania próbek została dobrana doświadczalnie i wynosiła  $0,10 \pm 0,05$  MPa/s. Współczynnik przewodzenia ciepła określono dla próbek o grubości 40 mm oraz w średniej temperaturze równej  $10^{\circ}\text{C}$  zgodnie z normą PN-EN 679:2008 [17].

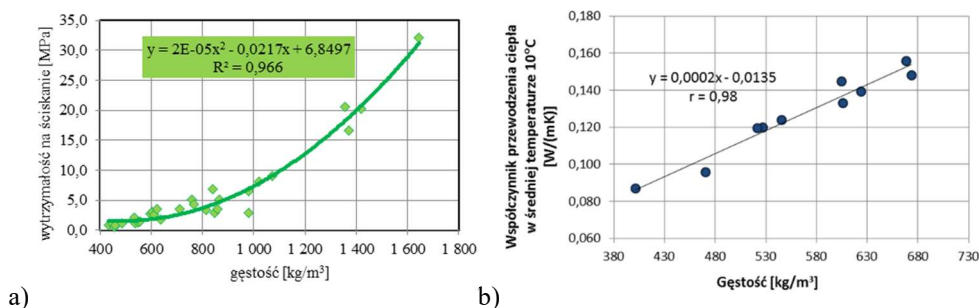
### 2.2. Wyniki badań właściwości pianobetonu

Pianobeton charakteryzuje się strukturą zamkniętą, a na jego właściwości materiałowe, mechaniczne i cieplne, wpływ ma zawartość i wielkość porów powietrznych oraz ich rozkład w przekroju – rys. 1.



**Rys. 1.** Rozkład porów w pianobetonie w zależności od gęstości:  
a)  $500 \text{ kg/m}^3$ , b)  $700 \text{ kg/m}^3$ , c)  $800 \text{ kg/m}^3$  [15]

Ogólnie pianobeton charakteryzuje się specyficznymi cechami, takimi jak dobra płynność, samozagęszczalność, samopoziomowanie, stabilność wymiarowa i przede wszystkim niska gęstość objętościowa. W zależności od składu mieszanki pianobetonowej zachodzi możliwość uzyskania szerokiego zakresu gęstości objętościowej i właściwości materiałowych, mechanicznych oraz cieplnych stwardniałego pianobetonu. Pianobeton charakteryzuje się gęstością objętościową od  $240$  do  $1800 \text{ kg/m}^3$  [1, 18], chociaż można znaleźć próby otrzymania niższych gęstości [19]. Wytrzymałość na ściskanie może osiągać od  $0,20 \text{ MPa}$  do nawet  $70,0 \text{ MPa}$  przy odpowiednio skomponowanym składzie mieszanki pianobetonowej [4, 20]. Rys. 2 przedstawia właściwości mechaniczne i cieplne pianobetonu w funkcji jego gęstości objętościowej.

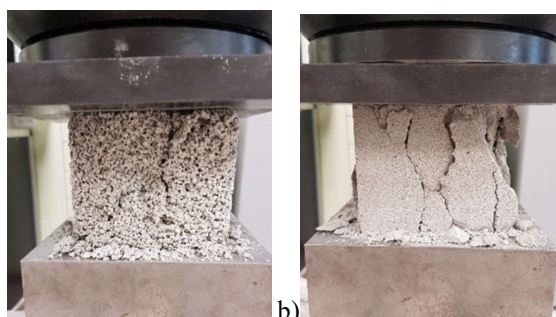


a)

b)

**Rys. 2.** Właściwości fizyczne pianobetonu w zależności od gęstości objętościowej pianobetonu:

a) wytrzymałość na ściskanie, b) współczynnik przewodzenia ciepła [14]



a)

b)

**Rys. 3.** Obraz zniszczenia próbek z pianobetonu o gęstości: a) 500 kg/m<sup>3</sup>, b) 700 kg/m<sup>3</sup> [15]

### 3. Podsumowanie

Cechy pianobetonu oraz możliwość kształtowania jego parametrów poprzez dobór odpowiedniego składu mieszanki pianobetonowej stanowią o jego uniwersalności, a tym samym dużym potencjale w zakresie zastosowania w różnych typach obiektów budowlanych i ich elementach. Równocześnie rozwój technologii w zakresie chemii budowlanej oraz produkcji maszyn, przyczynia się do stałej poprawy jakości środków spieniających i mieszanki pianobetonowej oraz rozwoju maszyn do wytwarzania piany i pianobetonu. Mając na uwadze bieżące potrzeby przemysłu budowlanego, jak również, że w przypadku pianobetonu zachodzi możliwość jego wbudowania w formie ciekłej, proces wytwarzania jest łatwy, a koszt zabudowy niski, prognozuje się dalszy wzrost zainteresowania technologią pianobetonu środowiska przemysłowego. Dodatkowy aspekt stanowi wpisywanie się pianobetonu w strategię zrównoważonego rozwoju, związaną z:

- 1) możliwością utylizacji materiałów z recyklingu oraz materiałów uznanych za materiał odpadowy,
- 2) dobrymi właściwościami izolacyjnymi, wpływającymi na mniejsze zużycia energii po jego zastosowaniu w budynkach,
- 3) niskim śladem węglowym.

Mając na uwadze powyższe, jak również możliwość wykorzystania pianobetonu w technologii druku 3D, można stwierdzić, że chociaż sam materiał znany jest od przeszło 100 lat, to jego rozwój wydaje się dopiero kształtować, dążąc do powstania materiału, który będzie w pełni uniwersalnym o dedykowanych właściwościach materiałem przyszłości.

## Bibliografia

- [1] Brady K., Watts G., Jones M.R.: *Specification for foamed concrete*. Crowthorne: TRL Limited 2001.
- [2] Źródło internetowe, [www.provoton.com](http://www.provoton.com), dostęp: 26.05.2023 r.
- [3] Kadela M., Babiak B.: *Pianobeton w budownictwie komunikacyjnym*. Materiały Budowlane 2018, nr 3, s. 80-81.
- [4] Van Dijk S.: *Foam Concrete*. Concrete 1991, nr July/August, s. 49-54
- [5] Źródło internetowe, [www.pianobeton.pl](http://www.pianobeton.pl), dostęp: 26.05.2023 r.
- [6] Źródło internetowe, [www.sircontec.pl](http://www.sircontec.pl), dostęp: 26.05.2023 r.
- [7] Drusa M., Fedorowicz L., Kadela M., Scherfel W.: *Application of geotechnical models in the description of composite foamed concrete used in contact layer with the subsoil* [w:] (CD-ROM). 10th Slovak Geotechnical Conference "Geotechnical problems of engineering constructions". Bratysława, 30-31 maj 2011. Żylna: Slovak University of Technology 2011.
- [8] Izvolt L., Dobes P., Drusa M., Kadela M., Holesova M.: *Experimental and Numerical Verification of the Railway Track Substructure with Innovative Thermal Insulation Materials*. Materials 2022, nr 15, s. 160.
- [9] Krzywoń R., Hulimka J., Jędrzejewska A.: *Techniczne możliwości zbrojenia pianobetonowych płyt fundamentowych*. Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury 2017, t. XXXIV, z. 64 (3/I/17), s. 341-35.
- [10] Źródło internetowe, [www.strop-teriva.pl](http://www.strop-teriva.pl), dostęp: 26.05.2023 r.
- [11] Źródło internetowe, [www.sesbe.eu](http://www.sesbe.eu), dostęp: 26.05.2023 r.
- [12] Markin V., Krause M., Otto J., Schröfl Ch., Mechtcherine V.: *3D-printing with foam concrete: From material design and testing to application and sustainability*. Journal of Building Engineering 2021, nr 43, s. 102870.
- [13] Kadela M., Winkler-Skalna A., Łoboda B., Kukielka A.: *Pianobeton – charakterystyka materiałowa oraz możliwości zastosowania*. Materiały budowlane 2015, nr 7, s. 108-110.
- [14] Kadela M.: *Raport końcowy z projektu nr LIDER/022/537/L-4/NCBR/2013*. Warszawa: ITB 2018.
- [15] Kadela M., Kukielka A., Małek M.: *Characteristics of lightweight concrete based on a synthetic polymer foaming agent*. Materials 2020, nr 13, s. 4979.
- [16] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
- [17] PN-EN 12667:2002 Właściwości cieplne materiałów i wyrobów budowlanych – Określanie oporu cieplnego metodami osłoniętej płyty grzejnej i czujnika strumienia cieplnego – Wyroby o dużym i średnim oporze cieplnym.
- [18] Fu Y., Wang X., Wang L., Li Y.: *Foam concrete: A state-of-the-art and state-of-the-practice review*. Advances in Materials Science and Engineering 2020, nr 2020, s. 6153602.
- [19] Gołaszewski J., Klemczak B., Smolana A., Gołaszewska M., Cygan G., Mankel Ch., Peralta I., Röser F., Koender E.A.B.: *Wpływ rodzaju środka pianotwórczego na właściwości pianobetonu o bardzo małej gęstości*. Materiały Budowlane 2022, nr 7, s. 43-45.
- [20] Amran, Y.H.M., N. Farzadnia, Abang A.A.A.: *Properties and applications of foamed concrete: A review*. Construction and Building Materials 2015, nr 101, s. 990-1005.



## WŁAŚCIWOŚCI ZAPRAW CEMENTOWYCH Z DODATKIEM ROZDROBNIONYCH KOMPOZYTÓW Z RECYKLINGU ŁOPAT TURBIN WIATROWYCH

Jacek Korentz<sup>1</sup>, Filip Szmatała<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa, ul. Licealna 9, 65-417 Zielona Góra,  
mail: j.korentz@ib.uz.zgora.pl

<sup>2</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa, ul. Licealna 9, 65-417 Zielona Góra,  
mail: f.szmatała@ib.uz.zgora.pl

**Słowa kluczowe:** kompozyty, recykling, zaprawy cementowe, wytrzymałość, gęstość.

### 1. Wprowadzenie

Kompozyty FRP (Fiber Reinforced Polymer) są materiałem kompozytowym wykonanym z polimerowej matrycy wzmocnionej różnego rodzaju włóknami. Kompozyty ze względu na swoje właściwości mechaniczne i fizyczne są bardzo lekkie, wytrzymałe i odporne na korozję. Mają wiele zastosowań w różnych dziedzinach przemysłu, w tym w energetyce. Łopaty turbin wiatrowych wykonywane są z kompozytów szklanych i węglowych.

Łopaty turbiny wiatrowej składają się z dwóch powierzchni poszycia o konstrukcji sandwichowej, połączonych ze sobą jednym lub kilkoma żebrami lub belką skrzynkową. Część konstrukcyjną łopaty stanowią kompozyty szklane lub węglowe uzupełnione lekkimi materiałami wypełniającymi takimi jak balsa lub pianka poliuretanowa. Od 80% do 90% masy łopaty to materiał kompozytowy, z czego 60% do 70% to włókna wzmacniające, a pozostałe 30% do 40% to żywica. Pozostała część masy łopaty 10% – 20% to drewno, pianka, balsa, kleje, żelkot i farba.

Pierwsze turbiny wiatrowe już dobiegły końca okresu eksploatacji. Żywotność łopat turbin to 20-25 lat. Szacuje się, że około 25 tys. ton łopat osiągnie koniec żywotności rocznie do 2025 r., a do 2050 r. zostanie wygenerowanych 2 mln. ton odpadów z łopat turbin wiatrowych. Dlatego w najbliższej przyszłości największym wyzwaniem dla energetyki wiatrowej będzie recykling łopat.

Recykling łopat z turbin wiatrowych jest procesem skomplikowanym i kosztownym, ponieważ kompozyty szklane lub węglowe są trudne do przetworzenia i wymagają specjalistycznych urządzeń i technologii. Jednym ze sposobów jest wykorzystanie starych łopat do budowy nowych turbin wiatrowych, innych konstrukcji, takich jak mosty, kładki lub pomosty, a także przeróbka na obiekty małej architektury. Aktualnie tylko część odpadów FRP poddawana jest recyklingowi, a stosowanymi metodami są: recykling mechaniczny, recykling termiczny, recykling chemiczny i fragmentacja wysokonapięciowa.

Badania nad wykorzystaniem odpadów z recyklingu mechanicznego FRP w materiałach cementowych są wielokierunkowe. Odpowiednio rozdrobnione odpady GFRP mogą być podawane do pieca cementowego jako surowiec do produkcji klinkieru cementowego

i jako paliwo wtórne, a w zależności od uzyskanych wielkości frakcji po rozdrobnieniu próbuje się zastąpić odpadami z łopat cement, kruszywo drobne, kruszywo grube, a także wprowadzić te odpady do matrycy cementowej jako zbrojenie rozproszone [1, 2]. Na podstawie tych badań można stwierdzić, że częściowe zastąpienie cementu proszkiem GFRP prowadzi do wydłużenia czasu wiązania cementu, spadku krótkotrwałej wytrzymałości betonu na ściskanie i zginanie oraz porównywalnej wytrzymałości długotrwałej (po 90 dniach). Zastąpienie kruszywa drobnego kruszywem z odpadów GFRP powoduje także spadek wytrzymałości na ściskanie i zginanie, natomiast zastąpienie kruszywa grubego kruszywem z odpadów GFRP nie ma negatywnych skutków. Z kolei wprowadzone do betonu zbrojenia rozproszonego z włókien uzyskanych z recyklingu spowodowało zwiększenie wytrzymałości na zginanie do 15% bez zauważalnego spadku wytrzymałości na ściskanie.

W referacie przedstawiono część wyników badań nad możliwością zagospodarowania odpadów GFRP z łopat turbin wiatrowych uzyskiwanych w drodze recyklingu mechanicznego w betonach cementowych. W prezentowanych badaniach sprawdzono wpływ dodatku wybranych odpadów na właściwości mechaniczne i fizyczne zapraw cementowych.

## 2. Materiały i metody

Badane zaprawy cementowe modyfikowano zróżnicowanym ilościowo dodatkiem dwóch rodzajów proszków (pyłów) pozyskanych z instalacji odpylania podczas recyklingu mechanicznego łopat turbin wiatrowych wykonanych z kompozytów szklanych. Celem przeprowadzonych badań było zbadanie możliwości zastosowania dodatku do spoiwa cementowego w postaci sproszkowanych odpadów pod kątem zachowania deklarowanej klasy wytrzymałości cementu. Badania zapraw cementowych obejmowały: oznaczenie wytrzymałości na ściskanie i zginanie po 2 i 28 dniach dojrzewania i dodatkowo oznaczenie gęstości i nasiąkliwości po 28 dniach dojrzewania.

Do wykonania zapraw użyto cementu CEM I 42,5R z cementowni Górażdże. Właściwości użytkowe wyrobu przyjęto z deklaracji producenta. Zastosowano piasek normowy CEN wyprodukowany przez Firmę Produkcyjno-Handlową „KWARCMIX” i użyto wody destylowanej o temperaturze 20°C. W badaniach zastosowano dwa rodzaje odpadów z recyklingu w postaci proszków, które opisano jako biały proszek (WP) i różowy proszek (PP).

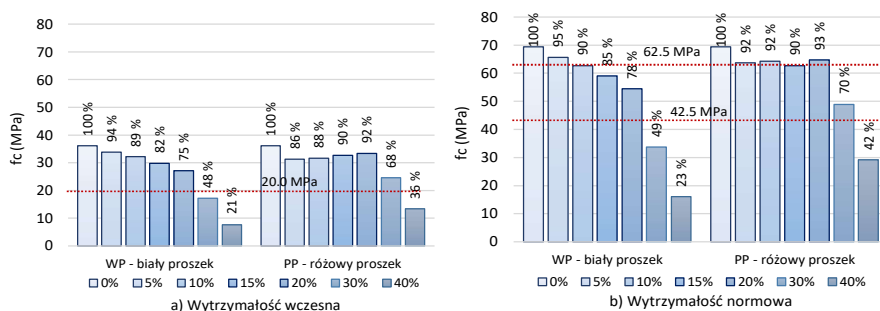
Skład zarobków zapraw cementowych był następujący: cement – 450 g, woda – 225 ml, piasek normowy – 1350 g, a procentowa zawartość proszków WP i PP w stosunku do masy cementu wynosiła: 5%, 10%, 15%, 20%, 30% i 40%. Badania przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 196-1:2016. *Metody badania cementu, Część 1: Oznaczenie wytrzymałości.*

## 3. Wyniki badań

Na rys. 1 zilustrowano wpływ procentowego dodatku do zaprawy proszków białego WP i różowego PP na 2- i 28-dniową wytrzymałość na ściskanie. W obydwu przypadkach dodatek tych proszków powoduje obniżenie wytrzymałości na ściskanie w porównaniu z próbkami referencyjnymi bez dodatku proszków. Dodatek proszku WP od 5% do 20% powoduje liniowy spadek wytrzymałości 2 i 28 dniowej do 75% i 78% wytrzymałości referencyjnej odpowiednio. Natomiast dodatek proszku PP od 5% do 20% powoduje,

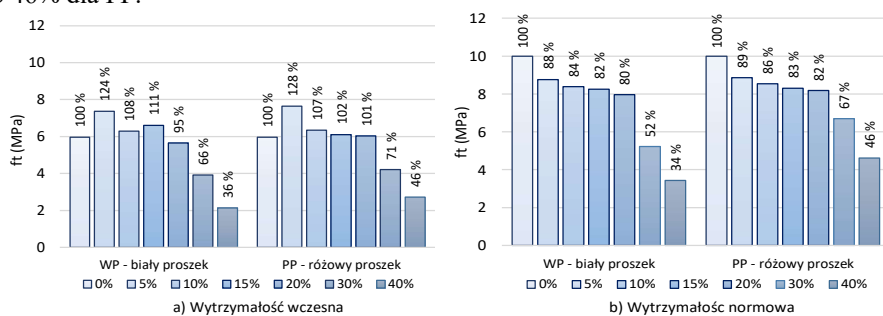


że spadek wytrzymałości 2- i 28-dniowej jest mniej-więcej stały niezależnie od ilości dodawanego proszku, a wytrzymałość zmienia się w granicach 90-93% wytrzymałości próbek referencyjnych. Dodatek proszków WP i PP w ilości 30% i 40% skutkuje dużymi spadkami wytrzymałości 2-dniowej do 21% i 36% odpowiednio i spadkami wytrzymałości 28-dniowej do 23% i 42% odpowiednio.



**Rys. 1.** Wpływ dodatku proszków WP i RP na wytrzymałość na ściskanie  $f_c$ : a) po 2 dniach dojrzewania ( $f_{c,0\%} = 36,2$  MPa), b) po 28 dniach dojrzewania ( $f_{c,0\%} = 69,4$  MPa)

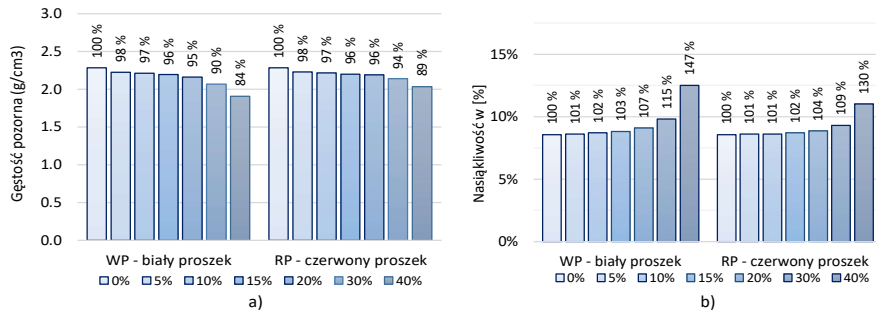
Wpływ dodatku do zapraw proszków WP i PP na 2- i 28-dniową wytrzymałość na rozciąganie podczas zginania przedstawiono na rys. 2. Efektem dodatku proszku WP i PP od 5% do 20% jest wzrost 2-dniowej wytrzymałości na zginanie do 124% dla proszków WP i do 128% dla proszku RP, a dla dodatku proszków 30% i 40% efektem jest spadek wytrzymałości do 36% i 46% wytrzymałości referencyjnej dla WP i PP odpowiednio. W przypadku 28-dniowej wytrzymałości mamy do czynienia ze spadkiem wytrzymałości na zginanie ze wzrostem dodatku proszków WP i PP. Charakter zmian wytrzymałości dla obydwu proszków jest bardzo podobny. Jeżeli dodatek proszków nie przekracza 20% to wytrzymałość na zginanie stanowi nie mniej niż 80% wytrzymałości referencyjnej. Po przekroczeniu 20% dodatku proszków, wytrzymałość na zginanie spada do 34% dla WP i do 46% dla PP.



**Rys. 2.** Wpływ dodatku proszków WP i PP na wytrzymałość na rozciąganie  $f_t$ : a) po 2 dniach dojrzewania ( $f_{t,0\%} = 5,95$  MPa), b) po 28 dniach dojrzewania ( $f_{t,0\%} = 9,99$  MPa)

Na rys. 3a przedstawiono wyniki badań gęstości pozornej zapraw, a na rys. 3b wyniki badań nasiąkliwości badanych zapraw. Zgodnie z oczekiwaniami, zwiększanie dodatku proszków WP i PP spowodowało obniżenie gęstości pozornej i wzrost nasiąkliwości. Przy ustalonej recepturze zarobów, dodatek proszków WP i PP miał wpływ na konsystencję zapraw. Im większy był dodatek proszków, tym mniejsza była średnica rozpląwu świeżej zaprawy, a tym samym jej gorsza urabialność, co spowodowało wzrost porowatości,

zmniejszenie gęstości pozornej, zwiększenie nasiąkliwości i w efekcie spadek wytrzymałości na ściskanie i zginanie.



**Rys. 3.** Wpływ dodatku proszków WP i PP na: a) gęstość pozorną ( $\rho_{0\%} = 2,284 \text{ g/cm}^3$ ), b) nasiąkliwość ( $w_{0\%} = 8,5 \%$ )

Dla 20% dodatków proszków WP i PP wytrzymałość na ściskanie nie jest mniejsza od 80% wytrzymałości referencyjnej i zgodnie z normą PN-EN 197-1:2012 *Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku*. Cement użyty w badaniach wraz z dodatkami proszków WP i PP spełnia wymagane cechy mechaniczne, ponieważ wczesna i normowa wytrzymałość na ściskanie zapraw spełniają warunki  $f_{c2,20\%} > 20 \text{ MPa}$  i  $f_{c28,20\%} > 42,5 \text{ MPa}$  (Rys. 1).

#### 4. Podsumowanie

Aktualnie recykling łopat turbin wiatrowych staje się bardzo dużym wyzwaniem dla branży energetycznej ze względu na bardzo szybki rozwój siłowni wiatrowych. Dlatego podejmowane są także działania nad zastosowaniem odpadów z recyklingu mechanicznego FRP w betonach cementowych.

Dodatkami do betonów pochodzących z recyklingu kompozytów szklanych można modyfikować właściwości mechaniczne i fizyczne zapraw i betonu. Włączenie dużej ilości odpadów GFRP pogarsza jakość betonu zarówno pod względem właściwości mechanicznych jak i trwałości. Wprowadzenie mniejszych ilości tych odpadów można wdrożyć do produkcji betonów w zastosowaniach konstrukcyjnych, ale przede wszystkim do zastosowań niekonstrukcyjnych, takich jak beton architektoniczny, obiekty małej architektury czy galanteria budowlana.

Głównymi problemami związanymi z wykorzystaniem odpadów pochodzących z recyklingu w nowych materiałach są: nieznanne właściwości materiału źródłowego, który został poddany recyklingowi oraz potencjalnie duże zróżnicowanie właściwości materiałów pochodzących z recyklingu, dostarczanych do zakładu produkcji betonu. Dlatego konieczne są dalsze badania w tym zakresie.

#### Bibliografia

- [1] Baturkin D., Hisseine O.A., Masmoudi R., Hamou A.T., Massicotte L.: *Valorization of recycled FRP materials from wind turbine blades in concrete*. Resources, Conservation & Recycling, 2021, 174, 1055807.
- [2] Correia J.R., Almeida N. M., Figueira J. R.: *Recycling of FRP composites: reusing fine GFRP waste in concrete mixtures*. Journal of Cleaner Production. 2011, 19(15), 1745-1753.



## MIKROSTRUKTURA ORAZ WŁAŚCIWOŚCI UŻYTKOWE PROFILI Z BIOKOMPOZYTÓW POLIMEROWYCH PO ODDZIAŁYWANIACH ŚRODOWISKOWYCH

Ewelina Kozikowska<sup>1</sup>, Ewa Sudoł<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Inżynierii Materiałów Budowlanych,  
mail: e.kozikowska@itb.pl

<sup>2</sup> Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Inżynierii Materiałów Budowlanych,  
mail: e.sudol@itb.pl

**Słowa kluczowe:** mikrostruktura biokompozytów, profile budowlane, odporność na starzenie, właściwości mechaniczne.

### 1. Wstęp

Kompozyty polimerowe zbrojone włóknami celulozowymi (NFPC) to materiały stosunkowo tanie charakteryzujące się dobrymi właściwościami mechanicznymi, które znalazły zastosowanie jako pomosty, tarasy, ławki, a także elementy architektury ogrodowej [1, 2]. Kompozyty te można stosować jako zamiennik drewna w warunkach, gdzie wyrób narażony jest na częsty kontakt z wodą [1]. Użytkowanie kompozytów NFPC na zewnątrz pomieszczeń stwarza możliwość oddziaływania czynników atmosferycznych. Są to przede wszystkim: światło słoneczne (powodujące głównie degradację powierzchni), wilgoć oraz wysoka i niska temperatura (działające negatywnie na kompozyt w całej jego objętości) [2]. Najbardziej widocznymi, wpływającymi na wartość użytkową, skutkami starzenia kompozytu w warunkach naturalnych są zmiany fizyczne takie jak: matowienie, blaknięcie powierzchni oraz pogarszanie się właściwości wytrzymałościowych [3, 4]. W pracy zaprezentowano analizę wpływu czynników atmosferycznych na przebieg starzenia profili wykonanych z biokompozytów. Analizowano wpływ zastosowanej procedury starzeniowej na mikrostrukturę kompozytów w korelacji z wybranymi właściwościami mechanicznymi.

### 2. Materiały i metody

Przeprowadzono badania profili komorowych wykonanych z kompozytów na osnowie polichlorku winylu (PVC), zbrojonych pulweryzowanymi łuskami zbóż: owsa oraz prosa. W celu porównania prowadzono badania dla kompozytów z łuskami ryżu, które jest rozwiązaniem komercyjnym. Procedurę starzeniową przeprowadzono w aparacie UV wyposażonym w lampy fluorescencyjne typu 1A z maksimum emisji przy 343 nm. Próbki poddano działaniu cykli składających się z długiej fazy kondensacji, po której następowało naświetlanie lampami UV, przy natężeniu promieniowania 0,89 W/m<sup>2</sup>, mierzonym przy długości fali 349 nm, przemiennie z nawilżaniem przez natrysk wodą. Zastosowano

ekspozycję trwającą 2016 godzin. Analizowano wpływ zadanych narażeń na mikrostrukturę kompozytów, którą badano przy użyciu skaningowego mikroskopu elektronowego oraz na wytrzymałość na zginanie, moduł sprężystości przy zginaniu oraz udarność.

### 3. Wyniki

Ekspozycja profili na działanie światła emitowanego przez lampy fluorescencyjne, przemienne z nawilżaniem, doprowadziła do istotnej degradacji powierzchni. W analizie morfologii powierzchni uwidoczniły się przetopienia wierzchniej warstwy matrycy polimerowej, co doprowadziło do odsłonięcia powierzchni włókien drewna.

Badania wytrzymałościowe w stanie wyjściowym wykazały, że rozpatrywany materiał cechowała wytrzymałość na zginanie na poziomie 45 MPa dla kompozytów zbrojonych łuską ryżu oraz 43 MPa dla kompozytów zbrojonych łuską owsa, wartości te są na zbliżonym poziomie. Wprowadzanie do tej samej osnowy polimerowej pulweryzowanych łusek prosa prowadzi do spadku wytrzymałości na zginanie do wartości 31 MPa dla prosa w stanie wyjściowym. Powyższy wynik może świadczyć o barku właściwej dyspersji włókien prosa w osnowie polimerowej. Poddanie profili kompozytowych procesowi starzenia nieznacznie spowodowała wzrost wytrzymałości na zginanie do wartości 49 MPa dla kompozytów zbrojonych łuską ryżu oraz 46 MPa dla kompozytów zbrojonych łuską owsa. Zmiany te są jednak tak nieznaczne, że mieszczą się w granicach błędów. Brak różnic w wytrzymałości na zginanie po procesie starzenia dla kompozytów zbrojonych pulweryzowanymi łuskami ryżu oraz owsa, pomimo zmian mikrostruktury na powierzchni materiału świadczy, iż proces starzenia nie wpłynął na zmianę właściwości w całej objętości kompozytu. Rozpatrując profile zbrojone łuskami prosa po procesie starzenia, widoczny jest nieznaczny spadek wytrzymałości na zginanie do wartości 27 MPa.

### 4. Wnioski

Analiza zebranych w pracy danych eksperymentalnych wskazuje, że poddanie profili budowlanych otrzymanych z kompozytu PVC z wypełnieniem z pulweryzowanych łusek ryżu, owsa oraz prosa ekspozycji na działanie światła przemienne z nawilżaniem prowadzi, zgodnie z przewidywaniami, do degradacji ich eksponowanej powierzchni użytkowej. Stopień zmian można uznać za istotnie obniżający walory estetyczno-dekoracyjne profili. Przeprowadzone badania wykazały najlepsze właściwości użytkowe dla profili z dodatkiem łusek owsa w stanie wyjściowym oraz po starzeniu, których właściwości były porównywalne w stosunku do komercyjnych profili zbrojonych łuskami ryżowymi.

### Bibliografia

- [1] Zajchowski S., Ryszkowska J.: *Kompozyty polimerowo-drewnne – charakterystyka ogólna oraz ich otrzymywanie z materiałów odpadowych*, Polimery, 2009, 54, 10, 754-762.
- [2] Wąsik A., Kur M., Wolski M.: *Wpływ starzenia atmosferycznego na niektóre właściwości folii z kompozytu polipropylen/mączka drzewna 50/50*. Inż. Ap. Chem. 2014, 53,2, 122-124.
- [3] Sobków D., Barton J., Czaja K., Sudoł M., Mazoń B.: *Badania odporność materiałów na działanie czynników środowiska naturalnego*, Chemik 2014, 68, 4, 347-354.
- [4] Kajaks J., Kalnins K. and Matvejs J.: *Accelerated Aging of WPCs Based on Polypropylene and Plywood Production Residues*, De Gruyter, 2019; 9:115–128.



## PERSPEKTYWY ZASTOSOWANIA BETONU HYDRAULICZNEGO W BUDOWNICTWIE POZAZIEMSKIM ZE WZGLĘDU NA KONSYSTENCJĘ MIESZANKI

Magdalena Mrozek<sup>1</sup>, Dawid Mrozek<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: magdalena.mrozek@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: dawid.mrozek@polsl.pl

*Słowa kluczowe: budownictwo pozaziemskie, beton, próżnia, badania wytrzymałości.*

### 1. Wstęp

Pomysł budowy ludzkich siedlisk na Księżycu lub Marsie wydaje się być wzięty wprost z literatury fantastycznonaukowej. Tymczasem w 50. rocznicę pierwszego lądowania człowieka na Księżycu NASA oraz ESA ogłosiły plany wznowienia misji eksploracyjnych oraz zapoczątkowanie stałej obecności człowieka w habitatach ulokowanych na Księżycu do roku 2040. W związku z tym jednym z pilniejszych problemów jest poszukiwanie odpowiedniego materiału konstrukcyjnego. Pierwsze rozważania dotyczące zastosowania betonu jako materiału konstrukcyjnego bazy ulokowanej na Księżycu pojawiły się już w latach 80. [1]. Od tego czasu pojawiają się artykuły, w których przedstawiane są różne koncepcje zastosowania betonu, również stworzonego z materiałów dostępnych na miejscu, w budownictwie pozaziemskim [2-6].

W literaturze dostępne są badania różnego rodzaju betonów ze względu na warunki pozaziemskie. Badano m.in. zwykły beton hydrauliczny, który był poddany działaniu próżni dopiero po stwardnieniu [7]. Zauważono, że próżnia znacząco nie wpłynęła na spadek gęstości i wytrzymałości. Sprawdzano również czy mieszanka betonowa może dojrzewać w próżni [9]. Niestety uzyskano negatywne wyniki, ale zauważono, że dojrzewanie próbki betonowej przez 24 godziny w ciśnieniu atmosferycznym, a dopiero potem umieszczenie jej w próżni spowodowało, że beton zachował ok. 90% swojej wytrzymałości na ściskanie. Poza zwykłym betonem hydraulicznym badano również próbki betonowe, które stworzone były z symulantów ziemi księżycowej [10], okazało się, że próbki zawierające symulant regolitu osiągały lepsze parametry niż zwykły beton.

Autorzy niniejszego artykułu również przygotowują się do serii badań materiałów, których podstawą byłby symulant regolitu. Są to jednak badania kosztowne i z tego względu wymagają dobrego przygotowania. Na podstawie doświadczeń opisanych w literaturze oraz wcześniejszych eksperymentów własnych [11, 12], przeprowadzonych z grupą studentów w ramach studenckiego koła naukowego, autorzy zdecydowali się na badania, które odpowiedzą na pytanie w jaki sposób konsystencja mieszanki betonowej dojrzewającej

w próżni wpływa na parametry stwardniałego betonu, takie jak gęstość oraz wytrzymałość na ściskanie.

## 2. Przygotowanie próbek i przebieg badań

Próbki betonowe zostały przygotowane z gotowych betonowych mieszanek posadzkowych. Próbki wyjściowe przygotowano przy użyciu zalecanej przez producenta ilości wody: 1,8 l na 25 kg suchej mieszanki. Dla porównania przygotowano również próbki o rzadszej i gęstszej konsystencji. W sumie powstało 21 próbek, po 3 dla każdej konsystencji. Konsystencje zbadano na stoliku rozplýwowym przeznaczonym dla zapraw. Poszczególne typy próbek oznaczono kolejnymi numerami od K1 do K7, kierując się zasadą od najgęstszej do najrzadszej konsystencji: K1 – konsystencja sypka, K2 – rozplýw o średnicy 10,5 cm, K3 – rozplýw 18 cm (zalecana przez producenta ilość wody), K4 – rozplýw 18,5 cm, K5 – rozplýw 20 cm, K6 – rozplýw 21,5 cm, K7 – rozplýw 24 cm. Mieszanki zostały ułożone w formach cylindrycznych o wysokości 200 mm i średnicy 100 mm. Próbki betonowe o różnej konsystencji, ułożone w formach przedstawia rys. 1.



Rys. 1. Próbki o różnych konsystencjach (od K1 – skrajnie na lewo po K7 – skrajnie na prawo)

Po dwie próbki z każdej konsystencji dojrzewały w komorach próżniowych, a pozostałe po wstępnej dekompresji zostały przeznaczone do dojrzewania w warunkach ciśnienia atmosferycznego. Nie udało się uzyskać pełnej próżni, natomiast zdołano obniżyć ciśnienie w komorach do ok. 7 hPa, co jest wartością zbliżoną do ciśnienia panującego na Marsie. Późniejsze stosowanie pojęcia „próżnia” stanowi skrót myślowy.

## 2. Wyniki badań

### 2.1. Wygląd zewnętrzny próbek

Próbki dojrzewające na zewnątrz nie różniły się znacząco od siebie, chociaż w dotyku próbka powstała z konsystencji najgęstszej była chropowata, a ta z konsystencji najrzadszej znacznie gładsza. Natomiast wygląd betonu, który powstał z mieszanki dojrzewającej w komorach jest znacząco różny dla poszczególnych konsystencji. Próbki K1 i K2 miały najmniej porów, do tego nie zmieniała się ich wysokość podczas dekompresji, próbki K3-K6 posiadały już więcej porów, a poddane obniżonemu ciśnieniu zaczynały pęcznieć, w efekcie czego wytworzyła się na wierzchu struktura w kształcie grzyba. Najrzadsza konsystencja (K7) spowodowała, że stwardniały beton posiadał najwięcej porów, natomiast podczas dekompresji wrzenie wody wyrzucało poza formę część mieszczanki, ale nie powstał charakterystyczny „grzyb”.

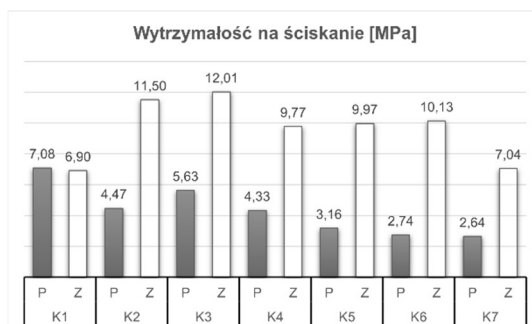
## 2.2. Gęstość

Po rozformowaniu nierówności zostały ścięte, próbki zostały wyrównane, zmierzone oraz zważone, a następnie na tej podstawie obliczono ich gęstość objętościową. Pomimo lekkich wahań, można stwierdzić, że gęstość próbek dojrzewających w ciśnieniu atmosferycznym była stała i średnio wynosiła  $2,05 \text{ g/cm}^3$ . Natomiast w próbkach, które dojrzewały w próżni wartość gęstości spadała wraz ze wzrostem współczynnika w/c. Największy spadek gęstości tych próbek wyniósł 20%. Dwie najrzadsze konsystencje, o pełnym rozplywie, doznawały najbardziej gwałtownego wrzenia i mocnego powiększania się porów, a co za tym idzie zmniejszenia ich gęstości.

## 2.3. Wytrzymałość na ściskanie

Wcześniej przygotowane próbki umieszczono w maszynie wytrzymałościowej. Wyniki badań w postaci wykresu słupkowego wartości wytrzymałości na ściskanie poszczególnych próbek prezentuje rys. 2. Słupki bez wypełnienia odpowiadają wynikom próbek dojrzewających w ciśnieniu atmosferycznym. Najwyższą wytrzymałość osiągnęły próbki z zalecaną przez producenta ilością wody. Próbka o najgęstszej konsystencji mieszanki betonowej, praktycznie sypkiej, osiągnęła wytrzymałość o 42 % niższą niż ta najmocniejsza próbka. Zastosowanie konsystencji mieszanek K4, K5 i K6, pozwoliło na uzyskanie podobnych do siebie wartości wytrzymałości o ok. 17 % mniejszej od wartości maksymalnej. Ostatnia próbka, w której było najwięcej wody, osiągnęła podobnie niską wartość wytrzymałości, jak próbka pierwsza.

Wyniki badań wytrzymałościowych próbek dojrzewających w obniżonym ciśnieniu widoczne są w postaci słupków o zaciemnionym polu. W przeciwieństwie do próbek dojrzewających na zewnątrz, najmocniejsze okazały się próbki o najgęstszej konsystencji mieszanki betonowej. Ich średnia wytrzymałość na ściskanie przewyższyła nawet odpowiadającą im próbkę dojrzewającą na zewnątrz, jednak wciąż jej wartość była znacznie mniejsza od najwyższej osiągniętej ze wszystkich badanych. Oznacza to, że w przypadku zbyt małej ilości wody w mieszance betonowej nie ma znaczenia, czy dojrzewa ona w obniżonym ciśnieniu. W przypadku próbek, w których ilość wody dostosowana była do zaleceń producenta, to podobnie, jak miało to miejsce we wcześniejszych badaniach autorów, dojrzewanie w komorze spowodowało uzyskanie wartości wytrzymałości na ściskanie o ok. połowę mniejszą niż przy dojrzewaniu w ciśnieniu atmosferycznym. Kolejne próbki o większej ilości wody osiągały coraz mniejsze wartości wytrzymałości, jednocześnie powiększała się też różnica między wytrzymałościami próbek dojrzewających na zewnątrz i w komorach.



Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie w MPa próbek o różnych konsystencjach mieszanki

### 3. Wnioski i podsumowanie

Ilość wody w mieszance betonowej dojrzewającej w obniżonym ciśnieniu ma ogromne znaczenie. Przeprowadzone badania pokazały, że im mniej wody tym lepsze wyniki wytrzymałościowe. Niestety ograniczenie wody w betonie hydraulicznym łączy się z gorszym wiązaniem mieszanki, a co za tym idzie, z nieuzyskaniem oczekiwanych parametrów wytrzymałościowych. W perspektywie budownictwa pozaziemskiego beton hydrauliczny można byłoby stosować jedynie w przypadku możliwości przygotowania mieszanki i dojrzewania jej w zamkniętych szczelnych pomieszczeniach, w których zapewniono by ciśnienie jak najbardziej zbliżone do tego panującego na Ziemi. Taka sytuacja jest możliwa przy zastosowaniu kopuł monolitycznych, których technologia w pierwszej kolejności wymaga nadmuchiwanie powłoki, a całą konstrukcję wykonuje się wewnątrz. Jeżeli chcielibyśmy uzyskać bardziej uniwersalny materiał, który można stosować również w warunkach obniżonego ciśnienia, to należałoby unikać używania dużej ilości wody. Kolejnym wyzwaniem jest taki dobór składników przyszłego „betonu kosmicznego”, by z jak najmniejszą ilością wody (lub jej zamiennika) uzyskać jak największą wytrzymałość oraz szczelność samej konstrukcji.

### Bibliografia

- [1] Lin T.: *Concrete for lunar base construction*. *Concr Int Des Constr* 1987, str. 48-53.
- [2] Naser M.Z.: *Extraterrestrial construction materials*. *Progress in Materials Science*, 2019, <https://doi.org/10.1016/j.pmatsci.2019.100577>.
- [3] Khitab A., Anwar W., Mehmood I. i in.: *Lunar concrete: Prospects and challenges*. *Astron. Rep.* 60, 2016, str. 306–312. <https://doi.org/10.1134/S1063772916020050>,
- [4] Boles W., Kirby K., Baird S.: *Concrete for lunar and Mars soils in situ resource utilization*. *SP 2002 Robot 2002*, 2002, str. 143-7.
- [5] Koh S.W., Yoo J., Bernold L.E., Lee T.S.: *Experimental study of waterless concrete for lunar construction*. *Earth Sp (12th)* 2010:7. [https://doi.org/10.1061/41096\(366\)102](https://doi.org/10.1061/41096(366)102).
- [6] Ishikawa N., Kanamori H., Okada T.: *The possibility of concrete production on the Moon*. *Lunar Bases SP Act 21st Century*, 1992, str. 489.
- [7] Cullingford, H.S., Keller, M.D.: *Lunar concrete for construction*. *The Second Conference on Lunar Bases and Space Activities of the 21st Century*, 1992, str. 497-9.
- [8] Swint D., Schmidt S.: *Swint D, Schmidt S. Optimizing lunar concrete*. *ACI Spec Publ* 1991; 125:41-56.
- [9] Namba H, Ishikawa N, Kanamori H.: *Concrete production method for construction of lunar bases*. *Eng Constr Oper Sp* 1988, str 169-77.
- [10] Horiguchi T., Saeki N., Yoneda T., Hoshi T., Lin T.D.: *Behavior of simulated lunar cement mortar in vacuum environment*. *Sp* 98 1998:571–6. [https://doi.org/10.1061/40339\(206\)65](https://doi.org/10.1061/40339(206)65),
- [11] Mrozek M., Kula J., Błatoń B.: *Co się dzieje z mieszanką betonową w próżni?* II Studencka Konferencja Kosmiczna. Publikacje konferencyjne / Cholewiński Maciej [i in.] (red.), 2022, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, str. 45-46.
- [12] Mrozek D., Gryczyńska Z., Matłosz M.: *Jak próżnia wpływa na wytrzymałość stwardniałego betonu?* II Studencka Konferencja Kosmiczna. Publikacje konferencyjne / Cholewiński Maciej [i in.] (red.), 2022, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, str. 43-44.





## CECHY BETONÓW ZAWIERAJĄCYCH POPIÓŁ Z OSADÓW ŚCIEKOWYCH I RECYKLINGOWE KRUSZYWO CERAMICZNE

Jacek Szulej<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40,  
20-618 Lublin, mail: j.szulej@pollub.pl

*Słowa kluczowe: popiół z osadów ściekowych, beton.*

### 1. Wstęp

Do głównych celów Ustawy o odpadach [1] należy zapobieganie powstawania odpadów, przygotowanie do ponownego ich użycia i recykling. Zgodnie z aneksem nr 12 postanowień Traktatu Akcesyjnego Polski do Unii Europejskiej dotyczącym systemów kanalizacji i oczyszczalni ścieków komunalnych, zgodność z dyrektywą Rady nr 91/271/EWG [2] powinna być osiągnięta do końca roku 2013 r. w 1165 aglomeracjach, z których ładunek zanieczyszczeń biodegradowalnych stanowi 91% całkowitego ładunku zanieczyszczeń tego typu pochodzącego z aglomeracji. Instrumentem wdrażającym dyrektywę 91/271/EWG jest Krajowy Program Oczyszczania Ścieków Komunalnych [3], którego celem jest ograniczenie zrzutów niedostatecznie oczyszczanych ścieków. Program ten określa działania na rzecz wyposażenia aglomeracji w systemy kanalizacyjne i oczyszczalnie ścieków komunalnych. Użytkowanie systemów kanalizacji zbiorczej i oczyszczalni działających wcześniej, jak i związanych z ww. programem wiąże się z otrzymywaniem w Polsce ogromnych ilości komunalnych osadów ściekowych, czyli głównych odpadów powstałych w procesie oczyszczania ścieków. Jak podaje Główny Urząd Statystyczny [4], Polska w roku 2021 posiadała 173,5 tysiąca km długości czynnej sieci kanalizacyjnej. Sucha masa osadów, pochodzących z przemysłowych i komunalnych oczyszczalni ścieków, wyniosła 1025,8 tysięcy ton. Jedną z dostępnych metod unieszkodliwiania tego typu odpadów i ich znacznej redukcji jest ich termiczne przekształcanie. W wyniku zastosowania spalania komunalnych osadów ściekowych otrzymujemy znaczne ilości popiołu. Odpady ściekowe charakteryzują się różnym składem chemicznym co skutkuje uzyskaniem popiołu o zróżnicowanym składzie. Popiół ten coraz częściej wykorzystywany jest między innymi w budownictwie jako suplement cementu, kruszywa i jako dodatek, poprawiający wybrane cechy materiałowe w betonach, zaprawach i mieszance asfaltowej. W pracach [5-12] przeprowadzono analizy możliwości zastosowania popiołów z osadów ściekowych w betonach zwykłych, samozagęszczalnych i betonach ultrawysokiej wytrzymałości, w zaprawach, ceglach i jako dodatek spieniający w ciepłej mieszance asfaltowej. Ze względu na strukturę i skład chemiczny oceniono, że ten materiał może być wykorzystywany jako surowiec do produkcji klinkieru cementowego i kruszyw lekkich, kruszyw drobnych, kruszyw wypełniających oraz w postaci zmielonej jako suplement cementu. Otrzymane

wyniki potwierdziły, że omawiany popiół posiada charakter hydrauliczny, pozytywnie wpływając na późny rozwój wytrzymałości betonów, a optymalny dodatek to ok 5-15%.

W pracy przedstawiono wybrane wyniki badań popiołu, uzyskanego w wyniku spalania osadów ściekowych i jego wpływu na własności zmodyfikowanego betonu. Parametry dotyczące recyklingowego kruszywa ceramicznego użytego w próbkach omówiono w pracach [13-15]. Badania te stanowią kontynuację badań własnych, dotyczących betonów z naturalnymi bądź recyklingowymi dodatkami i domieszkami.

## 2. Materiały i metody

Próbki betonowe (normowe walce, sześciiany i belecзки) wykonano z następujących składników: odpadowego kruszywa ceramicznego frakcji 0-4 mm i 4-8 mm, które zostało pozyskane ze zużytych wyrobów wyprodukowanych przez fabrykę armatury sanitarnej Reybud w Rejowcu Fabrycznym, popiołu uzyskanego z termicznej obróbki osadów ściekowych z oczyszczalni ścieków Płaszów II w Krakowie i cementu portlandzkiego CEM I 42.5R z Cementowni Ożarów SA w Ożarowie. Wykonano cztery serie próbek: próbki bazowe i trzy serie, zawierające popiół jako suplement cementu w ilości 5, 10 i 15% jego masy. Badania dotyczyły określenia wpływu dodatku popiołu na cechy fizyczne i wytrzymałościowe zmodyfikowanego betonu. Wyznaczono między innymi wytrzymałości na ściskanie po 28, 56 i 90 dniach wiązania, moduły sprężystości podłużnej i poprzecznej, mrozoodporność, nasiąkliwość i wpływ temperatur (od 300 do 800°C) na wytrzymałość na ściskanie. W tabeli nr 1 zestawiono proporcje materiałów użytych do przygotowania próbek.

**Tabela 1.** Skład mieszanek betonowych

Składniki (kg/m <sup>3</sup> )	Oznaczenie serii próbek			
	CP0c	CP5c	CP10c	CP15c
Cement (CEM I 42.5R)	488,0	463,6	439,2	414,8
Popiół	0,0	24,4	48,8	73,2
Kruszywo ceramiczne (0-4 mm)	997,0	997,0	997,0	997,0
Kruszywo ceramiczne (0-4 mm)	398,0	398,0	398,0	398,0
Woda	196,0	196,0	196,0	196,0

## 3. Wyniki

Poniżej omówiono wyniki badań materiału składowego, jakim jest popiół i wybranych własności wytrzymałościowych próbek betonowych.

### 3.1. Wyniki badań popiołu ze spalania osadów ściekowych

Skład chemiczny i morfologię określono za pomocą mikroskopu SEM Quanta 250 FEG. Skład chemiczny badanych popiołów lotnych określono metodą fluorescencji rentgenowskiej z dyspersją energii XRF. Skład mineralny określono za pomocą rentgenowskiej analizy fazowej XRD. Pomiary wykonano metodą proszkową przy użyciu dyfraktometru rentgenowskiego X'pertPRO MPD z goniometrem PW 3020. W tabeli nr 2 zestawiono wyniki badań składu tlenkowego użytego w badaniach popiołu z osadów ściekowych i zastosowanego cementu portlandzkiego CEM I 42,5R.

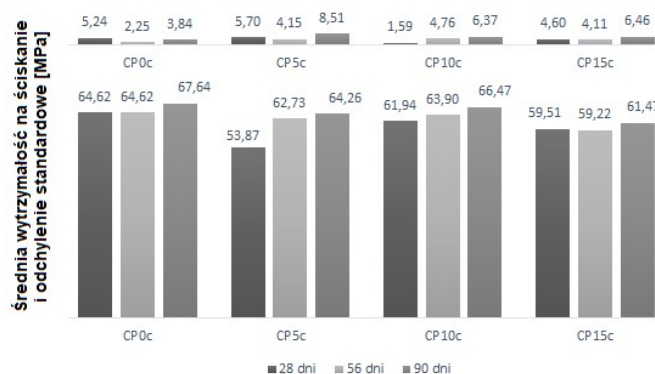
**Tabela 2.** Skład tlenkowy popiołów i cementu portlandzkiego CEM I 42,5R

Tlenek	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	CaO	TiO <sub>2</sub>
Popiół [%]	13,51	1,18	4,56	9,51	24,64	23,62	1,81	1,91	17,64	1,62
Cement [%]	2,06	0,20	1,21	4,03	14,95	0,29	3,41	1,19	72,34	0,22

Porównując skład tlenkowy cementu, w którym suma procentowej zawartości SiO<sub>2</sub> i CaO odpowiedzialnych za hydratację faz klinkierowych, wynosi około 80 %, i omawianego popiołu, w którym stwierdzono około 40% tych związków, można wnioskować, że dodatek w formie popiołu nie wykazuje znacznych właściwości hydraulicznych. Dodatkowo wysoka (ok. 24%) zawartość P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> w popiele znacznie opóźnia zarówno początkowy, jak i końcowy czas wiązania zaczynu cementowego. Fakt ten potwierdzają badania [16], według których zastosowanie popiołu powoduje, że czas wiązania początkowego jest opóźniony o 47%, a czas wiązania końcowego o 42% w porównaniu z cementem referencyjnym.

### 3.2. Wyniki badań wytrzymałościowych próbek betonowych z dodatkiem popiołu z osadów ściekowych

Na rys. 1 zestawiono wytrzymałości na ściskanie betonowych próbek sześciennych. Dodatek popiołu w ilości 5% i 10% przyczynił się do uzyskania prawie identycznych wartości wytrzymałości w porównaniu do próbek bazowych. Zauważalne jest to zwłaszcza w dłuższym niż 28 dni okresie dojrzewania próbek.



**Rys. 1.** Średnie wytrzymałości na ściskanie i odchylenie standardowe próbek z różną zawartością popiołu mierzona po 28, 56 i 90 dniach.

## 4. Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że popiół może być stosowany jako częściowy suplement cementu w mieszance betonowej. Po okresie 56 i 90 dni uzyskano zbliżone wartości wytrzymałości na ściskanie próbek (CP5c i CP10c) w odniesieniu

do próbek bazowych. Badania składu fazowego ujawniły częściowo składniki hydrauliczne w rozpatrywanym popiele. Sam proces wiązania jest wolniejszy niż w próbkach bazowych. Kompletne wyniki zostaną przedstawione w pełnej wersji artykułu.

## Bibliografia

- [1] Ustawa z dnia 14 grudnia 2012 r. o odpadach (Dz. U. z 2018 r. poz. 992).
- [2] Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich z dnia 21 maja 1991 r. dotycząca oczyszczania ścieków komunalnych (91/271/EWG).
- [3] Krajowy Program Oczyszczania Ścieków Komunalnych (data publikacji: 6.03. 2019).
- [4] Główny Urząd Statystyczny. Ochrona Środowiska 2021 (data publikacji: 30.11.2021).
- [5] Taherlou A., Asadollahfardi G., Salehi A. M., Katebi A.: Sustainable use of municipal solid waste incinerator bottom ash and the treated industrial wastewater in self-compacting concrete. *Construction and Building Materials* 2021, nr 297.
- [6] Zdeb T., Tracz T., Adamczyk M.: *Physical, mechanical properties and durability of cement mortars containing fly ash from the sewage sludge incineration process*. *Journal of Cleaner Production* 2022, nr 345.
- [7] Lynn C. J., Dhir R. K., Ghataora G. S., West R. P.: *Sewage sludge ash characteristics and potential for use in concrete*. *Construction and Building Materials* 2015, nr 98, str. 767-779.
- [8] Guo S., Dong R., Chang Z., Xie Y., Chen G., Long G.: *Performance and microstructure of sustainable cementitious materials mixed by municipal sewage sludge ash, slag, and fly ash*, *Construction and Building Materials* 2023, nr 367.
- [9] Gu C., Ji Y., Yao J., Yang Y., Liu J., Ni T., Zhou H., Tong Y., Zhang X.: *Feasibility of recycling sewage sludge ash in ultra-high performance concrete: Volume deformation, microstructure and ecological evaluation*. *Construction and Building Materials* 2022, nr 318.
- [10] Zou F., Leng Z., Cao R., Li G., Zhang Y., Sreeram A.: *Performance of zeolite synthesized from sewage sludge ash as a warm mix asphalt additive*. *Resources, Conservation and Recycling* 2022, Volume 181.
- [11] Ottosen L., Thornberg D., Cohen T., Stiernström S.: *Utilization of acid-washed sewage sludge ash as sand or cement replacement in concrete*. *Resources, Conservation and Recycling* 2022, nr 176.
- [12] Ottosen L., Bertelsen I., Jensen P., Kirkelund G.: *Sewage sludge ash as resource for phosphorous and material for clay brick manufacturing*. *Construction and Building Materials* 2020, nr 249.
- [13] Ogrodnik P., Szulej J., Franus W.: *The Wastes of Sanitary Ceramics as Recycling Aggregate to Special Concretes*. *Materials* 2018, nr 11(8).
- [14] Ogrodnik P., Szulej J.: *The Assessment of Possibility of Using Sanitary Ceramic Waste as Concrete Aggregate - Determination of the Basic Material Characteristics*. *Applied Sciences* 2018, nr 8(7).
- [15] Halicka A., Ogrodnik P., Zegardło B.: *Using ceramic sanitary ware waste as concrete aggregate*. *Construction and Building Materials* 2021, nr 297, str 295-305.
- [16] Lin K., Chiang K., Lin C.: *Hydration characteristics of waste sludge ash that is reused in eco-cement clinkers*. *Cement and Concrete Research* 2005, nr 35(6), str. 1074-1081.



## ANALIZA PORÓWNAWCZA PRĘTÓW ZBROJENIOWYCH STAŁOWYCH I BFRP W WARUNKACH POŻAROWYCH

Małgorzata Wydra<sup>1</sup>, Piotr Turkowski<sup>2</sup>, Jadwiga Fangrat<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Budownictwa, Mechaniki i Petrochemii,  
ul. Łukasiewicza 17, 09-400 Płock, mail: małgorzata.wydra@pw.edu.pl

<sup>2</sup> Instytut Techniki Budowlanej, ul. Filtrowa 1, 00-611 Warszawa

**Słowa kluczowe:** BFRP, zbrojenie niemetaliczne, pożar, temperatura, słup betonowy.

### 1. Wstęp

Zbrojenie FRP (ang. Fibre Reinforced Polymer) zyskało znaczenie dzięki wysokiej wytrzymałości na rozciąganie, wysokiej trwałości i niskiemu wpływowi na środowisko [1-7]. Wykazano jego przydatność jako zbrojenie wewnętrzne lub mocowane z zastosowaniem systemów NSM (ang. Nearly Surface Mounted) w betonowych elementach zginanych, analizując również ich zachowanie w warunkach pożarowych [8-10]. Niewiele jest natomiast opracowań dotyczących ściskania prętów i ściskanych elementów betonowych zawierających tego typu zbrojenie, zwłaszcza w warunkach podwyższonych temperatur.

W artykule zaprezentowano wyniki uzupełniających badań w zakresie oceny odporności ogniowej słupa ze zbrojeniem głównym BFRP (ang. Basalt Fibre Reinforced Polymer) w kontekście odporności ogniowej, na podstawie analiz numerycznych [11]. Przeprowadzono analizę porównawczą pod kątem temperatur, odkształceń i naprężeń słupa ze zbrojeniem głównym stalowym lub BFRP w badaniach odporności ogniowej. Symulacje numeryczne odporności ogniowej wybranych elementów mają odzwierciedlenie w przeprowadzonych wcześniej badaniach [11, 12]. Wyniki badań materiałowych (np. dynamiczna analiza mechaniczna DMA – ang. Dynamic Mechanical Analysis, analiza termogravimetryczna TGA – ang. Thermogravimetric Analysis, testy mechaniczne ściskania/rozciągania w temperaturze pokojowej i w wysokich temperaturach) na prętach BFRP zostały omówione we wcześniejszych pracach autorów [11, 13].

### 2. Materiały i metody

W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę porównawczą dla relacji naprężenie-odkształcenie trzech materiałów (BFRP, stal i beton) dla różnych zakresów temperatur.

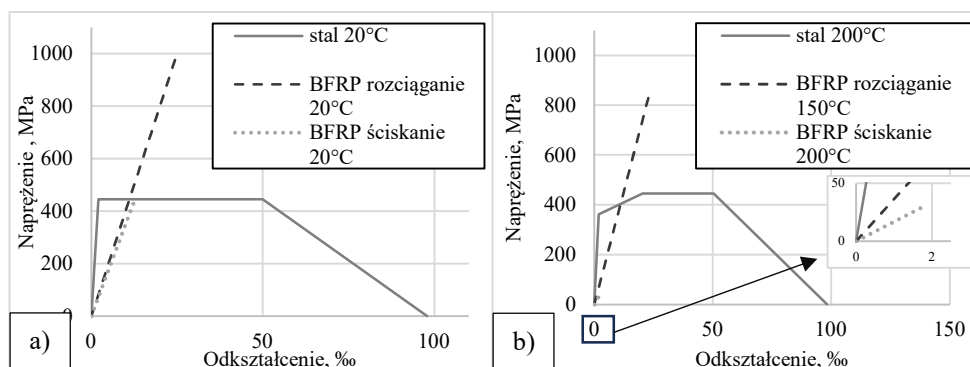
Wyniki własnych badań [11, 13] wykorzystano do ustalenia wytrzymałości na ściskanie w temperaturze pokojowej i podwyższonej oraz wytrzymałości na rozciąganie prętów BFRP w temperaturze pokojowej. Na podstawie danych literaturowych przyjęto współczynniki redukcyjne do zmniejszenia wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości wraz ze wzrostem temperatury [14]. W tym przypadku wybrano pręty FRP o podobnym składzie (ten sam typ matrycy – epoksydowa i zbliżona procentowa ilość włókien).

Założenia dla betonu i stali przyjęto zgodnie z Eurokodem [15]. Wytrzymałość betonu na ściskanie w temperaturze pokojowej przyjęto równą 35 MPa, ponieważ słup analizowany w symulacji numerycznej (ze zbrojeniem BFRP) był wykonany z podobnego betonu. Podobnie granicę plastyczności stali przyjęto równą 446 MPa, gdyż z takiej stali wykonano główne zbrojenie słupa ze stalowymi prętami głównymi w analizach numerycznych.

Obliczenia przeprowadzono w dwóch etapach. Obciążenie mechaniczne zostało przekazane przez sztywny element w pierwszym kroku obliczeniowym (statycznym). Następnie w drugim kroku zamodelowano ogrzewanie słupa z wykorzystaniem oddziaływania promieniowania powierzchniowego z amplitudą temperatury otoczenia w postaci, w której do każdego przyrostu czasu o 300 sekund przypisuje się wartość zgodną z [16]. Wartość współczynnika emisyjności przyjęto równą 0,85 [17-19].

## 1. Wyniki

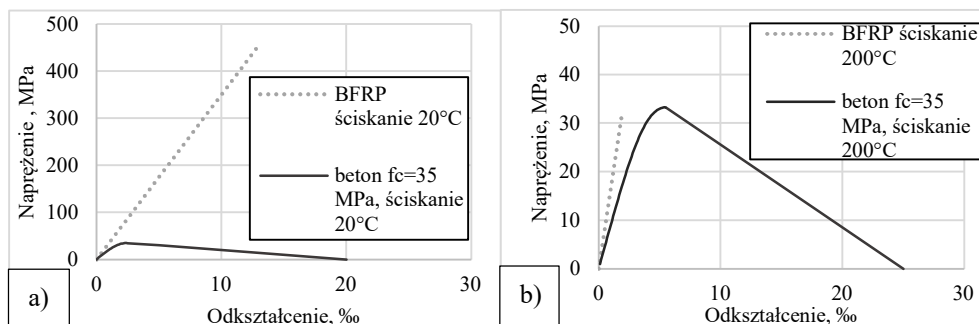
Największą zaletą prętów FRP jest ich wysoka wytrzymałość na rozciąganie (dwukrotnie wyższa niż granica plastyczności dla stali – rys. 1a). Jednak wytrzymałość na ściskanie jest porównywalna ze stalą nawet w temperaturze pokojowej. Wraz ze wzrostem temperatury do 200°C wytrzymałość BFRP na rozciąganie jest nadal znacznie wyższa niż granica plastyczności stali, ale wytrzymałość na ściskanie jest prawie znikoma w odniesieniu do stali (Rys. 1b).



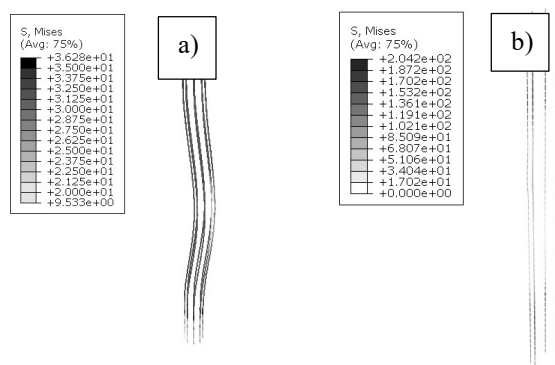
**Rys. 1.** Porównanie zależności naprężenie-odkształcenie dla stali (Eurokod [15]) i BFRP podczas ściskania (własne badania [11, 13]) lub rozciągania (własne badania [11, 13] oraz dane literaturowe [14] i): a) 20°C; b) 150-200°C

Porównując właściwości mechaniczne BFRP z betonem, pręty niemetaliczne mają znacznie wyższą wytrzymałość na ściskanie w temperaturze pokojowej (Rys. 2a), ale w temperaturze 200°C wpływ prętów może nie być zauważalny przy ściskaniu (Rys. 2b) lub nawet może spowodować osłabienie przekroju.

W analizie numerycznej, pomimo porównywalnych rozkładów temperatury, naprężenia w głównych prętach różnią się znacząco pomiędzy słupem ze zbrojeniem BFRP i stalowym, jak pokazano na rys. 3. Podczas gdy naprężenia w prętach BFRP są znikome (36 MPa, a mogą być nawet mniejsze lub pręty mogą zostać całkowicie wypalone lub zniszczone w warunkach rzeczywistych i odzwierciedlających je warunkach doświadczalnych), pręty stalowe w większości wyężonych obszarów nadal zachowują znaczny poziom naprężeń (204 MPa).



Rys. 2. Porównanie zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu (Eurokod [15]) i BFRP (własne badania [11, 13]) podczas ściskania: (a) 20°C; b) 200°C



Rys. 3. Mapy naprężeń w prętach zbrojenia głównego – symulacja numeryczna: a) słup ze zbrojeniem głównym w postaci prętów BFRP, b) słup ze zbrojeniem głównym stalowym

## 2. Wnioski

Na podstawie przedstawionych badań można sformułować następujące wnioski:

1. Właściwości prętów BFRP różnią się znacznie, porównując ich wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie, szczególnie w podwyższonych temperaturach.
2. W analizowanym wariantcie maksymalne naprężenia przy ściskaniu w przypadku prętów BFRP były porównywalne ze stalą w temperaturze pokojowej. Maksymalne naprężenia przy rozciąganiu były natomiast wyższe dla BFRP niż dla stali w temperaturze pokojowej, lecz wraz ze wzrostem następuje zmiana tego trendu.
3. Wytrzymałość prętów BFRP na ściskanie była wyższa niż dla betonu, ale tylko dla temperatury niższej niż 200°C, dlatego wykorzystanie takich prętów do zbrojenia betonu (np. o wytrzymałości na ściskanie 35 MPa w temperaturze pokojowej) może nie być efektywne w podwyższonych temperaturach, gdy rozważa się ściskanie. Potwierdziła to również analiza numeryczna.

## Bibliografia

- [1] Bank L. C.: *Composites for construction: structural design with FRP materials*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2006.

- [2] Burgoyne C. et al.: *Technical report: FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement in RC structures*. fédération internationale du béton (fib), 2007.
- [3] Thiyagarajan P., Pavalan V., Sivagamasundari R.: *Mechanical characterization of basalt fibre reinforced polymer bars for reinforced concrete structures*, Int. J. Appl. Eng. Res., vol. 13, no. 8, pp. 5858-5862, 2018.
- [4] Pareek K., Saha P.: *Basalt fiber and its composites: an overview*, 2019.
- [5] Naser M. Z., Hawileh R. A., Abdalla J. A.: *Fiber-reinforced polymer composites in strengthening reinforced concrete structures: A critical review*, Eng. Struct., vol. 198, 2019.
- [6] Elgabbas B., Ahmed F., Benmokrane E.: *Basalt FRP reinforcing bars for concrete structures*, Proc. 4th Asia-Pacific Conf. FRP Struct. APFIS 2013, vol. 440, no. December, pp. 11-13, 2013.
- [7] Lau D., Qiu Q., Zhou A., Chow C. L.: *Long term performance and fire safety aspect of FRP composites used in building structures*, Constr. Build. Mater., vol. 126, pp. 573-585, 2016.
- [8] Maraveas C., Miamis K., Vrakas A. A.: *Fiber-reinforced polymer-strengthened/reinforced concrete structures exposed to fire: A review*, Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng., vol. 22, no. 4, pp. 500–513, 2012.
- [9] Firmo J. P., Correia J. R., Bisby L. A.: *Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review*, Compos. Part B Eng., vol. 80, pp. 198-216, 2015.
- [10] Naser M. Z., Hawileh R. A., Abdalla J. A.: *Fiber-reinforced polymer composites in strengthening reinforced concrete structures: A critical review*, Eng. Struct., vol. 198, no. August, 2019.
- [11] Wydra M., Turkowski P., Dolny P., Sadowski G., Grochowska N., Michalski P., Wieczorek-Czarnocka M., Pakieła Z., Fanfrat J.: *Basalt Fibre Reinforced Polymer bars as main reinforcement of axially compressed concrete column – experimental and numerical considerations of fire resistance*, Fire Saf. J., 2023.
- [12] Seręga S.: *Effect of transverse reinforcement spacing on fire resistance of high strength concrete columns*, Fire Saf. J., vol. 71, pp. 150–161, 2015.
- [13] Wydra M., Dolny P., Sadowski G., Grochowska N., Turkowski P., Fangrat J.: *Analysis of Thermal and Mechanical Parameters of the BFRP bars*, Mater. Proc., vol. 13(1), no. 24, pp.1-9, 2023.
- [14] Najafabadi E. P., Oskouei A. V., Khaneghahi M. H., Shoaie P., Ozbakkaloglu T.: *The tensile performance of FRP bars embedded in concrete under elevated temperatures*, Constr. Build. Mater., vol. 211, pp. 1138–1152, 2019.
- [15] EN 1992-1-2 (2004): Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. 2004.
- [16] EN 1363-1:2020 Fire resistance tests - Part 1: General requirements. 2020.
- [17] Barreira E., Almeida R. M. S. F., Simões M. L.: *Emissivity of building materials for infrared measurements*, Sensors, vol. 21, no. 6, pp. 1–13, 2021.
- [18] Mandanici E., Conte P., Girelli V. A.: *Integration of aerial thermal imagery, LiDAR data and ground surveys for surface temperature mapping in urban environments*, Remote Sens., vol. 8, no. 10, 2016.
- [19] Surface emissivity – why this matters, MPA, The Concrete Centre [online] <https://www.concretecentre.com/Performance-Sustainability/Thermal-Mass/Surface-emissivity-why-this-matters.aspx>





**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 6**

# **INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH**





## METODA WSPOMAGANIA DECYZJI DLA OPTYMALNEJ MODERNIZACJI BUDYNKÓW MIESZKALNYCH

Robert Bucoń<sup>1</sup>, Agata Czarnigowska<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40,  
20-618 Lublin, mail: r.bucon@pollub.pl

<sup>2</sup> Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40,  
20-618 Lublin, mail: a.czarnigowska@pollub.pl

**Słowa kluczowe:** długoterminowe planowanie, modernizacja budynku, kryteria zrównoważonego rozwoju, ocena wielokryterialna, wspomaganie decyzji.

### 1. Wstęp

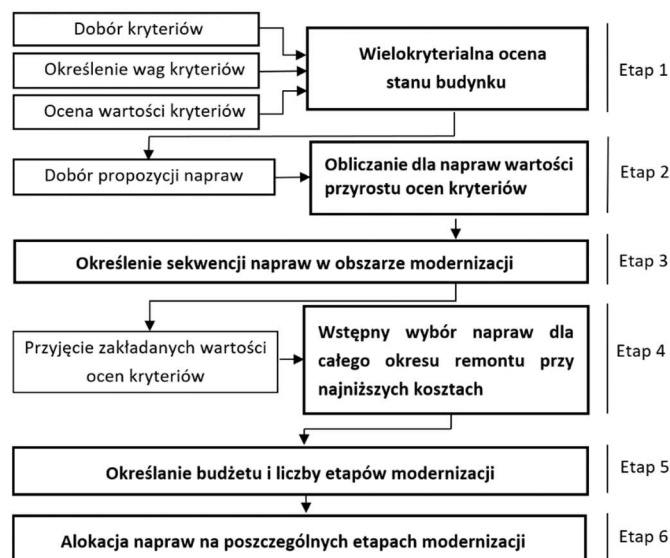
W krajach Europy coraz większą uwagę zwraca się na potrzebę modernizacji budynków mieszkalnych. Szczególnie ważne w ostatnim czasie jest tzw. „zielony ład”, którego celem jest transformacja energetyczna mająca na celu zmniejszenia niekorzystnego oddziaływania budynków mieszkalnych, które generują duże ilości zanieczyszczeń środowiskowych. Potrzeba modernizacji budynków stanowi kluczowy krok w kierunku dekarbonizacji istniejących zasobów mieszkaniowych. Działania te muszą być jednak ukierunkowane przede wszystkim na zrównoważony rozwój poprzez redukcję zużycia energii, wpływu na środowisko, ale również poprawę odbioru społecznego [1]. Jednym z logicznych rozwiązań mających na celu zmniejszenie oddziaływania na środowisko istniejących budynków jest zielona modernizacja, która może mieć istotne znaczenie zarówno w rozwiązywaniu problemów środowiskowych, ekonomicznych i społecznych [2]. Osiągnięcie celów zrównoważonego budownictwa jest trudnym zadaniem wymagającym zbadania dużej liczby środków modernizacji i kontrastujących celów. W obliczu wielu możliwości wyboru sposobu modernizacji budynków, głównym problemem jest identyfikacja tych, które są bardziej efektywne i niezawodne w długim czasie [3].

Efektywnymi i skutecznymi sposobami na złagodzenie problemów klimatycznych jest promowanie modernizacji energetycznej w istniejących budynkach mieszkalnych. Europejska polityka dotycząca budownictwa mieszkaniowego wprowadza również konieczność dostosowywania budynków do nowych standardów energetycznych. Ma to na celu ograniczenie globalnego zużycia energii i emisji gazów cieplarnianych i przyspieszenie modernizacji istniejących budynków. Zrównoważona modernizacja ma także duży potencjał w zakresie poprawy akceptacji społecznej [4]. Zauważalne jest jednak, że przy renowacji budynków nie są uwzględniane w sposób kompleksowy zagadnienia holistyczne związane z realizacją celów zrównoważonego rozwoju [5]. Potrzeba zatem tworzenia bardziej zrównoważonych ekologicznie budynków, ze wskazaniem na konieczność modernizacji budynków w szerszym ujęciu, które uwzględnia również cele

społeczne, takie jak poprawa jakości życia [6]. Wiąże się to z uwzględnieniem w renowacji potrzeb związanych z komfortem i zdrowiem, ochroną i bezpieczeństwem, funkcjonalnością i inteligentnym zarządzaniem [7]. Badania, w których wskazuje się potrzebę modernizacji z uwzględnieniem aspektu społecznego wskazują na potrzebę poprawy komfortu termicznego, oświetlenia naturalnego, jakości powietrza wewnętrznego oraz akustyki dla zapewnienia komfortowych warunków środowiska wewnętrznego [8]. Renowacja budynku powinna również uwzględniać aspekt techniczny odnoszący się do bezpieczeństwa konstrukcji. Jest to zagadnienie szczególnie ważne z uwagi na starzejący się w Europie zasób budynków mieszkalnych. Zwraca się uwagę na potrzebę utrzymania odpowiednich parametrów budynku, zachowanie jego pierwotnych funkcji oraz zapewnienie odpowiedniej jakości życia mieszkańców w kontekście jego zrównoważonej modernizacji [9].

## 2. Opis metody

Przedstawiona metoda składa się z sześciu etapów obliczeniowych. W pierwszym dobierane są kryteria, określana jest ich ważność, a następnie dokonywana jest wielokryterialna ocena stanu budynku. W drugim etapie, na podstawie przeprowadzonej oceny stanu budynku, opracowywane są różne propozycje napraw wraz z określaniem wartości przyrostu dla ocen każdego z kryteriów. W kolejnym kroku określone są zależności technologiczne występujące pomiędzy proponowanymi naprawami i na tej podstawie określone są możliwe warianty modernizacji, składające się z jednej lub większej ilości napraw – w ustalonym porządku kolejnościowym. W czwartym etapie przeprowadzany jest wybór optymalnego pod względem kosztów wariantu modernizacji, którego wykonanie umożliwi uzyskanie zakładanych wartości kryteriów. W kolejnym etapie przeprowadzane są obliczenia związane z określeniem budżetu potrzebnego do przeprowadzenia napraw na poszczególnych etapach planowanej modernizacji. W ostatnim szóstym etapie, biorąc pod uwagę ograniczenia finansowe, przeprowadzana jest optymalizacja mająca na celu alokację napraw wybranego wariantu modernizacji w rozpatrywanym horyzoncie czasowym.



Rys. 1. Metoda wspomagania decyzji modernizacyjnych

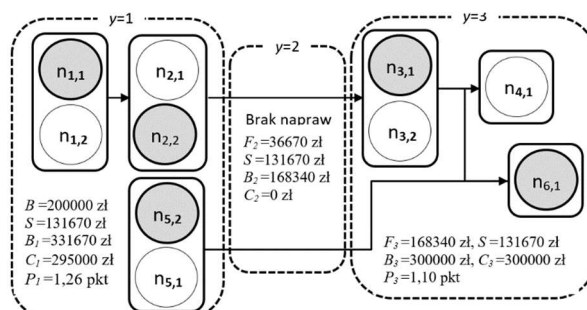
### 3. Przykład obliczeniowy

Zastosowanie metody pokazano na przykładzie budynku mieszkalnego o powierzchni użytkowej  $a = 2000 \text{ m}^2$ . Zakres oceny budynku ograniczono do stolarki okiennej, zewnętrznych przegród ściennych, balkonów, ścian piwnic oraz wejść do budynku. Do oceny budynku przyjęto 4 kryteria odnoszące się do aspektu: ekonomicznego, technicznego, społecznego, tj. koszt eksploatacji, sprawność techniczna, komfort i bezpieczeństwo oraz estetyka budynku. Obliczono dla nich wagi metodą AHP i przeprowadzono ocenę posługując się skalą ocen lingwistycznych. Na tej podstawie zaproponowano sześć napraw, z czego cztery w dwóch wariantach wykonania. Dobór napraw zapewnia modernizację elewacji oraz wejść budynku. Proponowane warianty w różnym stopniu zapewniają możliwość zrealizowania stopnia naprawy i uzyskania zakładanej oceny końcowej kryteriów. Ustalono zależności technologiczne pomiędzy naprawami budynku i na tej podstawie określono sekwencje wykonania 68 wariantów modernizacji. Aby zapewnić ich prawidłowy wybór opracowano macierz decyzyjną  $D$ - (dopuszczalnych rozwiązań), określającą możliwą zawartość każdego wariantu modernizacji.

**Tabela 1.** Macierz  $D$  określająca możliwą zawartość  $h$ -tych wariantów modernizacji (1-20)

$q/r$	Wariant modernizacji $h$																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1/1	1	0	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
1/2	0	1	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1	1
2/1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0
2/2	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	1
5/1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	1	0	0	1	1	0	0
5/2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1	1	0	0	1	1

W wyniku przeprowadzonych działań optymalizacyjnych wygenerowano wariant modernizacji, który umożliwia uzyskanie (dla każdego z kryteriów) zakładanej oceny końcowej bardzo dobrej (BD), przy najniższych kosztach. Obliczono wartości przyrostu całkowitego budynku oraz koszty ich wykonania. Finansowanie modernizacji oparto na budżecie początkowym w kwocie 200 tys zł, zaś pozostałą część uzyskano z utworzonego funduszu remontowego pozyskanego ze składek ( $s$ ) pobieranych miesięcznie w kwocie 5,5 zł/m<sup>2</sup> przez okres 3 lat (131670 tys zł/rok). Budżet dla każdego  $y$ -tego etapu modernizacji stanowi sumę środków uzyskanych ze składek i środków niewykorzystanych w poprzednim etapie. W wyniku przeprowadzonych działań optymalizacyjnych dokonano alokacji w planowanym horyzoncie czasowym (Rys. 2).



**Rys. 2.** Etapy wykonania wybranego wariantu modernizacji dla przyjętego horyzontu czasowego

#### 4. Podsumowanie

Przedstawiona metoda stanowi narzędzie wspomagające modernizację, tj. począwszy od oceny budynku, a skończywszy na wskazaniu jej wariantu, który uwzględni możliwości finansowe mieszkańców. Do oceny stanu budynku i proponowanych napraw zastosowano różne techniki i metody obliczeniowe, m.in. oceny lingwistyczne oraz metodę AHP. Zasadnicza i główna część metody polegała na realizacji dwóch działań optymalizacyjnych, w wyniku których najpierw dokonano wstępnego wyboru wariantu modernizacji, a następnie po uwzględnieniu możliwości finansowych, alokacyjnego w przyjętym horyzoncie czasowym. Na etapie optymalizacji zastosowano narzędzia matematyczne oparte na binarnym programowaniu liniowym. Możliwości obliczeniowe metody pozwoliły uwzględnić w rachunku optymalizacyjnym wiele istotnych czynników, między innymi zakładany stopień spełnienia wymagań stawianych budynkom (wartości ocen kryteriów), optymalną alokację napraw, ograniczenia finansowe oraz zachowanie kolejności wykonywania napraw. Proponowana metoda ma charakter deterministyczny i nie uwzględnia w planowanym horyzoncie czasu modernizacji zarówno zmian wynikających ze starzenia budynku, jak również zmian wstępnie oszacowanych kosztów napraw.

#### Bibliografia

- [1] Dauda J.A., Ajayi S. O.: *Understanding the impediments to sustainable structural retrofit of existing buildings in the UK*. Journal of Building Engineering 60, 2022, 105168. doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.105168.
- [2] Jagarajan R., Abdullah Mohd Asmoni M.N., Mohammed A. H., Jaafar M. N., Lee Yim Mei J., Baba M.: *Green retrofitting – A review of current status, implementations and challenges*. Renewable and Sustainable Energy Reviews 67, 2017, 1360-1368. doi.org/10.1016/j.rser.2016.09.091.
- [3] Asadi E., Gameiro da Silva M., Antunes C. H.: *A multi-objective optimization model for building retrofit strategies using TRNSYS simulations, GenOpt and MATLAB*. Build. Environ. 56, 2012, 370-378. doi.org/10.1016/j.buildenv.2012.04.005.
- [4] Xue Y., Temeljotov-Salaja A., Lindkvist C. M.: *Renovating the retrofit process: People-centered business models and co-created partnerships for low-energy buildings in Norway*. Energy Research & Social Science 85, 2022, 102406. doi.org/10.1016/j.erss.2021.102406.
- [5] Kamari A., Corrao R., Kirkegaard P. H.: *Sustainability focused decision-making in building renovation*. International Journal of Sustainable Built Environment 6(2), 2017, 330–350. doi.org/10.1016/j.ijbsbe.2017.05.001.
- [6] Jensen P. A., Maslesa E., Brinkø Berg J., Thuesen C.: *10 questions concerning sustainable building renovation*. Building and Environment 143, 2018, 130–137. doi.org/10.1016/j.buildenv.2018.06.051.
- [7] Zhao D. X., He B. J., Johnson C., Mou B.: *Social problems of green buildings: From the humanistic needs to social acceptance*. Renewable and Sustainable Energy Reviews 51, 2015, 1594–1609. https://doi.org/10.1016/j.rser.2015.07.072.
- [8] Awada M., Srouf I.: *A genetic algorithm based framework to model the relationship between building renovation decisions and occupants' satisfaction with indoor environmental quality*. Building and Environment 146, 2018, 159-206. doi.org/10.1016/j.buildenv.2018.10.001.
- [9] Faqih F., Zayed T.: *Defect-based building condition assessment*. Building and Environment 191, 2021, 107575. doi.org/10.1016/j.buildenv.2020.107575.



## RELOKACJE OBIEKTÓW BUDOWLANYCH NA PRZYKŁADZIE BIURA O KONSTRUKCJI STALOWEJ

Wojciech Drozd<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: wojciech.drozd@pk.edu.pl

*Słowa kluczowe: obiekty budowlane, relokacja.*

### 1. Wprowadzenie

W inżynierii lądowej obserwujemy ciągle zmiany, nowe technologie wznoszenia, rozbiórki, remontów, modernizacji, ale także relokacje. W artykule podjęto bardzo innowacyjny temat związany z relokacją obiektów, czyli przenoszeniem ich w inne miejsce (Rys. 1). Problematykę przedstawiono kompleksowo z naciskiem na stronę techniczną i bezpieczeństwo relokacji.

O stopniu trudności relokacji decyduje stan techniczny obiektu, jego waga i czas, w jakim ma być przewieziony. W artykule podjęto próbę pokazania, jak bardzo złożony jest to temat, ale też odpowiedzi na temat przyczyn relokacji.

W artykule można wyróżnić kilka zagadnień: wprowadzenie w temat, stronę techniczną relokacji i studium przypadku na przykładzie relokacji biura o konstrukcji stalowej.

#### 1.1. Pojęcie relokacji

Relokacja to proces podniesienia całego budynku i przeniesienia go w inną lokalizację. Prawo budowlane nie posługuje się tym terminem. Jest on traktowany jako budowa. Relokacja obiektu budowlanego wymaga zatem pozwolenia na budowę.

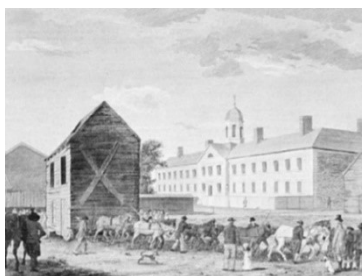
W przypadku obiektu znajdującego się wewnątrz innego, można traktować go jako element – część wyposażenia. W takim przypadku nie ma potrzeby uzyskania pozwolenia na budowę lub dokonania zgłoszenia.

Relokacje stały się popularne zwłaszcza dla budynków o znaczeniu historycznym. Jednak są również relokowane budynki po to, by umożliwić nowe inwestycje lub by przenieść je w bezpieczniejsze lokalizacje.

#### 1.2. Decyzja o relokacji

Podjęcie decyzji o relokacji obiektu to skomplikowany proces, ponieważ decyzja ta wiąże się z dużymi nakładami finansowymi oraz jest dużym wyzwaniem inżynierskim. Przyczyn relokacji jest wiele. Najczęściej podejmowana decyzja o relokacji jest związana z historią obiektu. Jeżeli obiekt ma znaczenie historyczne, podjęcie decyzji o relokacji jest łatwiejsze. Najczęściej historyczne obiekty są relokowane celem ocalenia przed niszczycielskimi siłami natury lub wyburzeniem, gdyż kolidują z planami rozwoju

danej miejscowości. Zdarza się, że obiekty historyczne są relokowane do muzeum, gdzie pełnią rolę eksponatu. Drugą, częstą przyczyną relokacji są względy sentymentalne, gdzie relokowany obiekt jest ważny dla właściciela. Trzeci powód związany jest z wyczyszczeniem terenu, przygotowaniem go dla nowego właściciela. Ostatnio coraz bardziej popularne są oferty sprzedaży obiektów celem wyczyszczenia ziemi. Inwestorzy szukający oszczędności, sprzedają obiekt za bardzo małe pieniądze, ale w zamian za zabranie obiektu z obecnej lokalizacji. Czasami relokacja obiektu jest wymuszona przez zagrożenia jakie obiekt generuje dla społeczności lokalnej lub też konieczna jest relokacja całej społeczności – miejscowości. Przykładem może być działalność kopalni, która powoduje tak duże szkody górnicze i degradacje środowiska naturalnego, że życie obecnej lokacji staje się zagrożone. Nowe trendy i postęp też mogą spowodować decyzję o relokacji obiektu, który architektonicznie nie pasuje do pozostałych [1].



Rys. 1. Transport lokalnego więzienia w Filadelfii (USA), w 1799 r. [1]

## 2. Podsumowanie

Relokacja obiektów jest zagadnieniem bardzo wymagającym. Zaprojektowanie relokacji i jej wykonanie wymaga wiedzy, doświadczenia i koordynacji przedstawicieli z wielu branż. Co roku relokowane są dziesiątki tysięcy małych i dużych obiektów na całym świecie. Należy jednak pamiętać, że relokacja to duże wyzwanie techniczno-logistyczno-ekonomiczne, które wymaga dużego doświadczenia i umiejętności. Wydaje się, że nie ma granic, których człowiek nie mógłby przesunąć. Zatem być może w przyszłości nie będzie ograniczeń co do wielkości relokowanych obiektów. W Polsce powinien nastąpić rozwój tego typu działań, nie tylko w stosunku do obiektów ratowanych przed zniszczeniem, ale także w kategorii inwestycji mających zwiększyć wartość obiektu przez zmianę lokalizacji.

## Bibliografia

- [1] Paravalos P.: *Moving a house with Preservation In Mind*. AltaMira Press. 1967.
- [2] Hera E.: *Posadowienie budowli. Fundamentowanie – Projektowanie i wykonawstwo*, t. 2, Rozdz. 12. Arkady, Warszawa, 1988.
- [3] Owen D.: *Facilities Planning & Relocation*. R.S. Means Company, inc. 1993.
- [4] <https://starozytny-egipt.eprace.edu.pl/1440,Piramidy.html>.
- [5] <https://www.moving.org>.
- [6] <https://www.iasm.org>.
- [7] <https://www.iamovers.org>.
- [8] <https://www.fedemac.eu>.
- [9] <https://www.relocationinsurance.com>.





## THE ANALYSIS OF CONSTRUCTION EQUIPMENT HARDWARE PERFORMANCE STANDARDS IN TERMS OF MINIMIZING CARBON DIOXIDE EMISSIONS (CO<sub>2</sub>)

Jan Kowalski<sup>1</sup>, Grzegorz Wrzesiński<sup>2</sup>, Anna Markiewicz<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Warsaw University of Life Science - SGGW, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Nowoursynowska 159, 02-776 Warsaw, Poland,  
mail: jan\_kowalski@sggw.edu.pl

<sup>2</sup> Warsaw University of Life Science - SGGW, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Nowoursynowska 159, 02-776 Warsaw, Poland,  
mail: grzegorz\_wrzesinski@sggw.edu.pl

<sup>3</sup> Warsaw University of Life Science - SGGW, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Nowoursynowska 159, 02-776 Warsaw, Poland,  
mail: anna\_markiewicz@sggw.edu.pl

**Keywords:** *sustainable development, the performance of excavators, carbon dioxide emissions, (CO<sub>2</sub>), planning of construction works.*

### 1. Introduction

The issue of analysing the construction equipment hardware performance standards in the construction industry can be considered from two points of view: as a task of optimizing solutions to minimize the scope of work, and to determine the optimal use of resources in terms of CO<sub>2</sub> emissions. The subject of this paper is to present detailed data collected from the course of a long-month field research on the actual expenditures of heavy equipment use during the construction of sanitary sewers. The purpose is to present an analysis of the results from the conducted research in relation to performance standards adopted by Investor at the planning stage of the investment under study. In solving the issue, the differences between the assumed values and those used to carry out the work are determined.

In the literature one can find studies on the selection of earthmoving machinery in terms of minimizing CO<sub>2</sub> emissions [1]. Most of them are numerical analyses using statistical tools. The authors of this publication consider that it is possible to forecast the carbon dioxide emissions of a set of earth-moving machinery using the method of neural networks. On the basis of the prediction in an analytical way, it is possible to select the appropriate set of machines so that they meet sustainability criteria. The impact of materials or their production cycle on environment was also described in sources [2-17]. The literature lacks analyses about emission of CO<sub>2</sub> for construction equipment, which concerned the comparison of the investor's cost estimate with the actual construction process.

By filling the gap in literature, in terms of actual CO<sub>2</sub> emissions, the paper presents original research on excavators performance and its real carbon dioxide emissions. The result

of the study (post hoc) was compared with the Investor's assumptions, which were developed on the basis of Polish KNR catalogues (National Contractors Estimator).

## 2. Materials and Methods

Data from of the investment which was implemented in 2022-2023, in central Poland, was used as research material. The realization of the work concerned on the construction of a sanitary sewer network. The task was accomplished within the framework of the Cohesion Fund under the Operational Program Infrastructure and Environment 2014-2020.

The original contract term was 8 months, with a gross value of PLN 5,312.370.00. After the acceptance of additional works, the final deadline was extended by 72 days, changing the final value of the investment to PLN 5,482.804.46. The research facility was implemented under the rules of the FIDIC Contract Conditions – red book, i.e., the Employer was responsible for the development of the project documentation.

Within the framework of this study, the authors analyse the contract documents transferred to the Contractor, including the bill of quantities. The aim of the research was to verify whether the material expenditure adopted by the designers at the design stage of the construction project are adequate for the actual construction process.

In order to archive data as a first step, a proprietary spreadsheet was developed, which was designed in such a way that the acquired data had the highest possible level of accuracy. Due to the complexity of construction processes, it was decided to archive data on a daily basis.

## 3. Results

The calculation example was made on the basis of the resulting difference in equipment work, measured in moto-hours, between the planned amount and the amount performed. For the purpose of the analysis, for data from the analysed contract the average combustion of diesel fuel for the excavator was assumed to be: 10.2 dm<sup>3</sup>/m-h for bucket capacity: 1.1-1.6 m<sup>3</sup>, and 6.61 dm<sup>3</sup>/m-h for bucket capacity: 0,4 m<sup>3</sup>. While the diesel fuel consumption of equipment during field measurements is real.

For calculation probable emission CO<sub>2</sub> equation was used (1), and the results are presented in table 1-2. For the purpose of the analysis, CO<sub>2</sub> emissions from burning 1 dm<sup>3</sup> of diesel fuel were assumed to be 2.68 kg of CO<sub>2</sub>.

*Fuel consumption x emission from burning 1 dm<sup>3</sup> of diesel fuel = Probable emission (1)*

**Table 1.** CO<sub>2</sub> emissions for planned construction equipment.

No.	Type of equipment	Assumption amount of fuel consumed	Assumption emission CO <sub>2</sub> from burning 1 dm <sup>3</sup> diesel fuel	Carbon dioxide emissions [kg] CO <sub>2</sub>
1	Wheeled excavator	397.80	2.68	1,066.10
2	Wheeled excavator	3279.29	2.68	8,788.50
			<b>Total</b>	<b>9,854.60</b>

**Table 2.** CO<sub>2</sub> emissions in terms of actual construction equipment operation (own research).

No.	Type of Equipment	Total amount of fuel consumed [dm <sup>3</sup> ]	Assumption emission CO <sub>2</sub> from burning 1 dm <sup>3</sup> diesel fuel [kg] CO <sub>2</sub>	Carbon dioxide emissions [kg] CO <sub>2</sub>
1	Wheeled excavator	4,230	2.68	11,336.40
2	Wheeled excavator	3,333	2.68	8,932.44
3	Wheeled excavator	2,750	2.68	7,370.00
4	Backhoe loader	170	2.68	455.60
5	Wheeled excavator	2,505	2.68	6,713.40
6	Tracked excavator	1,464	2.68	3,923.52
			<b>Total</b>	<b>38,731.36</b>

As a consequence of the calculations, a significant difference was obtained between planned and actual CO<sub>2</sub> emissions. Equation (2) was used for the calculations:

$$\text{Actual emissions (38,731.36)} - \text{Planned emissions (9,854.60)} = 28,876.76 \text{ [kg] CO}_2 \text{ (2)}$$

#### 4. Discussion

It is possible to forecast the emission CO<sub>2</sub> using methods such as neural networks. On the basis of the forecast in an analytical way, it is possible to select the appropriate set of machinery so that it meets the criteria of sustainable development. However, it is important that these analyses be preceded by field research or the analysis of documentation that contains reliable data on the planned use of construction equipment.

The bill of quantities should reflect the planned structure of the project, its implementation times and dates, planned costs and planned material and financial expenditures. On this basis it is quite easy to calculate CO<sub>2</sub> emissions during construction projects. Unfortunately, as shown in this paper, contractual documents (e.g. work estimates) do not always reflect the actual state. Therefore, investors are not able to determine which processes should be optimized in order to reduce carbon dioxide emissions.

The described research problem is treated by the authors as an initial phase of the planned research, which will be gradually carried out on a larger scale. Ultimately, it is planned to verify how the performance of construction equipment actually presents itself, for example, from the given field conditions.

#### 5. Conclusions

Based on the calculations made, there is a significant increase in carbon dioxide emissions, and in the case of the contract under review it amounts to more than 393%. Such a large value of the exceeded CO<sub>2</sub> parameter clearly indicates that the topic addressed in this article should be extended to other research.

The assumptions in terms of: emissions of 2.68 kg of CO<sub>2</sub> from the combustion of 1 dm<sup>3</sup> of diesel fuel; and average combustion of diesel fuel during work excavator, should only be considered as an auxiliary parameter in terms of numerical analysis.

## References

- [1] Rogalska M., Hejducki Z.: *Prognozowanie emisyjności CO<sub>2</sub> koparek gąsiennicowych i samochodów samowyladawczych metodami regresji wielorakiej i sieci neuronowych*, Archiwum, Instytutu Inżynierii Lądowej, vol. 13, pp. 293-298, 2012.
- [2] Rogalska M., Hejducki Z.: *Analiza doboru materiałów budowlanych w aspekcie zrównoważonego rozwoju*, Przegląd Budowlany, vol. 2, pp. 36-40, 2007.
- [3] Anink D., Boonstra C. and Mak J.: *Handbook of sustainable building, an environmental preference method for selection of materials for use in construction and refurbishment*. James & James, London, 1996.
- [4] Berge B.: *Ecology of building materials*. Architectural Press, Oxford, 2001.
- [5] Brand S.: *How Buildings Learn*. Viking Penguin, New York, 1994.
- [6] Cole R.J., Kernan P.C.: *Life-cycle energy use in office buildings, building and environment*. Elsevier Science Ltd., Oxford, 1996.
- [7] Grabowska L.: *Rynek konopny w EU i w Polsce*. Instytut Włókien Naturalnych i Roślin Zielarskich, Poznań, 2009.
- [8] Górczyński J.: *Obciążenia środowiska w produkcji wyrobów budowlanych*. Prace naukowe Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2004.
- [9] Hammond G., Jones C.: *Inventory of carbon & energy*. University of Bath, Bath, 2011.
- [10] Kazimierczak Z., Gorzkowski S.: *Ekologiczne technologie wytwarzania powłok organicznych*. Instytut Chemii Przemysłowej, Warszawa, 1999.
- [11] Runkiewicz L.: *Wykonywanie obiektów budowlanych zgodnie z zasadami rozwoju zrównoważonego*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2010.
- [12] Sarté B.: *Sustainable infrastructure the guide to green engineering and design*. J. Willey & Son, Inc., Oxford, 2010.
- [13] West J., Atkinson C. and Howard N.: *Proceedings of the first international conference of buildings and environment*, CIB, 1994.
- [14] Williamson A.G.: *Energy efficiency in domestic buildings, a literature review and commentary*. Ministry of Commerce, New Zealand, 1997.
- [15] Woolley T., Kimmins S., Harrison P. and Harrison R.: *Green building handbook*. Spon Press, London, 1997.
- [16] Zima K.: *Zintegrowana analiza kosztów i ilości emisji gazów cieplarnianych w cyklu życia budynku*, Archiwum Inżynierii Lądowej, 67(2), 2021.
- [17] Wieczorek D., Zima K.: *Analiza doboru materiałów do budowy dróg z uwzględnieniem śladu węglowego i kosztów budowy*, Archives of Civil Engineering, 68(3), 2022.



## ANALIZA CZYNNIKÓW WPLYWAJĄCYCH NA REDUKCJĘ ŚLADU WĘGLOWEGO W PRZEDSIĘWZIĘCIACH BUDOWLANYCH

Katarzyna Kryzia<sup>1</sup>, Aleksandra Radziejowska<sup>2</sup>, Anna Sobotka<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami, al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, mail: kryzia@agh.edu.pl,

<sup>2</sup> Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami, al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, mail: aradziej@agh.edu.pl,

<sup>3</sup> Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami, al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, mail: sobotka@agh.edu.pl

*Słowa kluczowe: ślad węglowy, przedsięwzięcie budowlane, analiza DEMATEL.*

### 1. Wstęp

Artykuł dotyczy problematyki redukowania śladu węglowego w produkcji budowlanej. Analizie podlegają źródła i czynniki emisji gazów cieplarnianych odpowiedzialnych za zmiany klimatu. Sektor budownictwa jest odpowiedzialny w dużym stopniu za generowanie śladu węglowego zarówno w procesie wytwarzania wyrobów, w łańcuchach dostaw, jak również podczas realizacji robót budowlanych na terenie budowy [1].

### 2. Materiały i metody

Czynniki wpływające na redukcję emisji CO<sub>2</sub> powinny być uwzględniane w odniesieniu do każdego etapu cyklu życia obiektu budowlanego. Wykorzystując wytyczne normy EN 15978:2012 [2], doświadczenia z certyfikacji wielokryterialnych, metodykę szacowania śladu węglowego prezentowaną w raporcie (PLGBC 2021) [3], czynniki wpływające na redukcję śladu węglowego w przedsięwzięciach budowlanych zidentyfikowano i pogrupowano z uwzględnieniem następujących faz: przygotowania i projektowania, wykonania obiektów, eksploatacji, likwidacji. Do identyfikacji związków przyczynowo-skutkowych w badanym zagadnieniu wykorzystano metodę DEMATEL [4].

### 3. Wyniki

W wyniku badań zdefiniowano czynniki wpływające na redukcję śladu węglowego i zidentyfikowano związki przyczynowo-skutkowe czynników warunkujących minimalizację śladu węglowego w przedsięwzięciach budowlanych, w cyklu życia obiektu budowlanego (Tabela 1 – fragment tabeli przedstawiającej czynniki z czterech faz cyklu przedsięwzięcia budowlanego). Otrzymane wyniki powinny być brane pod uwagę w zarządzaniu działalnością i produkcją budowlaną na różnych szczeblach decyzyjnych

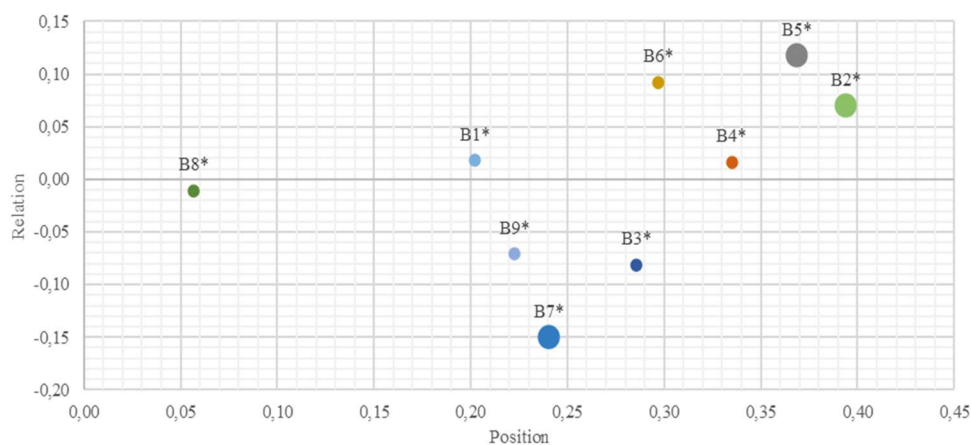
i procesach związanych z produkcją wyrobów budowlanych, planowaniem urbanistycznym oraz architekturą, technologią budowania i organizacją pracy oraz łańcuchami dostaw.

**Tabela 1.** Fragment tabeli z zestawieniem czynników wpływających na redukcję śladu węglowego w przedsięwzięciach budowlanych

CZYNNIKI WPLYWAJĄCE NA REDUKCJĘ ŚLADU WĘGLOWEGO W PRZEDSIĘWZIĘCIACH BUDOWLANYCH							
Faza przygotowania i projektowania		Faza wykonania / budowy		Faza eksploatacji		Faza likwidacji	
A1	dobór technologii produkcji materiału	B1	transport wyrobów budowlanych na/z miejsce budowy	C1	oszczędny sposób użytkowania obiektu (zużycie energii, wody, ścieków, odpadów)	D1	technologia likwidacji
A2	wydobycie surowców						
A3	transport surowców do zakładu produkcyjnego lub na plac budowy	B2	technologia robót (budowania)	C2	konserwacja obiektów podczas ich użytkowania	D2	technologia zagospodarowania odpadów
A4	produkcja wyrobów budowlanych na placu budowy	B3	sposób wykorzystania maszyn	C3	sposób napraw, adaptacji, modernizacji, remontów		
A5	sposób produkcji wyrobów budowlanych w kontekście energii pierwotnej	B4	rodzaj zastosowanego sprzętu	C4	systemy wykończeniowe i wyposażenia obiektów		
A6	lokalizacja inwestycji w aspekcie dostępności do infrastruktury technicznej	B5	rodzaj zastosowanych materiałów	C5	podnoszenie komfortu użytkowania obiektu		
A7	lokalizacja inwestycji pod kątem dostępności transportu zbiorowego	B6	wewnętrzna logistyka budowy	C6	logistyka otoczenia obiektu		
A8	usytuowanie inwestycji na działce (nasłonecznienie, osłonięcie od wiatru itp.)	B7	efektywność pracy (dobór zespołów roboczych, liczebność)	C7	wykonanie termomodernizacji		
A9	układ funkcjonalny obiektu budowlanego pod kątem energooszczędności	B8	dojazdy pracowników na miejsce budowy/wybór lokalnej firmy	C8	regulacje i ograniczenia prawne		

A10	projektowanie uwzględniające minimalizację działań budowlanych w fazie eksploatacji (w kontekście utrzymania obiektu i zmieniających się wymagań użytkowników)	B9	minimalizacja odpadów budowlanych	C9	rekomendacje/świadomość społeczna użytkowników budynku
				C10	wzrost świadomości potrzeby i przydatności certyfikatów energetycznych oraz etykietowania energetycznego wyrobów budowlanych dla właścicieli budynków w zakresie efektywności energetycznej

Źródło: Opracowanie własne



Rys. 1. Graficzna interpretacja wyników analizy przyczynowo-skutkowej dla fazy II

Rys. 1 to przykład ilustracji graficznej uzyskanych wyników. Rys. 1 przedstawia wyniki analizy przyczynowo-skutkowej dla fazy II (*Faza wykonania/faza wznoszenia/faza budowy*). Dla tej fazy przedsięwzięcia budowlanego analiza przyczynowo-skutkowa wykazała, że największy wpływ na pozostałe ma czynnik B2 (Technologia robót (budowania)), zaraz za nim plasuje się B5 (Rodzaj zastosowanych materiałów), jednocześnie oba czynniki mają widoczny charakter przyczynowy. Najbardziej skutkowy charakter przedstawia kryterium B7 (Efektywność pracy (dobór zespołów roboczych, liczebność)). Ogólnie analiza przyczynowo-skutkowa fazy II wykazała, że mniej więcej połowa analizowanych czynników ma charakter przyczynowy a połowa skutkowy, przy czym część czynników przyjmuje wartości bliskie zero, stąd można przyjąć, że ich charakter jest mieszany.

Porównując pozycje czynników w analizie przyczynowo-skutkowej dla przedsięwzięcia budowlanego w całym cyklu i w fazie II można zauważyć, że wartości osiągnięte przez poszczególne czynniki w analizie całościowej są wyższe, co wynika z większej liczby sprzężeń pomiędzy czynnikami z wszystkich faz.

#### 4. Wnioski

Analiza przyczynowo-skutkowa pozwoliła na zidentyfikowanie zależności pomiędzy czynnikami wpływającymi na redukcję śladu węglowego w całym cyklu życia przedsięwzięcia budowlanego jak i w poszczególnych jego fazach (tu w fazie II) oraz określenie ich charakteru. Dzięki przeprowadzonej analizie będzie można łatwiej określić, a następnie zaplanować ograniczenie niekorzystnych skutków działalności budowlanej i wybierać bardziej skuteczne rozwiązania prośrodowiskowe w planowanych przedsięwzięciach budowlanych.

Otrzymane wyniki wskazują, że największy wpływ na pozostałe mają czynniki B5 (rodzaj materiałów), C11 (wprowadzenie obligatoryjnego systemu certyfikacji wielokryterialnej budynków i dofinansowania) i A11 (BIM) należące do różnych faz – wszystkie mają charakter przyczynowy. Przyczynowy charakter ma czynnik C8 (regulacje i ograniczenia prawne), który również ma dość silny wpływ na pozostałe czynniki jednak nie plasuje się w pierwszej trójce, natomiast najbardziej skutkowy charakter posiada czynnik C5 (podnoszenie komfortu użytkownika obiektu).

Inaczej trochę kształtują się relacje rozpatrywane jedynie w poszczególnych fazach, w szczególności w przedstawionej w artykule fazie II. Tutaj największy wpływ na pozostałe kryteria fazy II wykazały czynniki B2 (technologia robót/budowania) i B5 (rodzaj zastosowanych materiałów), ponadto oba mają charakter przyczynowy (B5 ma najwyższą wartość w osi relacji). Natomiast najbardziej skutkowy charakter posiada w tej fazie czynnik B7 (efektywność pracy (dobór zespołów roboczych, liczebność)). Porównując wyniki uzyskane w analizie przyczynowo-skutkowej fazy II do analizy całości, widoczne jest, że czynniki w większości zachowują ten sam charakter jednak w rozpatrywaniu pojedynczej fazy zauważalne jest dominowanie innego niż dla całego cyklu życia czynnika. Analiza pojedynczej fazy może być pomocna w sytuacji, gdy rozpatrujemy przedsięwzięcie, które znajduje się już w kolejnej fazie cyklu życia lub gdy mamy realny wpływ na zmniejszenie śladu węglowego tylko w wybranej fazie. Dzięki takim analizom możliwe będzie wybranie najbardziej skutecznych działań prośrodowiskowych zgodnych z ideą zrównoważonego budownictwa.

#### Bibliografia

- [1] Geryło R., Garbacz A.: *Zrównoważony rozwój budownictwa w świetle wyzwań klimatycznych*, Materiały Budowlane, nr 9, 2022, s.15-18.
- [2] EN 15978:2012 Sustainability of construction works - Assessment of environmental performance of buildings - Calculation method.
- [3] Polish Green Building Council, Estimating the carbon footprint of buildings. Whole life carbon roadmap for Poland 2050, <https://plgbc.org.pl/wp-content/uploads-/2022/11/estimating-the-carbon-footprint-of-buildings.pdf> (dostęp: 15.04.2023).
- [4] Dytczak M., Ginda G., Gotowała B.: *Application potential of dematel method and its extensions for analysis of decision problems in civil engineering*, Environmental Engineering, 2011, p. 235-240.





## INWENTARYZACJA OBIEKTU BUDOWLANEGO Z WYKORZYSTANIEM TECHNOLOGII SCAN-TO-BIM

Agnieszka Leśniak<sup>1</sup>, Krzysztof Zima<sup>2</sup>, Izabela Skrzypczak<sup>3</sup>, Maria Mrówczyńska<sup>4</sup>,  
Grzegorz Oleniacz<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: agnieszka.lesniak@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: Krzysztof.zima@pk.edu.pl

<sup>3</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, mail: izas@prz.edu.pl

<sup>4</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Z. Szafrana 1, 65-615 Zielona Góra, mail: m.mrowczynska@ib.uz.zgora.pl

<sup>5</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, mail: oleniacz@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** skaniny laserowe, Scan-to-BIM, obiekt budowlany, model 3D,  
dokładność pomiarów.

### 1. Wstęp

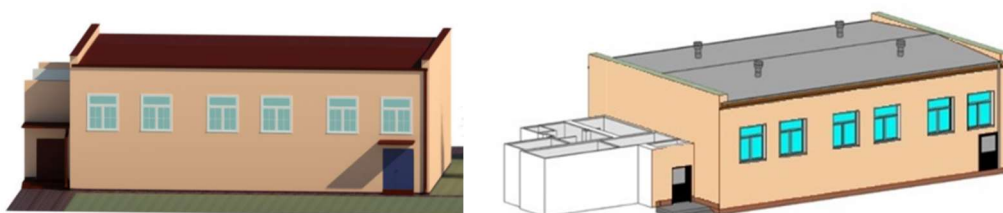
Technologia skaningu laserowego 3D ma niemal nieograniczone możliwości zastosowania w wielu dyscyplinach współczesnej inżynierii lądowej [1]. Uzyskanie chmury punktów będącej wynikiem skanowania laserowego i jej wykorzystanie do tworzenia modeli 3D obiektów budowlanych pozwala na opracowanie szczegółowego, trójwymiarowego ich obrazu [2]. Wykorzystanie danych pozyskanych tą technologią ma nie tylko wymiar praktyczny, ale stwarza także szerokie możliwości dla prowadzenia badań naukowych [3-10]. Umożliwia opracowanie dokumentacji inwentaryzacyjnej [3], prowadzenie analiz konstrukcyjnych [4], wspomaga proces zarządzania obiektem. Podczas etapu użytkowania można zaobserwować wiele przykładów zastosowań technologii skanowania laserowego 3D w odniesieniu do istniejących budynków, szczególnie, gdy konieczne jest opracowanie brakującej dokumentacji projektowej lub gdy została ona opracowana wiele lat temu w formie tradycyjnej, a do prowadzenia prac remontowych zasadne jest stworzenie modelu BIM (Building Information Model). Podejście to można w skrócie nazwać Scan-to-BIM. W praktyce budowlanej metodologię Scan-to-BIM wykorzystuje się zarówno przy obsłudze obiektów zabytkowych [5, 6] jak i współczesnych [7]. Wykorzystanie tego podejścia w budownictwie staje się coraz bardziej powszechne [8-10]. W pracy, podjęto problem pomiarów i modelowania istniejącego obiektu budowlanego z wykorzystaniem skaningu laserowego oraz oceny dokładności wykonanego geometrycznego modelu 3D.

## 2. Materiały i metody

Proces tworzenia modelu BIM z wykorzystaniem metody Scan-to-BIM wykonano dla budynku o przeznaczeniu sportowym. Natomiast, ocenę dokładności odwzorowania przeprowadzono poprzez wykonanie tachimetrem pomiarów bezpośrednich długości wybranych elementów obiektu, a następnie przeprowadzenie analiz statystycznych dotyczących określenia odchyłek rzeczywistych długości. Proces ten najczęściej przebiega w dwóch etapach: pierwszy polega na pozyskaniu chmury punktów, w drugim następuje przekształcenie danych do modelu BIM. Proces Scan-to-BIM przeprowadzono dla wybranego obiektu zlokalizowanego w Polsce na terenie kampusu Politechniki Rzeszowskiej. Jest to budynek o przeznaczeniu sportowym – mała sala gimnastyczna wraz z dodatkowymi pomieszczeniami, tj. szatnie, pomieszczenia socjalne. Obiekt jest parterowy, wykonany w technologii tradycyjnej, bez kondygnacji podziemnej. Całkowita powierzchnia wynosi 235 m<sup>2</sup>, a kubatura 1650 m<sup>3</sup>. Do zewnętrznych, jak i wewnętrznych pomiarów obiektu wykorzystano dwie technologie pomiarowe – naziemne skanowanie laserowe (TLS) z wykorzystaniem skanera laserowego Faro Focus 3D oraz pomiary tachymetryczne wykonane z wykorzystaniem tachimetru Trimble M3. Modelowanie obiektu poprzez łączenie i obróbkę uzyskanych z pomiarów chmury punktów oraz danych z innych rodzajów pomiarów przeprowadzono z wykorzystaniem oprogramowania ReCap Pro 2019 i Autodesk Revit 2019. Wynik pomiarów po połączeniu chmury punktów pokazano na rys. 1. Natomiast, ostateczny model obiektu w programie Autodesk Revit przedstawia rys. 2.



**Rys. 1.** Połączona chmura punktów w programie ReCap Pro inwentaryzowanego obiektu

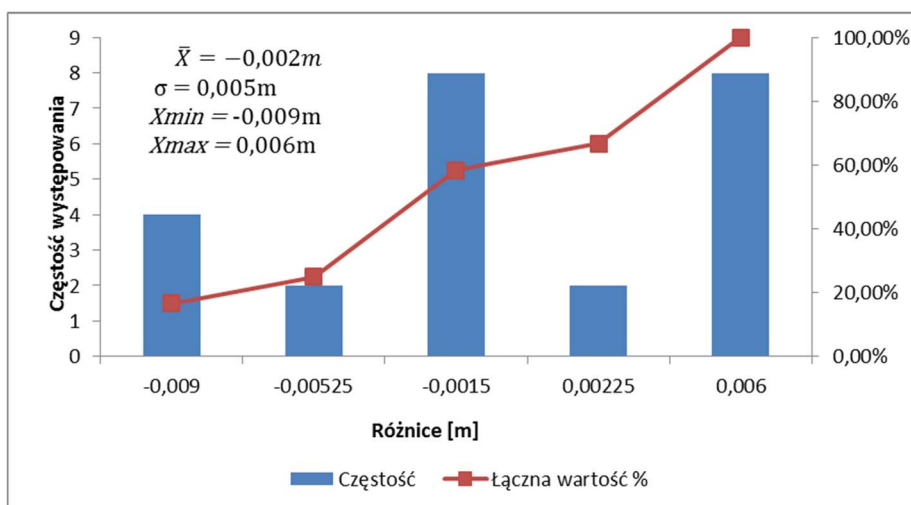


**Rys. 2.** Model analizowanego obiektu w programie Autodesk Revit

W kolejnym kroku, wykonano pomiary kontrolne precyzyjnym tachimetrem geodezyjnym Trimble M3. W celu oceny dokładności modelu, wyniki pomiarów kontrolnych porównano z wartościami uzyskanymi z modelu wykonanego na podstawie otrzymanej chmury punktów. Poszczególne długości obliczono ze współrzędnych (x, y, z) wyznaczonych w lokalnym układzie współrzędnych przy uwzględnieniu dokładności ich wyznaczenia.

### 3. Wyniki

Ocenę dokładności modelowania przeprowadzono na podstawie niezależnych pomiarów terenowych wybranych elementów (charakterystycznych długości czołówek obiektu) modelowanego obiektu. Pomiar wykonano z wykorzystaniem tachimetru. Pomierzone długości potraktowano jako bezbłędne i porównano z odpowiednimi długościami z modelu. W wyniku porównania otrzymano wartości odchyłeń (różnicy) długości poszczególnych elementów obiektu rzeczywistego i modelu. Dla pomiarów zewnętrznych, minimalna bezwzględna różnica różnicy w przeliczeniu na 1 m długości odcinka między wykonanymi pomiarami wyniosła 0,008 cm/m, a maksymalna 0,089 cm/m, a dla pomiarów wewnętrznych to odpowiednio 0,006 cm/m oraz 0,057 cm/m. Natomiast, dla budynku minimalna bezwzględna różnica wyniosła 0,000 m, a maksymalna 0,009 m. Graficzną prezentację oceny ilościowej stopnia dopasowania homologicznych elementów modelu i obiektu rzeczywistego przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Histogram różnic długości wybranych elementów modelu i obiektu rzeczywistego

### 4. Wnioski

Odpowiednie podejście do automatyzacji pozyskiwania danych oraz wprowadzania ich w środowisko modelu niejednokrotnie decyduje nie tylko o poziomie jakości, ale i dokładności opracowań. Technologie, takie jak skanowanie laserowe 3D w połączeniu z modelowaniem informacji o budynku (BIM), mogą być efektywnym narzędziem

do optymalizacji procesów w budownictwie. Mimo, iż automatyzacja i algorytmy modelowania, w tym obróbka chmury punktów są intensywnie rozwijane to nadal odczuwalny jest brak zdefiniowanych wymagań dokładnościowych w odniesieniu do opracowanych modeli. W niniejszej pracy podjęto problem oceny dokładności modelu 3D obiektu sportowego utworzonego na podstawie danych z naziemnego skaningu laserowego. Ocenę dokładności opracowanego modelu 3D geometrii badanego obiektu wykonano na podstawie porównania różnic długości dla wybranych homologicznych elementów modelu z pomiarami referencyjnymi otrzymanymi z bezpośredniego pomiaru tachimetrycznego obiektu rzeczywistego. Uzyskana dla budynku minimalna bezwzględna różnica wyniosła 0,000 m, a maksymalna 0,009 m. Uzyskane wartości wskazują, że pod względem dokładności utworzony model spełnia założenia dokładnościowe poziomu LoD4. Pozyskane dane z naziemnego skaningu laserowego mogą być wykorzystywane do rekonstrukcji badanego budynku na poziomie szczegółowości LoD4, a także stanowią uzupełnienie dla teksturowania analizowanego budynku, rekonstruowanego na poziomie szczegółowości LoD3.

## Bibliografia

- [1] Shih, N. J.: *An application of a 3D scanner in the representation of building construction site*. Proc., 19th Int. Symp. on Automation and Robotics in Construction (ISARC 19) 2002, str. 337–342.
- [2] Pawłowicz J. A.: *Chmura punktów jako podstawa wykonania dokumentacji architektonicznej obiektu*. Materiały Budowlane 2017, nr 537 (5), str. 49-50.
- [3] Skrzypczak, I., & Leśniak, A.: *Wybór metody pomiarowej do inwentaryzacji obiektu zabytkowego z zastosowaniem AHP*. Materiały Budowlane 2022, nr 11, str. 106-108.
- [4] Löhmus H., Ellmann A., Märdla S. & Idnurm S.: *Terrestrial laser scanning for the monitoring of bridge load tests – two case studies*, Survey Review 2018, nr 50:360, str. 270-284, DOI: 10.1080/00396265.2016.1266117
- [5] Łaguna, P.: *Wykorzystanie metodyki BIM w inwentaryzacji i archiwizacji informacji dotyczących zabytkowych obiektów budowlanych*. Inżynieria i Budownictwo 2018, nr 74 (6), 321-326.
- [6] Utica, G.; Pinti, V.; Guzzoni, L.; Bonelli, S.; Brizzolari, A.: *Integrating Laser Scanner and BIM for conservation and reuse: ‘the Lyric Theatre of Milan*. ISPRS Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spat. Inf. Sci. 2017., nr IV-5/W1, str. 77-82.
- [7] Skrzypczak, I., Oleniacz, G., Leśniak, A., Zima, K., Mrówczyńska, M., & Kazak, J.K.: *Scan-to-BIM method in construction: Assessment of the 3D buildings model accuracy in terms inventory measurements*. Building Research & Information 2022, nr 50(8), str. 859-880.
- [8] Zima, K., Plebankiewicz, E., & Wieczorek, D.: *A SWOT analysis of the use of BIM technology in the Polish construction industry*. Buildings 2020, nr 10(1), str. 16.
- [9] Yin, X., Liu, H., Chen, Y., & Al-Hussein, M.: *Building information modelling for off-site construction: review and future directions*. Automation in Construction 2019, nr 101, str. 72-91.
- [10] Leśniak, A., Górka, M., & Skrzypczak, I.: *Barriers to BIM implementation in architecture, construction, and engineering projects – The polish study*. Energies 2021, nr 14(8), str. 2090.



## PROGNOZOWANIE SKUTKÓW WYPADKÓW Z UDZIAŁEM RUSZTOWAŃ BUDOWLANYCH, NA PODSTAWIE PRZYCZYN

Tomasz Nowobilski<sup>1</sup>, Bożena Hoła<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego,  
mail: tomasz.nowobilski@pwr.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego,  
mail: bozena.hola@pwr.edu.pl

**Słowa kluczowe:** budownictwo, rusztowanie, bezpieczeństwo pracy, przyczyny i skutki wypadków, ryzyko zawodowe.

### 1. Wprowadzenie

Każdego roku na polskich budowach dochodzi do kilku tysięcy wypadków przy pracy. Spośród nich, znaczna część związana jest z użytkowaniem rusztowań budowlanych [1, 2]. Praca na tych stanowiskach obarczona jest dużym ryzykiem zawodowym, a ewentualne konsekwencje wypadku najczęściej są bardzo poważne. Wpływ na taką sytuację ma wiele czynników, m.in.: technicznych, organizacyjnych oraz ludzkich [3], a także warunki klimatyczne [4, 5] i inne. Dodatkowo, niekorzystna sytuacja związana z pracą na wysokości jest wynikiem dużej liczby zaniedbań ze strony pracodawców i pracowników wykonujących te prace.

Aby ograniczyć liczbę wypadków na rusztowaniach budowlanych, konieczne jest właściwe rozpoznanie zjawiska wypadkowości na tego typu konstrukcjach, a zwłaszcza zidentyfikowanie głównych przyczyn sprzyjających powstawaniu wypadków przy pracy oraz opracowanie skutecznych narzędzi umożliwiających kontrolę zagrożeń.

Celem przeprowadzonych i opisanych w artykule badań jest opracowanie metodyki pozwalającej na oszacowanie skutków wypadków związanych z pracą na rusztowaniach budowlanych na podstawie zidentyfikowanych przyczyn. W celu realizacji tak postawionego zadania badawczego, przeanalizowano bazę 200 wypadków przy pracy. W badaniach wykorzystano analizę Pareto-Lorenza, metodykę klasyfikacji ABC oraz język programowania Python.

### 2. Materiały i metody

#### 2.1. Założenia

Informacje na temat wypadków z udziałem rusztowań budowlanych pozyskano z zasobów Okręgowych Inspektoratów Państwowej Inspekcji Pracy. Badaniami objęto 5 województw Polski: dolnośląskie, lubelskie, łódzkie, mazowieckie i wielkopolskie oraz lata od 2011 roku do 2017 roku.

W badaniach przyjęto następujące założenia:

- Jeden wypadek odpowiada jednej osobie poszkodowanej. W sytuacji, w której w wypadku poszkodowane zostały dwie lub większa liczba osób, każdą osobę poszkodowaną traktowano jako oddzielny przypadek obliczeniowy. W analizowanym zbiorze 200 zdarzeń niebezpiecznych  $A$ , poszkodowanych zostało 213 osób, które stanowią zbiór wypadków  $A'$ , wykorzystany w dalszych obliczeniach.
- Każdy wypadek przy pracy  $A'$  spowodowany jest kombinacją od kilku do kilkunastu przyczyn  $C_k$ .
- Konsekwencje poszczególnych wypadków są zróżnicowane. W zależności od rodzaju urazu, wypadki klasyfikowany jest jako: lekki  $E_1$ , ciężki  $E_2$  albo śmiertelny  $E_3$ .

## 2.2. Metodyka badań

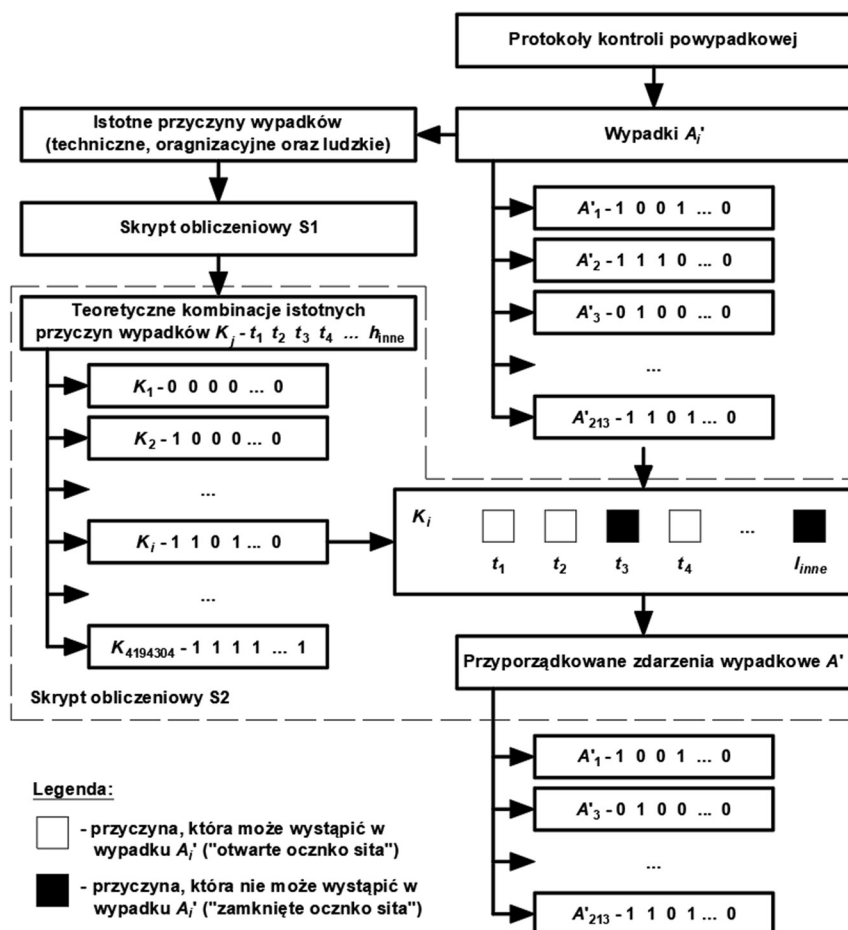
Celem badań jest opisanie związku między zidentyfikowanymi przyczynami wypadku  $A_i'$ , a jego konsekwencjami. Pozwoliłoby to na prognozowanie skutków wypadku na podstawie znajomości zidentyfikowanych przyczyn. Przyjęto następującą metodykę badań:

- Wykonano analizę zbioru wypadków  $A'$ , pozyskanych z zasobów Państwowej Inspekcji Pracy, w celu identyfikacji przyczyn technicznych, organizacyjnych i ludzkich.
- Utworzono zbiory przyczyn technicznych, organizacyjnych i ludzkich obejmujące wszystkie zidentyfikowane wypadki.
- Oceniono istotność przyczyn w każdej grupie rodzajowej, stosując analizę Pareto-Lorenza oraz klasyfikację ABC [6]. Przyczyny wypadków zostały zaklasyfikowane do 3 klas istotności.
- Na podstawie protokołów powypadkowych zidentyfikowano skutki wypadków jako: lekkie  $E_1$ , ciężkie  $E_2$  albo śmiertelne  $E_3$ .
- Sprawdzono, czy występuje zależność korelacyjna między istotnymi przyczynami wypadku a jego skutkami.

Wyniki uzyskane po przeprowadzeniu analizy korelacji świadczą o bardzo słabej korelacji między istotnymi przyczynami wypadków a ich konsekwencjami. Na tej podstawie wyciągnięto wniosek, że nie można opracować wiarygodnego liniowego modelu matematycznego pozwalającego na opisanie zależności między skutkami wypadku a jego przyczynami. Opracowano więc autorską metodykę, nazwaną metodą przesiewania, polegającą na przyporządkowaniu każdej kombinacji teoretycznej przyczyn wypadków ich możliwych skutków. W tym celu, opracowano skrypt obliczeniowy w języku programowania Python.

## 2.3. Metodyka przesiewania

Głównym problemem w postawionym zadaniu badawczym jest konieczność przetworzenia dużego zbioru danych, składającego się z kombinacji 22 różnych przyczyn. Kombinacje 22 przyczyn tworzą zbiór 4 194 304 niezależnych przypadków obliczeniowych nazwanych dalej: teoretyczną kombinacją przyczyn wypadku  $K_i$ . Dla każdej teoretycznej kombinacji przyczyn wypadku należy określić prawdopodobieństwo powstania skutków o charakterze lekkim  $E_1$ , ciężkim  $E_2$  albo śmiertelnym  $E_3$ . W tym celu opracowano skrypt obliczeniowy, którego działanie oparte zostało na metodzie przypominającej działanie sita – rys. 1.

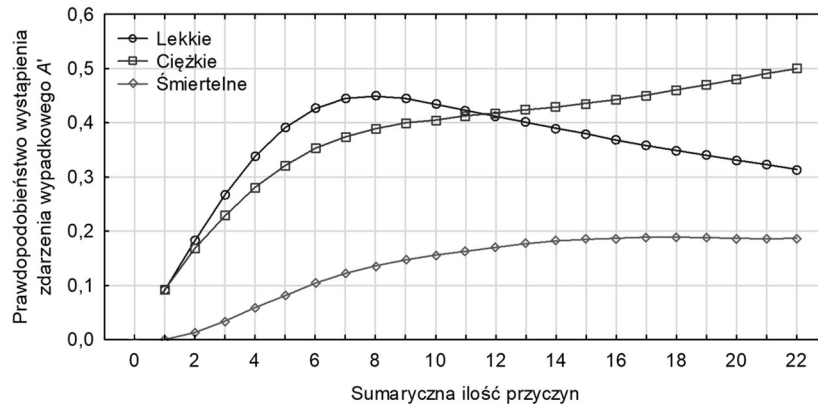


Rys. 1. Schemat procedury obliczeniowej

### 3. Rezultaty

Otrzymane w wyniku przeprowadzonych obliczeń wyniki pozwalają na procentowe określenie prawdopodobieństwa wystąpienia lekkich, ciężkich i śmiertelnych skutków wypadku dla każdej z 4 194 304 teoretycznych kombinacji przyczyn istotnych  $K_i$ .

Ilościową interpretację otrzymanych wyników pokazano na rys. 2. Przedstawiony wykres obrazuje średnią wartość prawdopodobieństwa wystąpienia wypadku o danych konsekwencjach w zależności od liczby występujących przyczyn. Analizując go, można zauważyć, że wraz ze wzrostem liczby przyczyn, gwałtownie wzrasta średnie prawdopodobieństwo wystąpienia wypadku lekkiego i ciężkiego. W przypadku wypadków śmiertelnych wzrost ten jest wyraźnie mniejszy. W zakresie od 1 do 11 przyczyn, średnie prawdopodobieństwo wystąpienia wypadku lekkiego jest największe i wynosi odpowiednio od ok. 9% do ok. 45%. Zwiększenie liczby przyczyn do 12 i więcej powoduje, że najbardziej prawdopodobne jest wystąpienie wypadku ciężkiego, które osiąga wartość maksymalną ok. 50%. Średnie prawdopodobieństwo wystąpienia wypadku śmiertelnego największe jest w przedziale od 12 do 22 przyczyn i wynosi około 17-19%.



Rys. 2. Średnia wartość prawdopodobieństwa wystąpienia wypadku o danych konsekwencjach w zależności od ilości występujących przyczyn

#### 4. Podsumowanie

W artykule zaproponowano autorską metodykę prognozowania skutków wypadków związanych z użytkowaniem rusztowań budowlanych, na podstawie istotnych przyczyn technicznych, organizacyjnych oraz ludzkich. Podstawą dla przeprowadzonych badań był zbiór danych pozyskanych z zasobów Państwowej Inspekcji Pracy dotyczący 200 wypadków. Wyniki badań pozwalają na procentowe określenie prawdopodobieństwa wystąpienia lekkich, ciężkich i śmiertelnych skutków wypadku.

#### Bibliografia

- [1] Nowobilski T., Hoła B.: *Estimating the probability of accidents on building scaffoldings*, Saf. Sci., vol. 152, p. 105777, Aug. 2022, doi: 10.1016/J.SSCI.2022.105777.
- [2] Hoła B., Nowobilski T., Rudy J., Błazik-Borowa E.: *Dangerous events related to the use of scaffolding*, Czas. Tech., vol. 7, no. July 2017, 2017, doi: 10.4467/2353737XCT.17.106.6647.
- [3] Szóstak M.: *The application of cluster analysis to identify the occupational profile of people injured in accidents in the Polish construction industry*, IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng., vol. 456, pp. 1–8, 2018, doi: 10.1088/1757-899X/456/1/012027.
- [4] Jabłoński M., Szer I., Szer J.: *Probability of occurrence of health and safety risks on scaffolding caused by noise exposure*, J. Civ. Eng. Manag., vol. 24, no. 6, pp. 437–443, 2018, doi: 10.3846/jcem.2018.5716.
- [5] Szer I., Szer J., Czarnocki K., Błazik-Borowa E.: *Apparent Temperature Distribution on Scaffoldings during Construction Works*, Int. J. Med. Heal. Sci., vol. 5, no. 3, pp. 81–87, 2018.
- [6] Chu C. W., Liang G. S., Liao C. T.: *Controlling inventory by combining ABC analysis and fuzzy classification*, Comput. Ind. Eng., vol. 55, no. 4, pp. 841–851 Computers & Industrial Engineering, 2008, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cie.2008.03.006>.





## METODA ZARZĄDZANIA RENOWACJĄ BUDYNKÓW ZABYTKOWYCH OPARTA NA KONSEKWENCJACH WCZEŚNIEJSZYCH ZANIECHAŃ RENOWACJI

Beata Nowogońska<sup>1</sup>, Wiktoria Podskalna<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa, ul. prof. Z. Szafrana 1,  
65-516 Zielona Góra, mail: b.nowogonska@ib.uz.zgora.pl

<sup>2</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
ul. prof. Z. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra

**Słowa kluczowe:** budynek zabytkowy, stan techniczny, zaniechanie prac renowacyjnych, zarządzanie renowacją.

### 1. Wstęp

Metody planowania prac remontowych są tematem wielu badań, natomiast mało uwagi poświęca się skutkom zaniechania remontów. Obiekty zabytkowe często były nieużytkowane przez długi okres, wówczas prace renowacyjne nie były wykonywane. Takie działania mają negatywny wpływ na procesy starzenia budynków. Większość metod planowania prac remontowych oparta jest na potrzebach wynikających ze zużycia technicznych elementów składowych budynku. W zaproponowanej metodzie zarządzania renowacją obiektów zabytkowych pilność renowacji uzależniona jest, oprócz stopnia zużycia technicznego elementu budynku, w równym stopniu także od konsekwencji braku renowacji tego elementu. Budynki w zespołach pałacowo-parkowych często nie były użytkowane przez ostatni okres, ale zawsze urzekają swoim urokiem i sentymentem do przeszłości. Wymagają jednak od właścicieli pokonania sporych wyzwań związanych z szerokim zakresem prac renowacyjnych tych obiektów. Mimo wszystko, bardzo często właściciele są wręcz zafascynowani tymi budynkami, a wtedy jakiegokolwiek przeszkody praktycznie nie istnieją. Przykładem są prace renowacyjne prowadzone w oficynie pałacowej w Bieczu.

### 2. Metodyka wyznaczania pilności potrzeb remontowych w budynku

Celem utrzymania budynku w odpowiednim stanie technicznym jest zidentyfikowanie najpilniejszych potrzeb renowacyjnych. Podczas oceny stanu technicznego zawsze określa się procentowy stopień zużycia każdego elementu budynku i najczęściej wartość ta jest wskaźnikiem kolejności prac remontowych. W proponowanej metodzie zakłada się, że pilność prac remontowych  $M_i$  elementu budynku zależy nie tylko od stopnia jego zużycia technicznego  $Sz_i$ , ale i od konsekwencji zaniechania prac remontowych  $E_i$ .

$$M_i = E_i S z_i \quad (1)$$

$M_i$  – wskaźnik kolejności remontu elementu w budynku,  $E_i$  – współczynnik skutków zaniechania prac remontowych,  $Sz_i$  – stopień zużycia technicznego,  $i$  – liczba porządkowa elementu w budynku.

Występujący we wzorze (1) współczynnik skutków zaniechania prac remontowych każdego elementu w budynku  $E_i$  został określony wzorem:

$$E_i = A_i \sum_{j=1}^7 K_{i,j} \quad (2)$$

### 3. Opracowanie kolejności wykonania prac naprawczych w oficynie pałacowej w Bieczu – przykład zastosowania metody

Przedstawiona metoda została wykorzystana do określenia kolejności prac remontowych w obiekcie zabytkowym. Barokowa oficyna pałacowa w Bieczu stanowi część zespołu pałacowo-parkowego. Aktualni właściciele budynku prowadzą prace renowacyjne w celu ratowania tego obiektu.

Oficyna pałacowa wzniesiona została w roku 1750, później kilkakrotnie przebudowywana. Oficyna jest budynkiem wolnostojącym, wykonanym w technologii tradycyjnej. Budynek jest jednokondygnacyjny z nieużytkowym poddaszem, niepodpiwniczony, murowany, mansardowa konstrukcja dachu i stropy są drewniane, pokrycie dachu dachówką ceramiczną. Z zewnątrz na elewacji budynku występują liczne uszkodzenia i zarysowania gzymsów, tynku, cokołów oraz schodów zewnętrznych. Szacuje się, że przez blisko 40 lat budynek nie był poddawany renowacji, a przez blisko 20 lat nie był użytkowany.

Wyznaczone zostały współczynniki skutków zaniechania prac remontowych dla każdego elementu budynku. Wartości te służą do porównania współczynników dla różnych elementów budynku, można je uszeregować względem siebie. Ranking ten może pomóc w planowaniu prac remontowych.

### 4. Wnioski

Wyznaczenie kolejności remontów przy użyciu wyłącznie stopnia zużycia technicznego elementu, mogłoby doprowadzić do degradacji budynku. Przeprowadzenie w pierwszej kolejności remontów elementów najbardziej zniszczonych ( $Sz_i = 100$ ), mogłoby skutkować opóźnieniem lub zupełnym zaniechaniem remontu ścian czy też fundamentów, które pomimo mniejszego stopnia zużycia są znacznie istotniejszą potrzebą remontową w tym obiekcie.

### Bibliografia

- [1] Sobotka A., Linczowski K., Radziejowska A.: *Substitution of Building Components in Historic Buildings*, Sustainability 2021; 13(16):9211.
- [2] Drobiec Ł., Grzyb K., Zając J.: *Analysis of Reasons for the Structural Collapse of Historic Buildings*, Sustainability 2021; 13(18):10058.
- [3] Krentowski J. R., Knyziak P., Pawłowicz J. A., Gavardashvili G.: *Historical masonry buildings' condition assessment by non-destructive and destructive testing*, Engineering Failure Analysis, vol. 146, 2023, 107122,
- [4] Morelli M., Lacasse M.A.: *A systematic methodology for design of retrofit actions with longevity*, Journal of Building Physics 2018, 42, 585–604.



## ANALIZA NUMERYCZNA WPLYWU USZKODZEŃ I IMPERFEKCJI GEOMETRYCZNYCH NA NOŚNOŚĆ RUSZTOWAŃ RAMOWYCH

Aleksander Robak<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40,  
20-618 Lublin, mail: a.robak@pollub.pl

**Słowa kluczowe:** rusztowania, uszkodzenia eksploatacyjne, analiza numeryczna, obliczenia statyczne.

### 1. Wstęp

W pracy przedstawiono analizy numeryczne konstrukcji rusztowania z uwzględnieniem uszkodzeń eksploatacyjnych w postaci łukowego wygięcia stojaków. Według pracy [1] to właśnie tego typu uszkodzenia mają największy wpływ na nośność głównego elementu nośnego systemu ramowego rusztowań. W obliczeniach całej konstrukcji analizowano wpływ lokalizacji i liczebności uszkodzeń wprowadzonych do konstrukcji, normowych i rzeczywistych imperfekcji geometrycznych, normowych wariantów obciążenia oraz wysokości rusztowania na wielkość naprężeń normalnych. Celem przeprowadzonych badań oraz analiz numerycznych jest zwiększenie poziomu wiedzy na temat wpływu uszkodzeń eksploatacyjnych na nośność głównych elementów konstrukcyjnych w rusztowaniach budowlanych.

### 2. Analiza numeryczna

Rusztowanie jako całość, jest typową konstrukcją prętową. Wyniki badań numerycznych i doświadczalnych przeprowadzone w celu weryfikacji modelu numerycznego uwzględniającego uszkodzenia w formie wygięcia stojaka ramy przedstawiono w pracy [2]. W obliczeniach tych model numeryczny zbudowany był z elementów powłokowych i precyzyjnie odzwierciedlał geometrię wszystkich elementów składowych ramy i ich połączeń. W analizie numerycznej konstrukcji rusztowania nie jest możliwe wykorzystanie precyzyjnych modeli zbudowanych z elementów powłokowych uwzględniających uszkodzenia. Dlatego opracowano uproszczony model prętowy ramy z uszkodzeniem który wprowadzono do obliczeń pełnego rusztowania. Obliczenia przeprowadzono zgodnie z wytycznymi zawartymi w normie [3]. Lokalizację uszkodzeń w analizowanym rusztowaniu przyjęto w sposób deterministyczny na podstawie zasad pracy rusztowania jako konstrukcji prętowej, opisanych w pracy [4]. Obliczenia statyczne pełnej konstrukcji rusztowania przeprowadzono łącznie w 816 wariantach. We wszystkich wariantach jako uszkodzenie wprowadzano wygięcie osi stojaka o wielkości strzałki ugięcia równej 30 mm zlokalizowane w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny ramy.

### 3. Wyniki obliczeń statycznych

Wprowadzone uszkodzenia zmieniają rozkład sił w elementach zlokalizowanych u podstawy rusztowania. Uszkodzenia mają także istotny wpływ na stan naprężeń w szczególności w stojakach, w których zostały wytworzone. Zaobserwowano, że w stojaku, w którym wprowadzono uszkodzenie, siła normalna zmniejszyła się. Obciążenie pionowe jest przejmowane przez sąsiednie stojaki, głównie te, które nie posiadają uszkodzenia. Ma to związek z tym, że uszkodzenie zmienia sztywność wzdłużną elementu.

Naprężenia wyraźnie wrażliwie rosną wraz ze wzrostem liczby uszkodzonych stojaków. W zależności od rozpatrywanego wariantu wysokości, zaobserwowano nawet trzykrotny wzrost naprężeń względem referencyjnego wariantu bez uszkodzeń. W analizowanej konfiguracji rusztowania, wprowadzenie do obliczeń uszkodzeń powoduje przekroczenie wartości granicznej naprężeń przy wysokości powyżej 56 m.

Przeprowadzono również analizę wyników obliczeń pod kątem wpływu imperfekcji geometrycznych na stan naprężeń w stojakach rusztowania. Wpływ przechyłowych imperfekcji geometrycznych okazał się znacznie mniejszy od wpływu uszkodzeń. Porównanie wartości maksymalnych naprężeń normalnych w modelach uwzględniających imperfekcje rzeczywiste wykazało wzrost maksymalnie o 7% w stosunku do takiego samego wariantu bez imperfekcji. Natomiast w przypadku imperfekcji normowych zaobserwowano wzrost o maksymalnie 3%.

### 4. Wnioski

Przedstawione obliczenia pokazują, jak duży wpływ na wielkości naprężeń normalnych mogą mieć uszkodzenia w postaci łukowego wygięcia stojaka ramy. Z przeprowadzonych analiz wynika, że poza oczywistym wzrostem wartości naprężeń normalnych w elemencie uszkodzonym dochodzi do zmiany sztywności wzdłużnej elementów co powoduje zmiany w rozkładzie obciążeń pionowych na poszczególne stojaki. W celu uzyskania wiarygodnej oceny wpływu uszkodzeń na konstrukcję rusztowania, obliczenia należy przeprowadzić z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznej. Należy też zweryfikować model prętowy ramy, przyjęty do obliczeń całej konstrukcji. W obliczeniach warto też uwzględniać rzeczywiste imperfekcje geometryczne. Imperfekcje rzeczywiste, ze względu na swój nieregularny charakter, mogą dodatkowo zwiększać wartości naprężeń. Na ostateczny stan naprężeń w konstrukcji rusztowania bardzo duży wpływ ma lokalizacja, a także liczebność elementów posiadających uszkodzenia.

### Bibliografia

- [1] Robak A., Pieńko M., Błazik-Borowa E.: *Analysis of Exploitation Damages of the Frame Scaffolding*, MATEC Web of Conferences, vol. 284, p. 1-14, 2019
- [2] Robak A.: *Wpływ uszkodzeń mechanicznych na nośność głównych elementów konstrukcyjnych systemu fasadowego rusztowań budowlanych*, Przegląd Budowlany, nr 7-8, s. 51-57, 2022
- [3] PN-EN 12811-1, Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy – Część 1: Rusztowania Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania, 2007.
- [4] Błazik-Borowa E.: *Obciążenia i oddziaływania na rusztowania jako konstrukcje inżynierskie*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, 2018.



## SYMULACJA REALIZACJI ROBÓT BUDOWLANYCH W OPARCIU O MODEL DYNAMIKI SYSTEMÓW

Grzegorz Śladowski<sup>1</sup>, Bartłomiej Szewczyk<sup>2</sup>, Bartłomiej Sroka<sup>3</sup>, Krzysztof Barnas<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: grzegorz.sladowski@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: bartlomiej.szewczyk@pk.edu.pl

<sup>3</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: bartlomiej.sroka@pk.edu.pl

<sup>4</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Architektury, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: krzysztof.barnas@pk.edu.pl

**Słowa kluczowe:** *myślenie systemowe, dynamika systemów, ryzyko, roboty budowlane.*

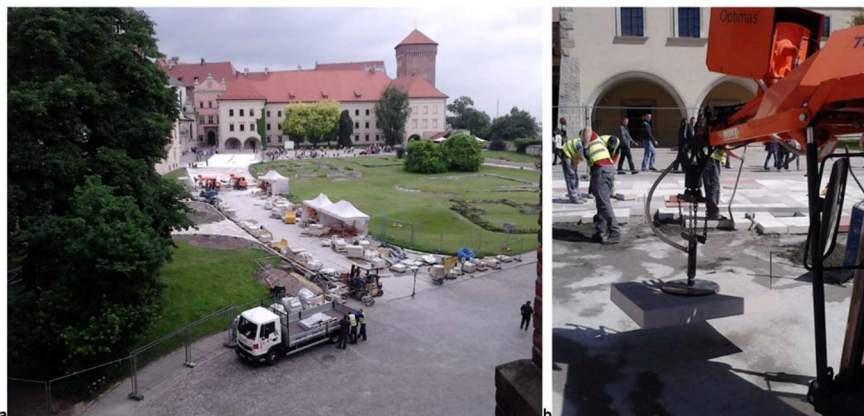
### 1. Wstęp

Współczesne trendy w planowaniu przedsięwzięć budowlanych charakteryzują się intensywnym rozwojem metod planowania w warunkach ryzyka i niepewności. Do modelowania przedsięwzięć stosowane są tzw. sieci zadaniowe w notacji jedno lub dwupunktowej, których struktura logiczna określa zależności technologiczno-organizacyjne pomiędzy robotami budowlanymi planowanego przedsięwzięcia. Obok struktury logicznej definiowane są funkcje, które opisane na węzłach i łukach tych sieci określają parametry (np. czas i koszt realizacji, zapotrzebowanie na zasoby) poszczególnych robót budowlanych. Szacowanie tych parametrów często sprowadza się do stosowania metod delfickich, wykorzystania: baz normatywnych, teoretycznych rozkładów prawdopodobieństwa (np. beta, normalny itp.) czy też elementów logiki rozmytej. Jednak większość wyżej wymienionych podejść do szacowania podstawowych parametrów planowanego przedsięwzięcia już na poziomie pojedynczych robót budowlanych zaniebija analizę ich złożoności i roli emergentnych właściwości jako formy odpowiedzi na wpływ czynników ryzyka oraz skutki jakie te czynniki wywołują. Efektywne szacowanie czasu lub kosztów realizacji danej roboty budowlanej wymaga bowiem zbadania podstawowych, dynamicznych, często nieliniowych, relacji pomiędzy elementami systemu (ludzie, materiały, maszyny itd.) oraz ich interakcji ze środowiskiem zewnętrznym. W literaturze przedmiotu można znaleźć przykłady wykorzystania tzw. myślenia systemowego w analizie robót budowlanych traktowanych jako złożone systemy, w których wzajemnie powiązane i dynamicznie oddziaływujące na siebie elementy zorientowane są na osiągnięcie określonych celów [1, 2]. Podstawowym podejściem analitycznym związanym z myśleniem systemowym jest dynamika systemów (ang. system dynamics – SD), która w ciągu ostatnich pięciu lat cieszy się coraz większym zainteresowaniem wśród badaczy zarządzania w budownictwie [2]. Ważnym obszarem tych badań jest szacowanie podstawowych

parametrów realizacji przedsięwzięć budowlanych (takich jak czas i koszt) z uwzględnieniem wpływu ryzyka. Zdecydowana większość publikacji dotycząca wykorzystania koncepcji dynamiki systemów do tego celu skupia się na pojedynczych czynnikach ryzyka takie jak: niekorzystne warunki atmosferyczne, problemy z dostępnością zasobów itd., które wpływają na wyżej wymienione parametry. Mało jest jednak modeli kompleksowych, w których uwzględnia się zbiorczy charakter tych wpływów [3]. Dodatkowo należy zwrócić uwagę, że podejścia te zasadniczo wykorzystywane są do analizy złożonych systemów na poziomie ogólnym przedsięwzięcia i niewiele jest opracowań umożliwiających badania zachowania się takich systemów na poziomie podstawowym, czyli pojedynczej roboty budowlanej. Celem autorów było opracowanie modelu dynamiki systemów, który uwzględnia dynamiczne i nieliniowe, relacje pomiędzy elementami (ludzie, materiały, maszyny itd.) roboty budowlanej oraz jej reakcję na podstawowe czynniki ryzyka takie jak: absencja chorobowa robotników budowlanych, problemy z dostępnością materiałów, awaryjność maszyn budowlanych, problemy z dotrzymaniem wymagań projektowych, czy też podatność prac na złe warunki atmosferyczne [4]. Dodatkowym osiągnięciem autorów niniejszego opracowania jest analiza problemu zapewnienia jakości modelowanych prac budowlanych poprzez uwzględnienie występowania błędów realizacyjnych i efektu uczenia się robotników budowlanych.

## 2. Materiały i metody

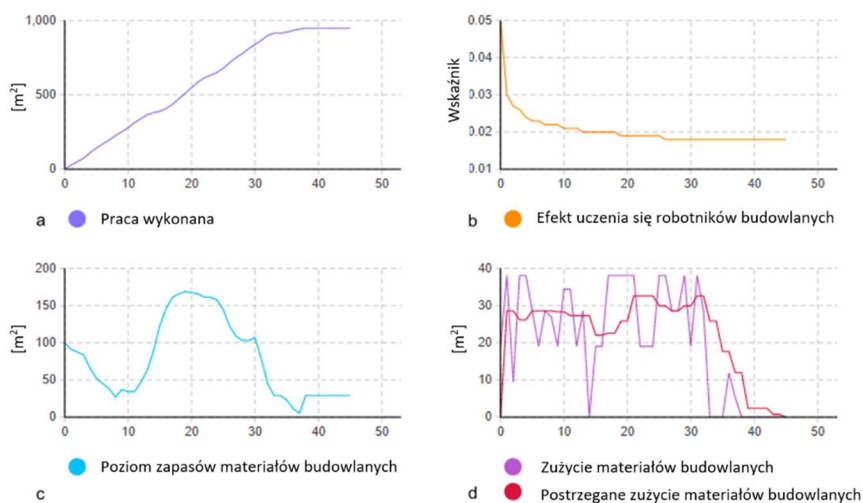
Dynamika systemów jest koncepcją modelowania złożonych systemów i ich symulacji o charakterze ciągłym, która została opracowana przez zespół pracowników pod kierunkiem J. W. Forrestera z Massachusetts Institute of Technology [5]. U podstaw dynamiki systemów leży tak zwane myślenie systemowe, które identyfikuje zależności przyczynowo skutkowe w tym pętle sprzężenia zwrotnego między elementami złożonego systemu, co w konsekwencji determinuje sposób jego zachowania [6, 7]. W początkowym etapie modelowania tworzone są diagramy przyczynowo skutkowe (ang. causal-loop diagrams), które przedstawiają ogólną strukturę i zależności w systemie. Ilościowa analiza dynamiki systemów opiera się na tzw. diagramach przepływowych (ang. flow diagrams), które opisują badany system w kategoriach poziomów i przepływów. W diagramie przepływowym do modelowania struktury złożonego systemu wykorzystuje się trzy podstawowe typy zmiennych: *poziom* (ang. *level*), która określa chwilowy stan danego elementu w systemie, *przepływ* (ang. *flow*) określająca szybkość zmiany wartości poziomów oraz *zmiennie pomocnicze*, które umożliwiają regulację wielkości przepływów zależnie od informacji o chwilowych stanach systemu. Konsekwencją wyżej wymienionego modelowania jest budowa układów równań różniczkowych, które określają zachowanie się badanego systemu w czasie. Opracowany przez autorów model symulacyjny z wykorzystaniem wyżej wymienionego podejścia został zaprezentowany na przykładzie roboty budowlanej związanej z wykonaniem warstwy ścieralnej z nawierzchni z płyt kamiennych ciągu pieszojezdnego o powierzchni 948 m<sup>2</sup> zlokalizowanego na terenie obiektu zabytkowego w Krakowie (Fot. 1). Do budowy modelu i jego analizy symulacyjnej wykorzystano dedykowane do tego celu narzędzie informatyczne o nazwie Anylogic [8].



**Fot. 1.** Roboty drogowe związane z układaniem warstwy ścieralnej nawierzchni z płyt kamiennych: a) widok placu budowy, b) wózek samojezdny z przyssawką hydrauliczną do transportu płyt kamiennych w obrębie placu budowy

### 3. Wyniki

Na podstawie opracowanych danych wejściowych przeprowadzono symulację, a uzyskane wyniki potwierdziły potencjał aplikacyjny zaproponowanego podejścia (Rys. 2).



**Rys. 2.** Wybrane wykresy zachowania modelu systemu analizowanej roboty budowlanej w czasie: a) praca wykonana narastająco do wartości 948 m<sup>2</sup> nawierzchni, b) efekt uczenia się robotników budowlanych w procesie zapewnienia jakości wykonywanych prac, c) poziom zapasów materiałów budowlanych w cyklu realizacji prac, d) zestawienie różnicy pomiędzy postrzeganym zużyciem materiałów budowlanych a ich faktycznym wykorzystaniem w czasie

Otrzymany wynik czasu realizacji analizowanej roboty budowlanej wyniósł 38 dni roboczych i pokrywał się z tym realizowanym w rzeczywistości co świadczy o dobrym przybliżeniu modelu do rzeczywistości. Wydajność brygady roboczej determinowana była

nie tylko przez takie czynniki ryzyka jak absencja chorobowa, warunki atmosferyczne czy w mniejszym stopniu awaria maszyn, ale także aspekt zarządzania zamówieniami. Przy założonych parametrach modelu dotyczących gospodarki zapasami materiałów można było zidentyfikować okresy, w których niski stan zapasów materiałów na budowie nie pozwalał na realizację pełnego zakresu prac przy danym poziomie wydajności brygady roboczej. Dodatkowo otrzymano informację o 30 m<sup>2</sup> niewykorzystanego materiału jaki pozostał na placu budowy po zakończeniu symulowanych prac.

#### 4. Wnioski

Wynik przeprowadzonej symulacji ujawnia zachowanie się systemu w czasie, wskazując także jego słabe punkty. Przedstawiony system można więc optymalizować w aspekcie minimalizacji czasu realizacji roboty budowlanej. Należy zwrócić uwagę, że zaproponowany model dynamiki systemu ma charakter ogólny, co może czynić go uniwersalnym na potrzeby szacowania czasu realizacji robót budowlanych z możliwością jego ewentualnego rozszerzenia, w celu dostosowania go do konkretnego przypadku roboty budowlanej, uwzględniającego jej specyfikę, w tym ekspozycję na ryzyko, czy nietypowe warunki realizacji. Potwierdzenie wyżej wymienionego faktu wymaga jednak dalszego testowania modelu na przykładach innych robót budowlanych. Kierunki dalszych badań powinny skupiać się również na rozszerzeniu przedmiotowego modelu o możliwość szacowania także kosztów wykonania robót budowlanych, które są równie istotnym, obok czasu, parametrem realizacji przedsięwzięć budowlanych i w konsekwencji opracowanie podejścia do wielokryterialnej optymalizacji takich systemów.

#### Bibliografia

- [1] Zhu J.: *A System-of-Systems Framework for Assessment of Resilience in Complex Construction Projects*, Doctoral dissertation, Florida International University, Miami, Florida 2016.
- [2] Xu X., Zou P. X.: *System dynamics analytical modeling approach for construction project management research: A critical review and future directions*. *Frontiers of Engineering Management*, 2021, 8(1), 17-31.
- [3] Nasirzadeh F., Nojedehi P.: *Dynamic modeling of labor productivity in construction projects*. *International journal of project management*, 2013, 31(6), 903-911.
- [4] Dawood N.: *Estimating project and activity duration: a risk management approach using network analysis*. *Construction Management & Economics*, 1998, 16(1), 41-48.
- [5] Forrester J.: *Industrial dynamics*, Productivity Press. Portland 1958.
- [6] Sterman J.: *Business Dynamics – Systems Thinking and Modeling for a Complex World*. McGraw Hill, New York 2000.
- [7] Łatuszyńska M.: *Modelowanie i symulacja w zarządzaniu produkcją*. *Przegląd Organizacji*, 2015, (12), 51-57.
- [8] źródło internetowe, <https://www.anylogic.com/>, dostęp: 07.06.2023 r.





**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 7**

**KONSTRUKCJE BETONOWE**





## ANALIZA NUMERYCZNA I EKSPERYMENTALNA PREFABRYKOWANYCH PŁYT BETONOWYCH ZE ZBROJENIEM WYSOKIEJ WYTRZYMAŁOŚCI W SZCZEGÓLNYCH WARUNKACH PODPARCIA

Maciej Dutkiewicz<sup>1</sup>, Vadim Griniiov<sup>2</sup>, Paweł Majkowski<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Bydgoska, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, mail: macdut@pbs.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Bydgoska, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, mail: vadim.griniiov@pbs.edu.pl

<sup>3</sup> Szkoła doktorska Politechniki Bydgoskiej, al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz,  
mail: pawel.majkowski@pbs.edu.pl

**Słowa kluczowe:** odpowiedź na zginanie, płyta żelbetowa, płyta tunelowa, specjalne mocowanie.

### 1. Wstęp

W zależności od warunków geotechnicznych, charakteru i kierunku obciążenia w wyrobiskach górniczych mogą być stosowane prefabrykowane konstrukcje betonowe o różnych kształtach przekroju: z elementów prostoliniowych, z elementów prostoliniowych i krzywoliniowych, tylko z elementów krzywoliniowych.

Obudowy wyrobisk z prefabrykatów żelbetowych charakteryzują się trwałością, ognioodpornością oraz kilkakrotnie mniejszym zużyciem stali w porównaniu z obudowami stalowymi [1-3].

W pracy przedstawiono wyniki analiz eksperymentalnych i numerycznych opisujących odpowiedź płyt prefabrykowanych z betonu zbrojonego prętami stalowymi wysokiej wytrzymałości na działanie sił wywołujących zginanie elementu. Przedmiotem badań eksperymentalnych było 45 płyt żelbetowych umiejscowionych na specjalnie przygotowanym stanowisku. Badano wpływ grubości płyt oraz ich stopnia zbrojenia na wytrzymałość i odkształcalność. Badano strefę środkową płyty, w której jest stały moment zginający.

W celu określenia rzeczywistego naprężenia w stali zbrojeniowej, konieczne jest przeanalizowanie pracy elementów zginanych i określenie rozkładu odkształceń na wysokości przekroju. Pozwoli to znaleźć optymalne zbrojenie badanych płyt.

W badaniach eksperymentalnych zastosowano system diagnostyczny pomiaru przemieszczeń i odkształceń, który w łatwy sposób można zaimplementować w warunkach użytkowania rzeczywistej konstrukcji.

## 2. Materiały i metody

Przedmiotem badań są wąskie płyty żelbetowe o przekroju prostokątnym, szerokości 0,50 m, wysokości przekroju (0,08, 0,10, 0,12) m i długości 2,00 m. Wykonano trzy grupy płyt, łącznie 45 sztuk (Tabela 1). Każdą grupę stanowią płyty trzech serii. Płyty są zbrojone wzdłuż długiego boku prętami podłużnymi  $\varnothing 10$  i  $\varnothing 12$  mm ze stali klasy B600B. Pręty podłużne są równomiernie rozmieszczone na szerokości płyty.

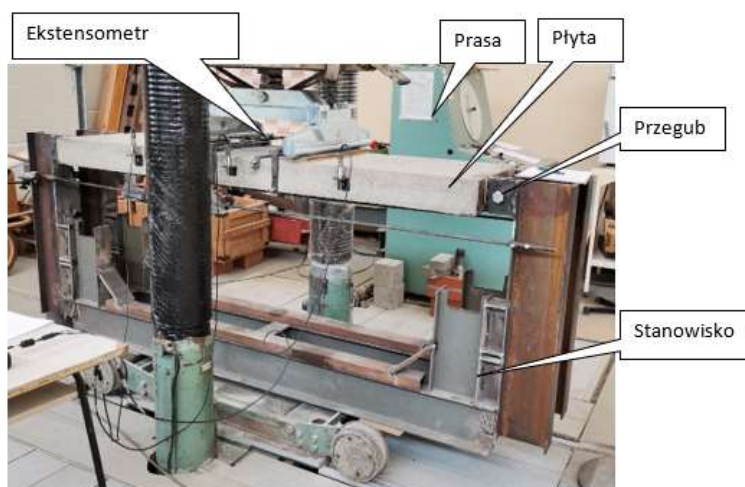
Jako zbrojenie badanych płyt zastosowano nową termomechanicznie wzmocnioną stal zbrojeniową klasy B600B. Badania laboratoryjne potwierdziły wysokie właściwości tego rodzaju stali, granicę plastyczności  $f_y > 650$  N/mm<sup>2</sup>, wytrzymałość na zerwanie  $f_t > 740$  N/mm<sup>2</sup>; wydłużenie względne  $\varepsilon > 14\%$ . Zastosowanie wspomnianego zbrojenia zoptymalizuje zużycie materiałów podczas projektowania płyt [4, 5].

Tabela 1. Dane badanych płyt

Grupa	Płyta	L×B×h (mm)	Liczba sztuk	Zbrojenie	Zbrojenie, ρ, %
I	S80-1	2000×500×80	5	2 $\varnothing 10$ B600B	0,79
	S80-2	2000×500×80	5	6 $\varnothing 12$ B600B	3,40
	S80-3	2000×500×80	5	11 $\varnothing 12$ B600B	6,22
II	S100-1	2000×500×100	5	2 $\varnothing 10$ B600B	0,63
	S100-2	2000×500×100	5	6 $\varnothing 12$ B600B	2,72
	S100-3	2000×500×100	5	11 $\varnothing 12$ B600B	4,98
III	S120-1	2000×500×120	5	2 $\varnothing 10$ B600B	0,52
	S120-2	2000×500×120	5	6 $\varnothing 12$ B600B	2,26
	S120-3	2000×500×120	5	11 $\varnothing 12$ B600B	4,15

Płyty żelbetowe poddane zostały zginaniu ze stałym momentem na szerokości 1/3 przęsła. Płyty miały rozpiętość 2 m i były obciążane dwiema siłami pasmowymi za pomocą prasy hydraulicznej. Obciążenie dobrano w taki sposób, aby zniszczenie płyt nastąpiło po 10-15 krokach po kolejnym obciążeniu. Każdy etap obciążania trwał około 10 minut. W badaniach zastosowano prasę DRWEB 600 firmy WPM o zakresie do 6000 kN oraz stanowisko badawcze (Rys. 1). Płyty zostały przymocowane do stanowiska przegubowo za pomocą specjalnych uchwytów. Takie mocowanie zakładało brak momentów zginających i stworzyło efekt rozciągania i ściskania w badanych elementach.

W analizowanym elemencie badano ugięcia, odkształcenia w strefie ściskanej. Szerokość i moment rysujący określono za pomocą mikroskopu optycznego. Siły wzdłużne w płytach określono za pomocą czujników zamontowanych na stanowisku badawczym, które zostało skalibrowane za pomocą elektronicznego dynamometru HBM-U10M.



Rys. 1. Ogólny widok stanowiska z płytą

### 3. Wyniki

Płyty grupy I, II i III z minimalnym stopniem zbrojenia ( $2\varnothing 10$ ) charakteryzują się łagodnym wzrostem odkształceń ściskanych i łagodnym zniszczeniem betonu strefy ściskanej, zbrojenie osiągnęło granicę plastyczności. Płyty z grup I, II i III z maksymalnym stopniem zbrojenia ( $11\varnothing 12$ ) różniły się charakterem zniszczenia od płyt z minimalnym stopniem zbrojenia – beton został zmiażdżony. Wynika to z faktu, że przekrój jest silnie zbrojony, a 11 prętów nie osiąga granicy plastyczności. To potwierdza, że mniejsze zbrojenie prowadzi do większych odkształceń zbrojenia, większego ugięcia płyt, zwiększenia wysokości zasięgu rys, zmniejszając w ten sposób wysokość ściskanej strefy betonu.

Z analizy wynika, iż większy stopień zbrojenia nie zawsze powoduje wzrost nośności. Płyty o grubości 120 mm z maksymalnym stopniem zbrojenia 4,15% uzyskują maksymalny moment zginający  $ME_{max} = 38,9$  kNm, a płyty o grubości 80 mm z maksymalnym stopniem zbrojenia 6,22% uzyskują moment zginający  $ME_{max} = 18,4$  kNm.

### 4. Wnioski

Stwierdzono, że płyty o większej grubości (120 mm) wykazywały bardziej kruche zniszczenie, podobne do zniszczenia ściskanych elementów betonowych, podczas gdy charakter zniszczenia płyt cienkich (80 mm) był bardziej łagodny. Uzyskano nowe dane dotyczące wzmacniania płyt prętami ze stali klasy B600B.

Wyniki badań eksperymentalnych i numerycznych potwierdziły rezerwy nośności w modelu numerycznym wynikające z niewykorzystania pełnej wytrzymałości betonu w przedskrajnych włóknach strefy ściskanej betonu.

Uzyskane wyniki nośności płyt o różnym stopniu zbrojenia o wysokiej wytrzymałości pozwalają na dalsze projektowanie płyt z wykorzystaniem zbrojenia ze stali B600B.

Uzyskane wyniki eksperymentalne i numeryczne wskazują na potrzebę dalszych prac nad udoskonaleniem modelu numerycznego.

## Bibliografia

- [1] PN-G-06002:1997. Podziemne wyrobiska korytarzowe i komorowe -- Obudowa betonowa monolityczna -- Wymagania i badania.
- [2] <https://helpiks.org/7-9366.html>
- [3] Petraroia D. N., Mark P.: Variable, *full-scale tester for tunnel linings*. Structural Concrete. 2021;22:3353–67. <https://doi.org/10.1002/suco.202000806>.
- [4] Mohammad S. H., Erick A. B., Rémy D. L., and Andrés L.: *High-Strength Steel Bars in Earthquake-Resistant Reinforced Concrete T-Shaped Walls*. ACI Structural Journal, v. 118, No. 1, January 2021. MS No. S-2020-047, <https://doi: 10.14359/51728091>.
- [5] Chiew S. P., Zhao M., & Cai, Y.: *Towards the Use of High Strength Steel for Construction Productivity*. Australasian Structural Engineering Conference: ASEC 2016. <https://hdl.handle.net/10356/80597>.



## PROJEKTOWANIE WZMOCNIEŃ NA ZGINANIE WEDŁUG FIB BULLETIN 90 – METODA DOKŁADNA

Renata Kotynia<sup>1</sup>, Monika Kaszubska<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, Al. Politechniki 6, 93-590 Łódź,  
mail: renata.kotynia@p.lodz.pl

<sup>2</sup> Politechnika Łódzka, Katedra Fizyki Materiałów Budowlanych i Budownictwa  
Zrównoważonego, Al. Politechniki 6, 93-590 Łódź, mail: monika.kaszubska@p.lodz.pl

**Słowa kluczowe:** wzmocnianie, materiały CFRP, zniszczenie, sprężenie, nośność.

### 1. Wstęp

Wzmocnianie elementów żelbetowych na zginanie przy użyciu taśm i mat kompozytowych jest powszechnie stosowaną metodą zwiększania nośności na zginanie elementów, które po zmianie funkcji użytkowej obiektu wykazują niedobór nośności. Konieczność wzmocnienia może również wynikać z powstania dodatkowego obciążenia skupionego lub liniowego na stropie. Taki właśnie przykład stanowi podstawę niniejszego artykułu, w którym zaprezentowano projektowanie wzmocnienia płyty na zginanie przy użyciu taśm węglowych (*Carbon Fiber Reinforced Polymer – CFRP*). Podstawą obliczeń są najnowsze wytyczne *fib* Bulletin 90 [1] w wersji dokładnej.

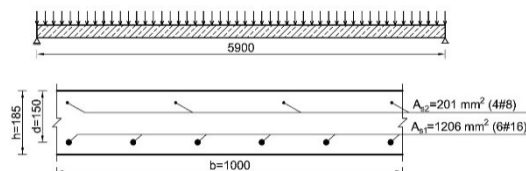
#### 1.1. Przykład obliczeniowy – stan SGU w przęśle – taśmy niesprężone

Obliczenia dotyczą jednoprzęsłowej płyty żelbetowej o przekroju prostokątnym (Rys. 1). W przykładzie przyjęto: otulenie zbrojenia:  $c_{nom} = 27$  mm; beton klasy C35/45 ( $f_{ck} = 35$  MPa,  $f_{cm} = 43,00$  MPa,  $\alpha = 0,85$ ;  $f_{ctm} = 3,21$  MPa,  $f_{ctk} = 0,7f_{ctm} = 2,25$  MPa,  $\gamma_c = 1,5$ ,  $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 19,80$  MPa,  $E_c = 34$  GPa), wysokość użyteczną  $d = 150$  mm; zbrojenie górne  $A_{s2} = 201$  mm<sup>2</sup> (4  $\varnothing$  8 mm) i dolne  $A_{s1} = 1206$  mm<sup>2</sup> (6  $\varnothing$  16 mm); stal zbrojeniową  $f_{yk} = 400$  MPa ( $E_s = 200$  GPa,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $f_{yd} = 348$  MPa). Jako wzmocnienie zastosowano taśmy z włókien węglowych (CFRP) o wytrzymałości na rozciąganie:  $f_{fk} = 2500$  MPa ( $E_f = 160$  GPa,  $\varepsilon_{fu} = 1,6\%$ ,  $\gamma_f = 1,25$ ;  $\gamma_{fb} = 1,5$ ,  $f_{fd} = 2000$ , MPa,  $b_f = 100$  mm,  $t_f = 1,2$  mm).

1. Obciążenie stałe charakterystyczne od ciężaru płyty i wykończenia:  $G_{1k} = 6,41$  kN/m<sup>2</sup>

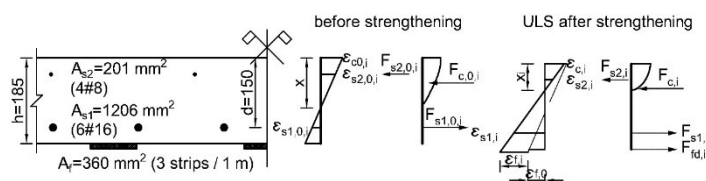
2. Obciążenie charakterystyczne ( $G_{2k}$ ) od ściany grubości 100 mm i wysokości 3 m wynosi:  $G_{2k} = 5,70$  kN/m<sup>2</sup>. Założono, że 41% obciążenia od ściany będzie przejmowane przez rozważany 1 m szerokości płyty (strefa, na którą oddziałuje obciążenie od ściany: grubość ściany + 2  $\times$  grubość płyty + rozpiętość płyty / 3 = 2,43 m). Obciążenie użytkowe przyjęto zgodnie z normą (kat. użyt. A:  $Q_{k,1} = 2$  kN/m<sup>2</sup>). Przyjmując:  $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ,  $\gamma_{G,inf} = 1,00$ ,  $\gamma_{Q,1} = 1,50$ ,  $\xi = 0,85$ ,  $\psi_{0,1} = 0,7$ , otrzymuje się dla stanu granicznego nośności: (6.10a)  $1,35 (G_{1k} + 0,41G_{2k}) + 1,5 \cdot 0,7 Q_{k,1} = 13,91$  kN/m; (6.10b)  $0,85 \cdot 1,35 (G_{1k} + 0,41G_{2k}) + 1,5Q_{k,1} = 13,04$  kN/m. Do dalszych obliczeń przyjęto wartość otrzymaną według 6.10a:

$M_{Ed} = 60,52$  kN·m. Przyjęte zależności naprężenie – odkształcenie dotyczące przyjętych w obliczeniach materiałów są identyczne jak w [2].



Rys. 1. Schemat statyczny płyty wraz ze zbrojeniem

Metoda dokładna opiera się na analizie naprężeń przyczepności taśm CFRP do betonu na odcinkach między rysami. Warunek nośności jest spełniony, jeśli siła w taśmach CFRP  $\Delta F_{fEd}$  jest mniejsza niż siła przyczepności taśm do betonu:  $\Delta F_{fRd}$  na każdym odcinku pomiędzy rysami:  $\Delta F_{fEd} \leq \Delta F_{fRd}$ . Metoda bazuje na analizie przyrostu siły w taśmach CFRP na odcinkach pomiędzy rysami, obliczonego na podstawie sił rozciągających w miejscach występowania kolejnych rys: należy ustalić niezbędne wielkości do obliczenia rozstawu rys. Moment rysujący oblicza się przy założeniu  $f_{ctm,surf} = f_{ctm}$ ,  $W_{c,0} = 5704$  166,67 mm<sup>3</sup>. Stan odkształcenia i układ sił prezentuje rys. 2.



Rys. 2. Odształcenia i siły w płycie wzmocnionej taśmami CFRP bez sprężenia:  
a) przed wzmocnieniem, b) w trakcie wzmocniania, c) w stanie granicznym nośności

Na podstawie otrzymanych wyników ustalono zmianę siły rozciągającej  $\Delta F_{fEd}$  między kolejnymi rysami:  $F_{fEd} = F_{fd}$ . Charakterystyczne naprężenia przyczepności w funkcji rozstawu rys określa wzór (6). Parametry  $s_{0k}$  i  $\tau_{b1k}$  przyjęto dla 5% wartości charakterystycznej, stąd  $s_{0k} = 0,20$  mm oraz  $\tau_{b1k} = 0,37 \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} = 4,35$  MPa. Udział sił tarcia i krzywizny określają wzory (7-8), a  $\tau_{bFk} = 10,8 \alpha_{cc} f_{cm}^{-0,89} = 0,32$  MPa.

$$\Delta F_{fRd} = \frac{\Delta F_{fk,B} + \Delta F_{fk,F} + \Delta F_{fk,C}}{\gamma_{fb}} \quad (1)$$

$$\Delta F_{fk,B} = \begin{cases} \Delta F_{fk,B}^G - \frac{\Delta F_{fk,B}^G - \Delta F_{fk,B}^D}{\Delta F_{fk,B}^D} F_{fEd} & \text{dla } F_{fEd} \leq F_{fk,B}^D \\ \sqrt{b_f^2 \tau_{b1k} s_{0k} E_f t_f + F_{fEd}^2} - F_{fEd} & \text{dla } F_{fk,B}^D < F_{fEd} < F_{fd} \end{cases} \quad (2)$$

$$\Delta F_{fk,B}^G = f_{fbk}(s_r) b_f t_f = 122,57 \text{ kN} \quad (3)$$

$$\Delta F_{fk,B}^D = \sqrt{b_f^2 \tau_{b1k} s_{0k} E_f t_f + F_{fk,B}^{D2}} - F_{fk,B}^D = 101,24 \text{ kN} \quad (4)$$



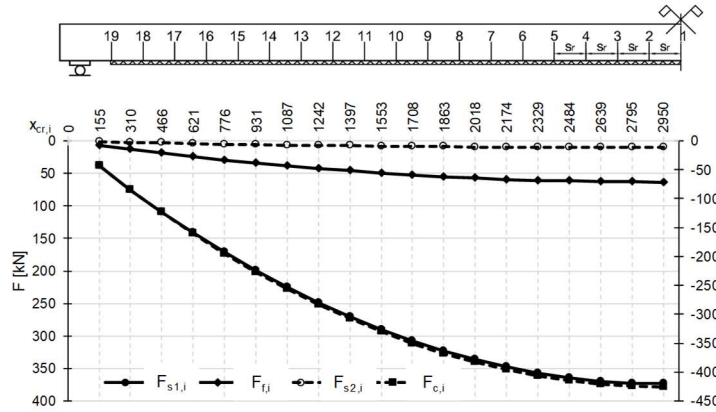
$$F_{fk,B}^D = \frac{s_{0k} E_f b_f t_f}{s_r} - \tau_{b1k} \frac{s_r b_f}{4} = 23,57 \text{ kN} \quad (5)$$

$$f_{fbk}(s_r) = \begin{cases} \sqrt{\frac{E_f s_{0k} \tau_{b1k}}{t_f} \frac{s_r}{l_e} \left(2 - \frac{s_r}{l_e}\right)} & \text{dla } s_r < l_e = 340,47 \text{ MPa;} \\ \sqrt{\frac{E_f s_{0k} \tau_{b1k}}{t_f}} & \text{dla } s_r \geq l_e \end{cases} \quad (6)$$

$$l_e = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f s_{0k}}{\tau_{b1k}}} = 147,64 \text{ mm}$$

$$\Delta F_{fk,F} = \begin{cases} 0 & \text{dla } F_{fEd} \leq F_{fk,B}^D \\ \tau_{bFK} b_f \left[ s_r - \frac{2t_f E_f}{\tau_{b1k}} \left( \sqrt{\frac{\tau_{b1k} s_{0k}}{E_f t_f} + \frac{F_{fEd}^2}{b_f^2 t_f^2 E_f^2}} - \frac{F_{fEd}}{b_f t_f E_f} \right) \right] & \text{dla } F_{fk,B}^D < F_{fEd} < F_{fd} \end{cases} \quad (7)$$

$$\Delta F_{fk,C} = s_r K_k \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_c}{h} b_f \quad (8)$$



Rys. 3. Rozkład sił w miejscu powstawania rys (wyniki na podstawie iteracji)

### 1.2. Przykład obliczeniowy – stan SGU naprężeń, rys i ugięć

W stanie granicznym użyteczności poddano analizie stan graniczny naprężeń, który wykazał spełnienie warunku naprężeń:

$$\sigma_f = E_f \bar{\varepsilon}_f = 1203,25 \text{ MPa} < \sigma_{flim} = 0,8 f_{fuk} = 2000 \text{ MPa} \quad (9)$$

Podobnie SGU rys potwierdziło warunek:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) = 0,105 \text{ mm} \quad (10)$$

Jedynie SGU ugięć nie wykazał pozytywnych wartości:

$$a = \zeta a_{If} + (1 - \zeta) a_l = 34,1 \text{ mm} > a_{per.} = L/250 = 23,6 \text{ mm} \quad (11)$$

To wymagało wprowadzenia wzmocnienia w postaci 8 sprężonych taśm CFRP o innych parametrach geometrycznych ( $t_f = 1,4 \text{ mm}$ ,  $b_f = 100 \text{ mm}$ ) i wytrzymałościowych ( $E_f = 210 \text{ GPa}$ ). Co dopiero przyniosło właściwy skutek w postaci ograniczenia ugięć do wartości spełniające warunku SGU:

$$a = 22,9 \text{ mm} < a_{per.} = L/250 = 23,6 \text{ mm} \quad (12)$$

## 2. Wnioski

Analiza ICD wykazała, że  $\Delta F_f E_d / \Delta F_f R_d$  jest w zakresie od 0,01 do 0,08, w zależności od miejsca przekroju. Dla porównania w metodzie uproszczonej naprężeń FRP, w której odkształcenia i naprężenia w FRP są ograniczone, stosunek  $M_{Ed} / M_{Rd}$  jest równy 0,76. Ta sama zasada porównania przedstawionej powyżej metody dla odspojenia końca taśmy, prezentuje wynik  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,44$  i  $F_f E_d / F_f b_d = 0,20$  dla dowolnego miejsca między rysami.

Wyraźnie widać, że metody wymagające większego nakładu obliczeniowego dają niższe wartości w porównaniu z metodą uproszczoną, co sprawia, że metoda dokładna jest znacznie bardziej korzystna ekonomicznie.

Jedynie SGU ugięć pod obciążeniem długotrwałym nie spełnia wymaganej wartości i wymaga wzmocnienia przy użyciu 8 sprężonych taśm. Można oczywiście uznać ten warunek za akceptowalny, skoro nie doszło do przekroczenia szerokości rozwarcia rys.

## Bibliografia

- [1] fib Bulletin 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. 2019.
- [2] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.



## ZASTOSOWANIE STŁUCZKI SZKLANEJ W MAŁOGABARYTOWYCH ELEMENTACH PREFABRYKOWANYCH

Renata Kotynia<sup>1</sup>, Radosław Walendziak<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 93-590 Łódź,  
mail: renata.kotynia@p.lodz.pl

<sup>2</sup> Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 93-590 Łódź,  
mail: radoslaw.walendziak@p.lodz.pl

**Słowa kluczowe:** *stłuczka szklana, beton z dodatkiem szkła, kostka betonowa, infrastruktura drogowa.*

### 1. Wprowadzenie

Tłuczeń szklany pozyskiwany z odzysku szkła może być ponownie wykorzystany. Część stłuczki odrzucanej w ponownym procesie przetwarzania szkła, zawiera nadal znaczny udział pełnowartościowego szkła, choć o większej ilości wtrąceń trudnych do wyselekcjonowania (bardzo ciemnego szkła, grubych denek butelek i ich szyjek, płytek szklanych i ceramiki). Taki produkt po przekruszeniu i frakcjonowaniu może znaleźć zastosowanie w budownictwie. W ramach przyjętej uchwały w sprawie Programu budowy 100 obwodnic na lata 2020-2030, w całej Polsce powstanie 100 zadań o łącznej długości ok. 820 km [1]. Ponieważ zasoby surowców naturalnych są ograniczone, w strategii wytyczającej kierunki działań poprawiających dostęp do surowców, zwrócono uwagę na jak najszerszym stosowaniu surowców wtórnych [2]. Celem badań objętych niniejszym programem jest potencjalna możliwość zmniejszenia zużycia naturalnych zasobów kruszywa, poprzez wykorzystanie materiałów z recyklingu przy produkcji betonowych elementów niekonstrukcyjnych, takich jak drobnowymiarowe elementy prefabrykowane w budownictwie drogowym i komunikacyjnym.

### 2. Surowce do produkcji prefabrykatów betonowych

#### 2.1. Kruszywo naturalne

Wybór kruszywa do badań doświadczalnych był uwarunkowany uzyskaniem właściwych parametrów mechanicznych betonu, a przy opracowaniu odpowiedniej receptury, również uwzględnia aspekt ekonomiczny. W badaniach doświadczalnych użyto kruszywa naturalne typowe dla betonu cementowego (piasek, żwir), a w celu uzyskania właściwej krzywej uziarnienia stosu okrucowego stosowano również popiół lotny krzemionkowy. Skład mieszanki betonowej obejmował: kruszywo naturalne, kruszywo drobne w postaci piasku płukanego oraz kruszywo grube – żwir frakcji do 16 mm.

## 2.2. Kruszywo z recyklingu szkła

Badania oparto na stłuczce szklanej z recyklingu pobranej bezpośrednio z placu budowy po jej przekruszeniu w celu uzyskania frakcji nie większe niż 16-20 mm. Recykling stanowiło szkło z opakowań, luster oraz szkło okienne. Niesortowana stłuczka szklana wykorzystana do badań miała postać nieforemnych kształtów ograniczonych przez wstępne przesianie do maksymalnej wielkości 16 mm. W laboratorium KBB posortowano stłuczkę poprzez odsianie na sitach 2 mm i 5 mm frakcji 0/2 mm, 2/5 mm, 5/16 mm, rys. 1.



Rys. 1. Szkło frakcjonowane, frakcje: 0/2 mm; 2/5 mm; 5/16 mm

## 2.3. Cement

Do badań użyto dwa rodzaje cementów – cement portlandzki CEM I 42,5R oraz cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S 42,5N. Cement CEM II/A-S charakteryzował się najniższą zawartością alkaliów, ekwiwalent  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = 0,57\%$ , cement portlandzki CEM I 42,5R typową dla tego rodzaju, wysoką zawartością alkaliów, ekwiwalent  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  równy 1,02%.

## 3. Zakres i metodyka badań

Skład mieszanki określono w proporcji dozowania stłuczki szklanej w połączeniu z kruszywem naturalnym w celu uzyskania optymalnych parametrów wytrzymałościowych, niskiej absorpcji wody i dobrej urabialności. Przyjęto mieszankę w składzie kruszywa naturalnego o uziarnieniu do 16 mm z wykorzystaniem szkła z recyklingu. W betonie referencyjnym wyjściowo założono zastosowanie cementu portlandzkiego w ilości  $320 \text{ kg/m}^3$  i stosunek  $w/c = 0,45$ , stanowił przykład betonu przeznaczonego do elementów prefabrykowanych. Beton referencyjny (Z1-0), jak i pozostałe nie był napowietrzany.

### 3.1. Badania z zastosowaniem cementu CEM I 42,5R

W pierwszym etapie badań oceniono podstawowe parametry betonu, wytrzymałość i nasiąkliwość mieszanek z cementem rodzaju CEM I 42,5R. Wyniki wytrzymałości na ściskanie i nasiąkliwości próbek betonu oceniano po 7 do 190 dniach dojrzewania w wodzie. Badania przeprowadzono na próbkach sześciennych o boku 150 mm.

Nasiąkliwość betonu badano zgodnie z normą PN-EN 1338 w komorze klimatycznej w temperaturze  $+20^\circ\text{C}$  i wilgotności  $\geq 95\%$ . Po tym czasie próbki zanurzono w wodzie, po nasączeniu rozpoczęto suszenie, a już po dwóch dniach suszenia na powierzchni próbek

stwierdzono nieregularne rysy i pęknięcia. Uszkodzenia przebiegały przez całą długość próbki, a szerokość rozwarcia rys wynosiła do 1 mm (Rys. 2). Próbki zarobu Z1-0, który nie zawierał dodatku szkła w składzie nie wykazały żadnych uszkodzeń podczas badania nasiąkliwości. Podczas obróbki termicznej (+60°C) reakcja ulega znacznemu przyspieszeniu. Przy określaniu nasiąkliwości próbki najpierw zostały nasączone wodą, a następnie poddane suszeniu w temperaturze +105°C, co spowodowało przyspieszenie reakcji alkalicznej (ASR – *Alkali-Silica Reaction*) w zaczynie i skutkowało licznymi uszkodzeniami w postaci nieregularnych rys na każdej ze ścian próbki.



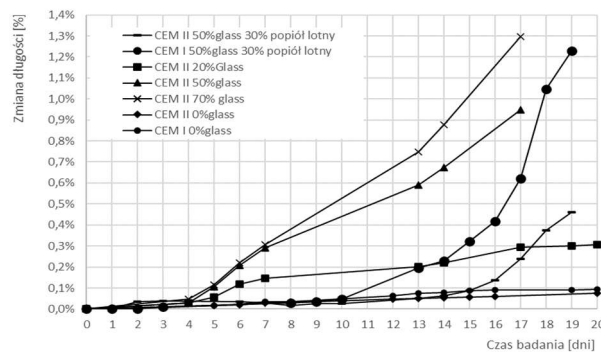
Rys. 2. Pęknięcia ścian próbki zarobów od lewej: Z4-69, Z5-50, Z7-63

### 3.2. Badania reaktywności alkalicznej

Reakcja kruszywa zawierającego rozpuszczalną w alkaliach krzemionkę ASR zachodzi w roztworze zaczynu w porach betonu, prowadząc do silnej ekspansji, co jest przyczyną dalszej degradacji betonu, na co ma duży wpływ wilgotność i temperatura. Najsilniejsza ekspansja występuje w temperaturze pokojowej przy wilgotności względnej 80%, czemu towarzyszy tworzenie się na powierzchni ziaren żelu krzemianów sodu i potasu [3]. Jednym z czynników decydujących o wystąpieniu reakcji alkaliów z kruszywem reaktywnym w betonie jest odpowiednio duża zawartość tlenków sodu i potasu, czyli alkaliów. Głównym źródłem alkaliów w betonie są: cement portlandzki, popiół ze spalania węgla, alkalia z zewnętrznego środowiska (sól do odladzania, sól morską, zasolenie piasku). Zgodnie z tymi założeniami docelowo wybrano cement portlandzki żuźlowy rodzaju CEM II/A-S42,5N. Dodatkowo w celach poznawczych wykorzystano powszechnie dostępny cement portlandzki CEM I 42,5R, jako najbardziej zalecany do zastosowania w prefabrykacji. Niestety, badania potwierdziły, że cement ten wykazywał silną reakcję ASR.

W celu oceny reaktywności krzemionki przeprowadzono badania reaktywności alkalicznej zaprawy cementowej z dodatkiem stłuczki szklanej, metodą przyspieszoną wg PB/1/18. Skład zaprawy powinien odpowiadać proporcjom cementu do kruszywa 1:2,25 (w tym przypadku mieszaniny piasku i szkła frakcji 0/2 mm). Zastosowano współczynnik w/c równy 0,47, cement rodzaju CEM II/A-S42,5N oraz CEM I 42,5R. W celu oceny skuteczności zapobiegania reaktywności alkalicznej przez dodatki typu II, w składzie mieszanek zastosowano popiół lotny (PL). Belecзки zostały zanurzone w roztworze 1 M NaOH, w temperaturze +80°C na okres min. 14 dni. Próbki oznaczone A10G i A20G były referencyjne (nie zawierały w składzie dodatku szkła). Próbki A220G wykonane z cementu CEM II/A-S42,5N oraz piasku i 20% szkła, przechowywane w 1-molowym roztworze NaOH o temperaturze 80±2°C, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,22%, a po 20 dniach 0,31%. Próbki A250G wykonane z cementu CEM II/A-S 42,5N oraz piasku i 50% szkła, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,59%, a po 17 dniach 0,95%. Próbki tej samej klasy cementu i 70% ilością szkła

A270G, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,88%, a po 17 dniach aż 1,30%. Próbki A150G30PL wykonane z cementu portlandzkiego CEM I 42,5R, piasku i 50% szkła oraz dodatku popiołu lotnego (PL) w ilości 30% masy cementu, przechowywane w roztworze NaOH o temperaturze  $80\pm 2^{\circ}\text{C}$ , wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,23%, a po 19 dniach aż 1,22%. Próbki A2 50G 30PL wykonane z cementu portlandzkiego CEM II/A-S42,5N, piasku i 50% szkła oraz dodatku popiołu lotnego w ilości 30% masy cementu, przechowywane w roztworze NaOH w temperaturze  $80\pm 2^{\circ}\text{C}$ , wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,06%, a po 19 dniach aż 0,46%. Porównując wyniki próbek z dodatkiem popiołu lotnego do próbek bez tego dodatku można stwierdzić, że wpływa on znacząco na zmniejszenie zmian długości próbek. W odniesieniu do wyników po 14 dniach badania, odnotowano 10-krotnie mniejsze wydłużenie (0,59-0,06%) próbek z popiołem lotnym w składzie, a po 19 dniach już tylko 2-krotne mniejsze (1,52-0,46%). Wykresy wszystkich próbek pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Wykres zmian długości próbek w czasie dla różnych klas cementów

#### 4. Wnioski

Badania potwierdziły, że kruszywo szklane z recyklingu może być stosowane w betonie jako materiał zastępujący kruszywo naturalne, jednak w ograniczonym zakresie. Uzyskane wyniki badań potwierdzają odporność betonu na agresję spowodowaną działaniem mrozu i ścieraniem. Mimo spełnienia wymagań trwałościowych, decydującym czynnikiem związanym z betonem, jest niska odporność na alkalia-krzemionka. Badania reaktywności alkalicznej na próbkach zaprawy z cementem portlandzkim, jak i żuźlowym oraz dodatkiem szkła frakcji 0/2 mm wykazały zmiany próbek przekraczające wartości graniczne. Dodatek popiołu lotnego znacznie ogranicza reakcje ASR. Dlatego udział stłuczki szklanej należy ograniczyć do 20% masy kruszywa. Nie zaleca się stosowania cementu portlandzkiego rodzaju CEM I 42,5R o wysokiej zawartości alkaliów.

#### Bibliografia

- [1] Program budowy 100 obwodnic na lata 2020–2030. Dostęp (online) Program budowy 100 obwodnic na lata 2020 - 2030 - Ministerstwo Infrastruktury - Portal Gov.pl ([www.gov.pl](http://www.gov.pl)).
- [2] Szruba M.: *Kruszywa w budownictwie drogowym i kolejowym*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne. Marzec – Kwiecień 2020.
- [3] Kurdowski W.: *Chemia cementu i betonu*. Wydawnictwo Polski Cement, PWN. 2010.



## JAKIE STRZEMIONA WARTO STOSOWAĆ WE WSPORNIKACH O SMUKŁOŚCI ŚCINANIA $a/d = 0,5$ ?

Lukasz Krawczyk<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Politechniki 6, 93-590 Łódź, mail: lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

**Słowa kluczowe:** krótki wspornik, obliczenia nieliniowe, strzemiona, konstrukcje żelbetowe, zbrojenie.

### 1. Wprowadzenie

W niniejszym artykule podjęto analizę nośności krótkich wsporników o smukłości  $a/d = 0,5$  z wykorzystaniem nieliniowej metody elementów skończonych. Motywacją do podjęcia tematyki jest model obliczeniowy wsporników przyjęty w obowiązującej normie PN-EN 1992-1-1 [1], którego stosowanie wzbudza pewne wątpliwości, które omówiono w punkcie 2. Bezpośrednią inspiracją do stworzenia modeli obliczeniowych były wsporniki zbadane przez Eibla i Zellera [2]. Dodatkowo nośność wsporników została obliczona z wykorzystaniem procedury normowej PN-EN 1992-1-1.

Na podstawie wszystkich dostępnych opracowań należy stwierdzić, że zbrojenie uzupełniające wpływa korzystnie na nośność wsporników. Bardzo przejrzysto udowodniono to w pracy Nagrodzkiej-Godyckiej [3, 4].

### 2. Wątpliwość dotycząca postanowień normy

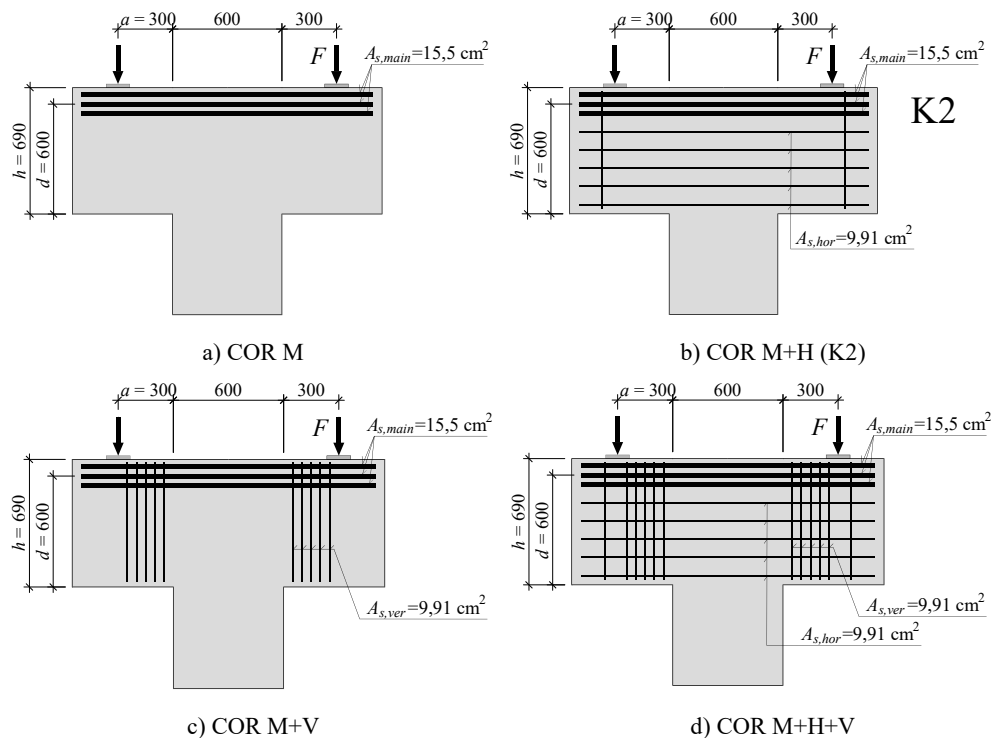
Procedura normowa PN-EN 1992-1-1 [1] wymaga stosowania zbrojenia głównego oraz uzupełniającego w postaci strzemion poziomych, albo pionowych w zależności od smukłości ścinania. We wspornikach charakteryzujące się stosunkiem  $a/h > 0,5$  powinny znajdować się strzemiona pionowe, natomiast w przypadku  $a/h \leq 0,5$  należy wykorzystać pręty poziome. Zastanawiające wydaje się samo wskazania ścisłej granicy pomiędzy stosowaniem zbrojenia w dwóch ortogonalnych kierunkach. Bardziej logiczne wydawałoby się określenie trzech przedziałów smukłości, w których należy zastosować strzemiona: pionowe; poziome; oraz pośredniego, w którym należy użyć prętów zarówno pionowych jak i poziomych, albo zbrojenia ukośnego.

### 3. Obliczenia metody elementów skończonych

W celu przeanalizowania opisanej wątpliwości przygotowano modele obliczeniowe w programie do nieliniowej analizy metodą elementów skończonych ATENA [5]. Wszystkie elementy mają identyczny kształt, różnią się między sobą zastosowanym zbrojeniem. Wspornik COR M ma jedynie zbrojenie główne. Elementy COR M+H, COR M+V, COR M+H+V dodatkowo zbrojenie uzupełniające w postaci strzemion poziomych, pionowych, zarówno poziomych jak i pionowych.

Kształt elementów był taki jak w badaniach Eibla i Zellera [2]. Model COR M+H odpowiadający wspornikowi K2 (Rys. 1). Wprowadzono podkładkę pod siłą o wymiarach  $30 \times 13 \times 2$  cm.

W programie ATENA rozpatrzono modele trójwymiarowe. Beton odwzorowano materiałem typu Cementitious 2 [5] przyjmując  $f_c = 24,5$  MPa i pozostałe właściwości odpowiadające tej wytrzymałości, takie jak w normie. Założono energię pęknięcia  $G_f = 0,0475$  kN/m, współczynnik ścinania 20, maksymalny wymiar kruszywa  $d_g = 2$  cm, minimalny rozstaw rys 5 cm. Do modelowania betonu zastosowano elementy skończone prostokątne z ośmioma punktami całkowania *Gaussa*, ich wielkość to około  $5 \times 5 \times 5$  cm. Stal zbrojeniowa była zadana jako elementy kratownicowe o charakterystyce sprężysto-plastycznej z liniowym wzmocnieniem. Podkładki zamodelowano jako elementy trójwymiarowe wykonane z materiału sprężystego o module sprężystości podłużnej  $E_p = 200$  GPa. Połączenie podkładki i wspornika zrealizowano przez zapewnienie pełnej zgodności przemieszczeń węzłów. Na powierzchni dolnej fragmentu słupa zablokowano możliwość przesuwu we wszystkich kierunkach.



Rys. 1. Kształt i zbrojenie wsporników poddanych analizie numerycznej

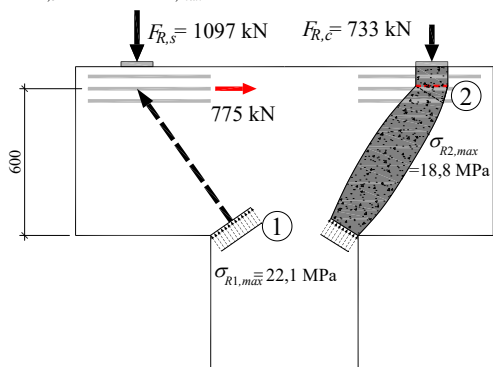
#### 4. Obliczenia według normy PN-EN 1992-1-1 [1]

Do obliczeń nośności wspornika przyjęto granicę plastyczności stali  $f_y = 500$  MPa oraz wytrzymałość na ściskanie betonu  $f_c = 24,5$  MPa. Pozostałe dane przedstawiono na rys. 2. Zgodnie z normą [1] sprawdzono warunki nośności wspornika ze względu na wyczerpanie nośności zarówno zbrojenia jak i betonu. Szczegółowy opis procedury



znajduje się w skrypcie [6]. Za miarodajną przyjmuje się wartość mniejszą z otrzymanych, w tym przypadku  $F_R = \min(F_{R,s}, F_{R,c}) = \min(1097, 733) = 733$  kN, patrz rys. 2, równanie (1).

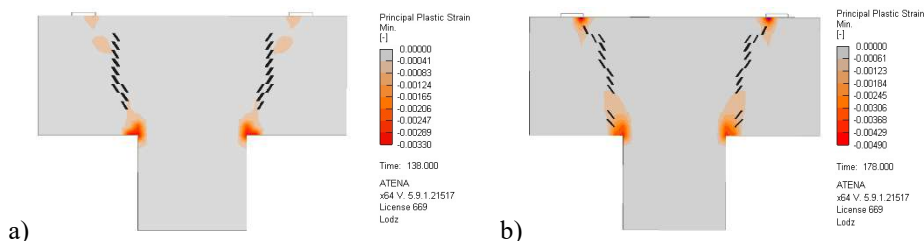
$$F_{R,c} = b \cdot p \cdot \sigma_{R2,max} = 0,30 \cdot 0,13 \cdot 18,8 = 733 \text{ kN} \quad (1)$$



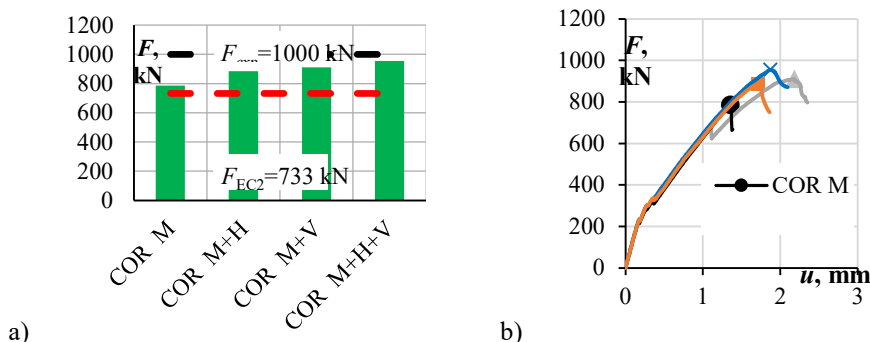
Rys. 2. Nośność wspornika określona ze względu na zbrojenie ( $F_{R,s}$ ) i beton ( $F_{R,c}$ )

### 5. Mechanizm zniszczenia wg obliczeń metodą elementów skończonych

Przed porównaniem nośności sprawdzono czy sposób zniszczenia modeli nieliniowych odpowiadał zniszczeniu wynikającemu z obliczeń normowych. Można stwierdzić, że przy osiągnięciu nośności naprężenia wynosiły około 300 MPa, więc były znacznie niższe od naprężeń powodujących uplastycznienie zbrojenia (500 MPa). W kolejnych krokach obliczeniowych pomimo zwiększenia przemieszczeń podkładki nie wystąpiło zwiększenie wartości siły. Na rys. 3 pokazano układ rys i odkształcenia główne w betonie.



Rys. 3. Rysy i odkształcenia plastyczne w elemencie po spadku siły model a) COR M b) COR M+H



Rys. 4. Wyniki obliczeń: a) nośności modeli numerycznych i wspornika K2 oraz wynik obliczeń normowych, b) zależność siła pionowa – przemieszczenie dla modeli numerycznych

## 6. Wyniki nieliniowych analiz obliczeniowych

Wsporniki charakteryzowały się nośnością  $786 \div 955$  kN, najniższy wynik osiągnął model z samym zbrojeniem głównym, natomiast najwyższy ze zbrojeniem zarówno poziomym jak i pionowym. Pewnym zaskoczeniem jest niższa nośność elementu z dodatkowymi strzemiionami poziomymi (COR M+H 855 kN) od nośności elementu ze zbrojeniem pionowym (COR M+V 910 kN). Wyniki przedstawiono na rys. 4a.

Model COR M+H odpowiadał elementowi K2 z badań Eibla i Zellera [2], więc nośność eksperymentalna powinna być bliska nośności z modelu numerycznego. W symulacji otrzymano nośność niższą o około 15%. Wartość obliczona jest niższym, więc bezpiecznym oszacowaniem eksperymentu, co może mieć związek z nieuwzględnieniem sztywności stycznej i giętej zbrojenia, a w konsekwencji z brakiem występowania części nośności związanej z efektem dyblowania (*dowel action*).

Analizując wykres siły przenoszonej przez wspornik w funkcji jego przemieszczenia pionowego mierzonego pod podkładką, przez którą zadawano obciążenie, można stwierdzić niemal taką samą sztywność wszystkich modeli. Model COR M po osiągnięciu nośności gwałtownie zmniejszył swoją zdolność do przenoszenia sił pionowych (Rys. 4b).

## 7. Podsumowanie

Na podstawie zgromadzonych w artykule badań można stwierdzić:

- Wyniki obliczeń nieliniowych były niższe od nośności eksperymentalnej [2, 3] i wyższe od nośności normowej [1].
- Stosowanie strzemion zwiększa nośność wsporników i powoduje łagodniejszy sposób niszczenia (mniej gwałtowną utratę nośności).
- Wyższą nośnością charakteryzował się model ze strzemiionami pionowymi niż poziomymi, co nie jest spodziewaną obserwacją i nie powinno podlegać uogólnieniu bez dodatkowej analizy.
- Zgromadzone dane nie dają jednoznacznej odpowiedzi na postawione w tytule pytanie. Z całą pewnością można jednak stwierdzić, że stosowanie strzemion wpływa korzystnie na nośność wsporników, co już wcześniej zostało stwierdzone między innymi w pracy Nagrodzkiej-Godyckiej [3].

## Bibliografia

- [1] PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] Eibl J., Zeller W: *Untersuchungen zur Traglast der Druckdiagonalen in Konsolen. Beton- Und Stahlbetonbau*, 88(1), 23–26, 1993.
- [3] Nagrodzka-Godycka K.: *O kształtowaniu zbrojenia poprzecznego krótkich wsporników żelbetowych*. Inżynieria i Budownictwo, 54(6), 330–333, 1998.
- [4] Nagrodzka-Godycka K.: *Wsporniki żelbetowe: badania, teoria, projektowanie*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2001.
- [5] Červenka J., Jendele L., Červenka V.: *ATENA Program Documentation Part 1 Theory*. Cervenka Consulting, Praga 2020.
- [6] Urban T., Krawczyk Ł., Gołdyn M.: *Przykłady projektowania żelbetowych wsporników*. Zeszyt 2, wydanie 4 zmienione, Politechnika Łódzka, Łódź 2021.

„Praca finansowana w ramach programu „FU<sup>2</sup>N” – grant nr W6/3/2022/FUN”



## OCENA WYBRANYCH NORMOWYCH MODELI PRZYCZEPNOŚCI KOMPOZYTÓW FRP DO WZMACNIANIA BETONU

Rafał Krzywoń<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: rafal.krzywon@polsl.pl

*Słowa kluczowe: kompozyt FRP, wzmocnienie betonu, przyczepność.*

### 1. Wstęp

Przyczepność jest jednym z kluczowych czynników decydujących o efektywności zewnętrznego wzmocnienia kompozytowego konstrukcji betonowej. Złożoność zjawiska, a także liczebność czynników decydujących o przyczepności sprawiają, że delaminacja jest najczęściej badanym zagadnieniem związanym ze stosowaniem kompozytów FRP (Fiber Reinforced Polymer) do wzmocniania konstrukcji. Zaowocowało to opracowaniem ponad dwudziestu modeli przyczepności, od prostych, empirycznych, aż po złożone modele teoretyczne. Niektóre z nich stały się podstawą do opracowania wytycznych projektowania. Celem referatu jest ocena statystyczna wybranych, stosowanych w Europie modeli normowych określania przyczepności, w szczególności: zaleceń normy brytyjskiej TR55/2000 [2], normy szwajcarskiej SIA 166/2004 [3], włoskiej CNR-DT200R1/2013 [4] oraz wytycznych fib 90/2019 [5]. Oceny dokonano na podstawie porównania z dostępnymi w literaturze wynikami badań ponad ośmiuset modeli różniących się geometrią oraz właściwościami betonu i kompozytu FRP.

### 2. Porównanie teoretycznej siły przyczepności z wynikami badań laboratoryjnych

Teoretyczne modele delaminacji uzależniają przyczepność od różnych czynników, wśród których można wymienić geometrię, właściwości wytrzymałościowe materiałów, ale również warunki aplikacji, czy też środowiskowe warunki pracy złącza. Niewątpliwie najistotniejszym parametrem jest powierzchnia złącza, ale duże znaczenie mają również wytrzymałość betonu i grubość taśmy kompozytowej, która wpływa na rozkład i wartość naprężeń stycznych w złączu.

Rezultaty porównania sił przyczepności 818 próbek, raportowanych w 41 niezależnych badaniach laboratoryjnych  $F_{b,exp}$ , z wartościami  $F_{ub}$ , obliczonymi według norm [2-5]. Średnio, najbardziej precyzyjnie pozwalają oszacować przyczepność wytyczne fib90 [5], jednak rozrzut wyników jest duży i przede wszystkim aż 49% wyników jest po stronie niebezpiecznej. Założenia norm CNR-DT200 [4] i SIA 166 [3] umożliwiają predykcję przyczepności z nieco mniejszą dokładnością, jednak w wartościach bezwzględnych zapewniają najmniejszy błąd średniokwadratowy RMSE (root mean-square error). Również

procent wyników po stronie niebezpiecznej jest w przypadku obu tych norm mniejszy. Patrząc wyłącznie na wynik średni zdecydowanie odrzucić należy normę brytyjską TR55 [2], która nieakceptowalnie niedoszacowuje wartość siły przyczepności i nie dziwi w tej perspektywie najmniejszy odsetek wyników niebezpiecznych. Przyczyną niedoszacowania w modelu TR55 [2] jest najprawdopodobniej przyjęcie zbyt dużej wartości efektywnej długości zakotwienia, czyli odcinka, na którym następuje rozwój siły przyczepności. Norma CNR-DT200 [4] również stosuje stałe, dolne ograniczenie długości efektywnej zakotwienia, jednak wynosi ono nie 500 mm, a 200 mm.

Oczywiście wynik średni w przypadku standardów projektowych nie zawsze wskazuje najbezpieczniejsze wytyczne. Ważny jest przede wszystkim rozrzut, zwłaszcza w obszarze wyników niebezpiecznych. W celu oceny poziomu niezawodności analizowanych norm posłużono się skalą klasyfikacji punktowej Demerit, zaproponowaną przez Collinsa [7]. Weryfikuje ona dokładność procedur obliczeniowych, przypisując im wagi w zależności od poziomu bezpieczeństwa. Generalnie im niższa sumaryczna punktacja Demerit (DPC), tym lepsze dopasowanie. Badania pokazały, że w przypadku ocenianych norm najmniej punktów DPC mają szwajcarska norma SIA 166 [3] (1168 punktów) i włoska norma CNR-DT200 [4] (1313 punktów). Pomimo dobrej średniej przewidywań najnowszy biuletyn fib90 [5] uzyskał najgorszy (najwyższy) sumaryczny DPC. Zdecydował o tym znaczny odsetek wyników w zakresie poziomu bezpieczeństwa klasyfikowanego jako niebezpieczny.

### 3. Podsumowanie

Przedstawione analizy pokazują, że najlepiej z przewidywaniem siły przyczepności radzą sobie norma szwajcarska SIA 166 [3] oraz norma włoska CNR-DT200 [4]. W obu przypadkach średnia ilorazów obliczonej wartości siły przyczepności i otrzymanej w testach są nieznacznie poniżej jedności. Również błąd średniokwadratowy RMSE jest w przypadku tych norm najniższy. Wprawdzie CNR-DT200 [4] ma nieco większy odsetek wyników po stronie niebezpiecznej, jednak, jak pokazuje analiza DPC, w zdecydowanej większości przeszacowanie siły przyczepności nie przekracza 15%.

Na tle powyższych dokumentów nieco rozczarowują najnowsze wytyczne zawarte w biuletynie fib90 [5]. Duży jest odsetek rezultatów niebezpiecznych, zwłaszcza tych, w przypadku których przeszacowanie siły przyczepności przekracza 15%. Norma brytyjska TR55 [2] zdecydowanie zaniża siłę przyczepności.

### Bibliografia

- [1] Teng J.G., Chen J.F., Simth S.T., Lam L.: *FRP-strengthened RC structures*. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, United Kingdom 2002.
- [2] TR55, 2000, Design Guidance for Strengthening Concrete structures using fibre composite materials.
- [3] SIA Norm 166, 2004, Klebebewehrung.
- [4] CNR-DT 200 R1, 2013, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures.
- [5] fib Bulletin 90, 2019, Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. Fédération internationale du béton (fib).
- [6] Collins M.P.: *Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design*, Canada 2001.



## NOŚNOŚĆ GRANICZNA PRÓBEK WYKONANYCH Z BETONU SAMOZAGĘSZCZALNEGO UKŁADANEGO WEWNĄTRZ RUR KOMPOZYTOWYCH

Krzysztof Adam Ostrowski<sup>1</sup>, Oliwia Sikora<sup>1</sup>, Kazimierz Furtak<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: krzysztof.ostrowski.1@pk.edu.pl, sikoraoliwia@o2.pl, kfurtak@pk.edu.pl

**Słowa kluczowe:** rura CFRP, beton samozagęszczalny, włókna węglowe, wytrzymałość na ściskanie.

### 1. Wstęp

W ostatnich latach materiały kompozytowe są szeroko stosowane w celu wzmocnienia istniejących konstrukcji, także betonowych. Na ogół proces ten polega na przyklejeniu maty lub taśmy z włókien węglowych (bądź innych) do uprzednio przygotowanej powierzchni betonu, najczęściej przy użyciu żywicy epoksydowej. Wykonywanie konstrukcji betonowych – szczególnie słupów betonowych – wiąże się między innymi z koniecznością wykonania deskowania, systemów rusztowań i późniejszego rozformowania elementu. Proces ten bywa czasochłonny, co wpływa na szybkość wykonania i koszt słupów betonowych.

Polimery wzmocnione włóknem, czyli kompozyty FRP (Fibre-Reinforced Polymer) są powszechnie stosowane w inżynierii lądowej od wielu lat [1, 2]. Do najczęściej wykorzystywanych w tej technologii włókien należą: węglowe, szklane, bazaltowe i aramidowe, natomiast jako matrycę najczęściej stosuje się żywicę epoksydową [3, 4]. Materiały FRP są wykorzystywane do wzmocnienia elementów konstrukcyjnych, a także projektowania nowych konstrukcji. Wynika to z wielu zalet tych materiałów, do których należą: wysoki stosunek wytrzymałości do masy, znaczna sztywność, dobre właściwości zmęczeniowe, odporność na agresywne środowiska i niska przewodność cieplna [5-9].

### 2. Materiały i metody

W niniejszej pracy zaproponowano sposób wykonywania rur kompozytowych z laminatów węglowych oraz ich późniejsze wykorzystanie jako traconą formę dla wykonania cylindrycznych próbek zespolonych. Rury kompozytowe o grubości 0,3 i 0,9 mm wypełniono betonem samozagęszczalnym, a następnie poddano badaniom niszczącym w teście jednoosiowego ściskania.

Rury kompozytowe wykonano w laboratorium w kilku etapach. Zostały wykonane metodą ręcznego laminowania (metoda kontaktowa). W tym celu zastosowano następujące materiały: maty z włókna węglowego, żywicę epoksydową, utwardzacz żywicy, dodatek tiksotropowy, wazelinę techniczną, folię antyadhezyjną oraz rury kanalizacyjne. Jako formę

dla docelowych rur kompozytowych wykorzystano rurę kanalizacyjną o średnicy zewnętrznej 160 mm. Na rurę nałożono uprzednio natłuszczoną przy użyciu wazeliny technicznej folię antyadhezyjną. Następnie przygotowano arkusze mat węglowych o wymiarach: 35 x 65 cm (dla 1 warstwy zbrojenia) i 35 x 165 cm (dla 3 warstw zbrojenia). Wymiar podłużny obejmuje długość zakładu równą 15 cm. Kolejnym krokiem było ułożenie przesączonych przy użyciu żywicy epoksydowej mat z włókna węglowego na rurach kanalizacyjnych. Po laminacji, rury pozostawiono do utwardzenia w pomieszczeniu o temperaturze  $20^{\circ}\text{C}\pm 1^{\circ}\text{C}$  i wilgotności  $60\%\pm 5\%$  na okres 7 dni (czas pełnego utwardzenia żywicy). W kolejnym kroku rury kompozytowe zostały zdjęte z rur kanalizacyjnych, po czym usunięto folię antyadhezyjną i odtłuszczono elementy. Grubości ścianek rur kompozytowych wykonanych opisaną metodą wynosiły 0,3 mm (dla 1 warstwy zbrojenia) i 0,9 mm (dla 3 warstw zbrojenia).

Do wypełnienia rur kompozytowych wykorzystano beton samozagęszczalny (SCC). Jako spoiwo zastosowano cement portlandzki CEM II B-V 32,5R. Jako kruszywo drobne użyto piasek rzeczny (frakcja 0-4 mm), a jako kruszywo grube diabaz (frakcja 4-8 mm). Mączka bazaltowa została zastosowana jako wypełniacz. Właściwości reologiczne świeżej mieszanki SCC określono za pomocą metody rozplywu stożka zgodnie z normą [10]. Lepkość plastyczna i granica płynięcia mieszanki betonowej wynosiły odpowiednio 5,0 s i 730 mm.

W badaniach wykonano 11 cylindrycznych próbek o smukłości równej 2. W grupie tej wykonano i przebadano 3 serie próbek, w tym: próbki betonu niewzmocnionego oraz próbki betonu wykonane w osłonie z rur kompozytowych o średniej grubości równej 0,3 i 0,9 mm. Szczegóły przedstawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Charakterystyka badanych próbek

Rodzaj próbek	Oznaczenie grupy próbek	Grubość ścianki rury kompozytowej [mm]	Średnica zewnętrzna próbek [mm]	Wysokość próbek [mm]	Liczba próbek
Beton samozagęszczalny	SCC	-	160	320	3
Rury kompozytowe wypełnione betonem SCC	SCC-0,3	0,3	161	322	4
	SCC-0,9	0,9	163	326	4

Świeżą mieszankę betonu SCC układano wewnątrz rur kompozytowych w sposób ciągły i powolny, tak aby umożliwić samoczynne odpowietrzenie mieszanki. Następnie próbki przykryto folią polipropylenową, aby zapobiec wysychaniu ich powierzchni. Tak przygotowane próbki nie były umieszczone w kąpeli wodnej po związaniu betonu. Po 28 dniach od zabetonowania, próbki przycięto do wymaganych wymiarów (stosunek wysokości do średnicy równy 2:1), zapewniając równoległość ich podstaw.

Próbki przebadano w teście jednoosiowego ściskania przy użyciu maszyny wytrzymałościowej 6000 kN (Walter + Bai AG, Löhningen, Szwajcaria). Badania przeprowadzono w Laboratorium Konstrukcji Betonowych Politechniki Krakowskiej, w temperaturze powietrza  $22\pm 1^{\circ}\text{C}$  i wilgotności  $55\pm 5\%$ . Wyznaczenie modułu sprężystości próbek przeprowadzono zgodnie z [11]. Pomiaru przemieszczeń niezbędnych do wyznaczenia modułu Younga dokonano za pomocą czujników LVDT zamontowanych na badanych próbkach. Po przebadaniu modułu sprężystości próbek wykonano badania niszczące elementów.

### 3. Wyniki

W tabeli 2 przedstawiono wybrane właściwości mechaniczne analizowanych grup próbek. Określono w niej średnie wartości modułu Younga, wytrzymałości na ściskanie i odkształcalności osiowej dla każdej grupy próbek. Uzyskane wyniki wskazują, że zastosowanie rur kompozytowych powoduje istotną zmianę nośności i odkształcalności próbek.

**Tabela 2.** Wyniki badań wytrzymałościowych

Rodzaj próbek	Średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Średnia wartość Modułu Younga [GPa]	Średnia wartość odkształceń podczas zniszczenia [-]	Efektywność wzmocnienia w odniesieniu do betonu referencyjnego SCC [%]
Beton samozagęszczalny (SCC)	51,1	35,8	0,0048	-
Beton samozagęszczalny wewnątrz rury o grubości 0,3 mm (SCC-0,3)	70,0	42,6	0,0069	37
Beton samozagęszczalny wewnątrz rury o grubości 0,9 mm (SCC-0,9)	99,5	39,8	0,0151	95

Zarówno w przypadku grupy próbek SCC-0,9 jak i SCC-0,3 wzrost ich wytrzymałości na ściskanie wynika bezpośrednio z ograniczenia betonu samozagęszczalnego przez kompozytowy płaszcz. Z mechanicznego punktu widzenia beton w osłonie rury kompozytowej ma ograniczoną odkształcalność poprzeczną i pracuje w trójosiowym stanie naprężenia, co bezpośrednio przekłada się na wzrost jego wytrzymałości.

#### 4. Wnioski

W pracy przedstawiono eksperymentalne badania elementów zespolonych – rur kompozytowych wykonanych z mat z włókien węglowych, wypełnionych betonem samozagęszczalnym – w teście jednoosiowego ściskania. Wykazano, że możliwe jest zaprojektowanie elementów o dużej wytrzymałości mechanicznej i zwiększonej odkształcalności osiowej poprzez zastosowanie rur kompozytowych jako formy traconej, którą wypełnia się betonem, eliminując przy tym konieczność zagęszczania mieszanki betonowej.

Udowodniono, że wraz ze wzrostem grubości rury kompozytowej zwiększa się wytrzymałość próbek na ściskanie i ich odkształcalność osiowa. Na ogół zniszczeniu próbek towarzyszy charakterystyczny huk połączony ze znaczną lub całkowitą utratą nośności elementów. Warto podkreślić, że dla żadnej próbki zespolonej nie wystąpiło zniszczenie spowodowane poprzez rozerwanie zakładu rury kompozytowej.

#### Bibliografia

- [1] Ostrowski K., Dudek M., Sadowski Ł.: *Compressive behaviour of concrete-filled carbon fiber-reinforced polymer steel composite tube columns made of high performance concrete*. Compos. Struct. 2019, 234, 111668.
- [2] Rashid S.M.P., Bahrami A.: *Structural Performance of Infilled Steel–Concrete Composite Thin-Walled Columns Combined with FRP and CFRP: A Comprehensive Review*. Materials 2023, 16, 1564.
- [3] Ostrowski K.A., Chastre C., Furtak, K., Malazdrewicz S.: *Consideration of Critical Parameters for Improving the Efficiency of Concrete Structures Reinforced with FRP*. Materials 2022, 15, 2774.
- [4] Sonnenschein R., Gajdosova K., Holly I.: *FRP composites and their using in the construction of bridges*. Proc. Eng. 2016, 161, 477-482.
- [5] Silva M.A., & Rodrigues C.C.: *Size and Relative Stiffness Effects on Compressive Failure of Concrete Columns Wrapped with Glass FRP*. In Journal of Materials in Civil Engineering (Vol. 18, Issue 3, pp. 334-342), 2006.
- [6] Ostrowski K.: *The influence of CFRP sheets on the strength of specimens produced using normal concrete and high-performance concrete assessed using uniaxial compression tests*. Tech. Trans. 2017, 7, 41-51.
- [7] Al-Abdwais A., Al-Mahaidi R: *Modified cement-based adhesive for near-surface mounted CFRP strengthening system*. Constr. Build. Mater. 2016, 124, 794-800.
- [8] Lim J.C., Ozbakkaloglu T.: *Confinement model for FRP-confined high-strength concrete*. J. Compos. Constr. 2014, 18, 04013058.
- [9] Cruz J.R., Seręga S., Sena-Cruz J., Pereira E., Kwiecień, A., Zając B.: *Flexural behaviour of NSM CFRP laminate strip systems in concrete using stiff and flexible adhesives*. Compos. Part B Eng. 2020, 195, 108042.
- [10] EN 12350-8:2009, Testing fresh concrete – Part 8: Self-compacting concrete – Slump flow test, 2009.
- [11] PN-EN 12390-13:2014, Badania betonu, Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu.





## PORÓWNANIE UGIĘCIA BETONOWYCH BELEK ZBROJONYCH PRĘTAMI GFRP, BFRP I ZE STALI B500

Tomasz Pytlowany<sup>1</sup>, Dariusz Leń<sup>2</sup>, Kazimierz Piszczek<sup>3</sup>, Roman Zimka<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Państwowa Akademia Nauk Stosowanych w Krośnie, Instytut Politechniczny, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, mail: tomasz.pytlowany@kpu.krosno.pl

<sup>2</sup> Państwowa Akademia Nauk Stosowanych w Krośnie, Instytut Politechniczny, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, mail: dariusz.len@kpu.krosno.pl

<sup>3</sup> Państwowa Akademia Nauk Stosowanych w Krośnie, Instytut Politechniczny, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, mail: kazimierz.piszczek@kpu.krosno.pl

<sup>4</sup> Państwowa Akademia Nauk Stosowanych w Krośnie, Instytut Politechniczny, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, mail: roman.zimka@kpu.krosno.pl

*Słowa kluczowe: zbrojenie kompozytowe belek, GFRP, BFRP, ocena sztywności.*

### 1. Wprowadzenie

Lista potencjalnych zastosowań prętów kompozytowych w budownictwie jest powszechnie znana. Mimo to trwają intensywne badania w tym zakresie [1-2].

W artykule zaprezentowano wyniki badań związanych z jakościową oceną sztywności belek betonowych zbrojonych prętami wykonanymi ze stali zbrojeniowej B500SP EPSTAL oraz prętami zbrojeniowymi kompozytowymi wykonanymi z włókien GFRP i BFRP przy zachowaniu jednakowego stopnia ich zbrojenia.

### 2. Program badań

#### 2.1. Przedmiot badań – materiały

Badaniom poddano dziewięć belek – trzy zbrojone prętami stalowymi i po trzy belki zbrojone prętami kompozytowymi GFRP i BFRP. Wymiary badanych elementów wynosiły:  $L = 1600$  mm,  $h = 150$  mm i  $b = 100$  mm.

Do wszystkich belek zastosowano ten sam beton towarowy klasy C25/30 i konsystencji S2. Beton charakteryzował się wytrzymałością na ściskanie  $f_{ck} = 25$  MPa i modułem sprężystości  $E_{cm} = 31$  GPa.

Do zbrojenia belek z włóknem szklanym o matrycy z żywicy epoksydowej GFRP zastosowano pręty o średnicy 12 mm TROKOTEX o parametrach [3]:

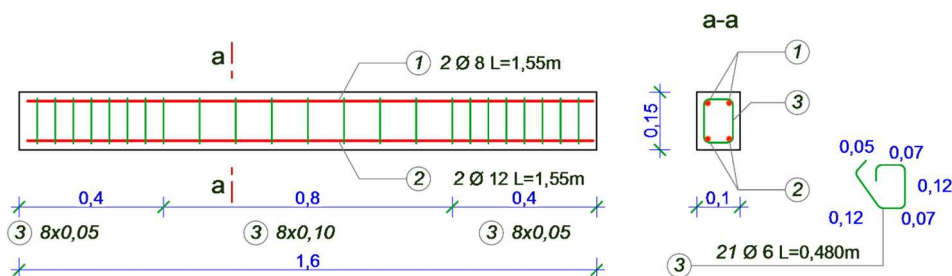
- doraźna wytrzymałość na rozciąganie  $R_{T,i} \geq 1100$  MPa,
- moduł sprężystości podłużnej  $E_{T,i} = 43 \div 54$  GPa.

Do zbrojenia belek z włóknem bazaltowym o matrycy z żywicy epoksydowej BFRP zastosowano pręty o średnicy 12 mm ORLIMEX o parametrach [4]:

- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie  $f_{uk} \geq 1000$  MPa,
- moduł sprężystości podłużnej  $E_m = 55$  GPa.

Do zbrojenia belek z prętami stalowymi użyto pręty stalowe o średnicy 12 mm EPSTAL o parametrach [5]:

- charakterystyczna granica plastyczności  $f_{yk} \geq 500$  MPa,
- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie  $f_{tk} \geq 515$  MPa,
- moduł sprężystości podłużnej  $E_m = 200$  GPa.

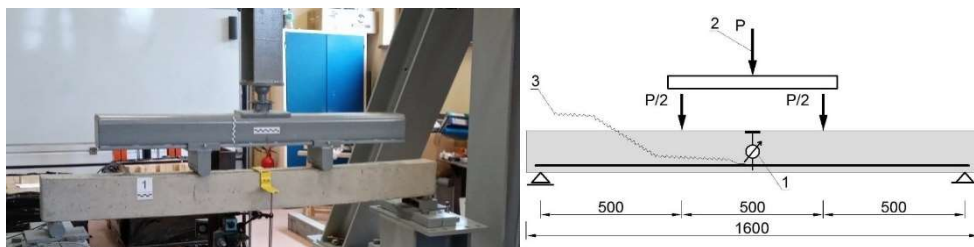


Rys. 1. Zbrojenie belek modelowych

## 2.2. Konfiguracja badań i pomiary

Obciążenie belek realizowano poprzez kontrolę przyrostu przemieszczenia tłoka siłownika hydraulicznego. Przed przystąpieniem do właściwych badań belki obciążano wstępnie siłą o wartości ok. 1,5 kN w celu niwelacji ewentualnych luzów stanowiska badawczego. Właściwe badania polegały na stopniowym zwiększaniu obciążenia badanych belek bez ich odciążania. Przyrost obciążenia realizowano przyjmując sekwencyjne zwiększanie wydłużenia tłoka siłownika hydraulicznego. Obciążenie belek przeprowadzano w dwóch etapach. W pierwszym przyjęto zakres przyrostu wydłużenia tłoka o 0,25 mm w każdym kroku obciążeniowym. Etap ten trwał do momentu powstania zarysowania elementu. Następnie wartość przemieszczenia tłoka w każdym obciążeniowym zwiększono do wartości 0,5 mm. W obu etapach czas przyrostu wydłużenia tłoka wynosił 10 s. Badania belek prowadzono do momentu osiągnięcia przez nich ok. 14 mm ugięcia.

Podczas badań pomiarom podlegały: siła obciążająca  $P$ , ugięcie belek  $u$ , mierzone w środku ich rozpiętości oraz odkształcenia prętów zbrojeniowych  $\varepsilon$ .

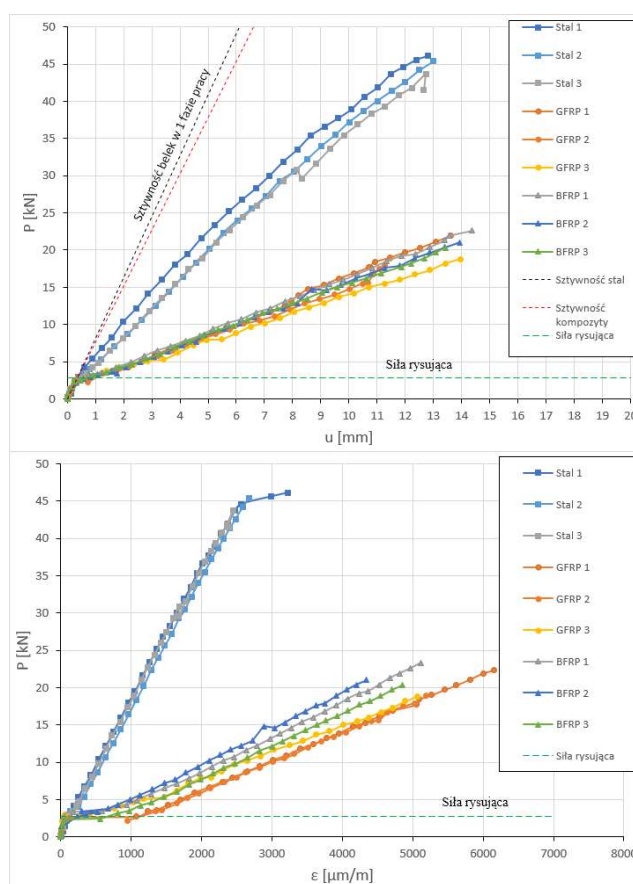


Rys. 2. Stanowisko badawcze: a) widok ogólny, b) schemat ideowy

- Badania doświadczalne wykonywano, wykorzystując następujący osprzęt pomiarowy:
- dwa indukcyjne czujniki przemieszczeń firmy HBM (1) mierzące ugięcie belek, zlokalizowane po obydwu stronach belki,
  - siłomierz Instron PM250LG2 +/- 250 kN, klasy 0,5 z wbudowanym czujnikiem położenia typ WLC w siłownik hydrauliczny Instron PL250N +/- 250 kN, klasa 0,5 (2),
  - foliowe tensometry elektrooporowe typu TFs-5/120 o bazie pomiarowej 8,2 mm, firmy TENMEX naklejone na pręty zbrojeniowe (3).

Użyty osprzęt połączony był ze stanowiskiem pomiarowym, w którego skład wchodziły: centrala sterownicza siłownika hydraulicznego Instron PL250N +/- 250 kN, klasa 0,5; ośmiokanałowy wzmacniacz QuantumX firmy HBM; komputer z oprogramowaniem CATMAN-EASY.

Podczas badań pomiarom podlegały między innymi: siła obciążająca  $P$ , ugięcie belek  $u$ , mierzone w środku ich rozpiętości oraz odkształcenia prętów zbrojeniowych  $\varepsilon$ .



Rys. 3. Wykresy P-u i P- $\varepsilon$  badanych belek

### 3. Wyniki badań

1. Belki zbrojone włóknem szklanym lub bazaltowym przy identycznym zbrojeniu, z uwagi na stan graniczny użytkowalności mogą być obciążone jedynie na poziomie

10/25 = 40% obciążenia belki zbrojonej stalą. Ograniczeniem dla uzyskania dużych nośności będzie maksymalny stopień zbrojenia wynoszący 4% [6].

2. Dla belki zbrojonej prętami stalowymi występuje klasyczny spadek sztywności przekroju w chwili pojawienia się rysy; ścieżka przebiegu wykresu ugięcie-obciążenie doznaje obrotu w punkcie, a następnie występuje lekko paraboliczny przebieg wzrostu ugięć. Dla belki zbrojonej szkłem/bazaltem w momencie zarysowania przekroju wyraźnie odznacza się krótka półka plastyczna (wzrost ugięć przy niezmiennym poziomie obciążenia); następnie przebieg prawie liniowo proporcjonalny wzrostu ugięć [7-10]. Analizując powstałe rysy należy stwierdzić początkowe zarysowanie prawie do połowy wysokości belki, a następnie szybki przyrost do 80% wysokości przekroju (nie jest to obserwowane przy belkach zbrojonych stalą).
3. Pręty z włókna szklanego o wytrzymałości doraźnej  $R_{T,i} = 1100$  MPa dla klasy ekspozycji SC1, temperatury do 25°C i okresu używalności 50 lat, wytrzymałość charakterystyczną osiągają na poziomie 294 MPa, a obliczeniową 235 MPa.
4. Istotnym problemem ograniczającym możliwości stosowania prętów z włókna szklanego i bazaltowego jest obniżenie nośności i zwiększone wydłużenie prętów pod działaniem stałego obciążenia (podczas badania belki były obciążone około 60 minut). Problem pełzania belek zbrojonych włóknem szklanym i bazaltowym nie był przedmiotem opracowania i zagadnienie to wymaga badania.

## Bibliografia

- [1] Krassowska J., Kosior-Kazberuk M.: *Experimental investigation of shear behavior of two-span fiber reinforced concrete beams*. Warszawa: Archives of Civil Engineering; 2019; Vol. 65; No 2; 35-55.
- [2] Mazaheripour H., Barros J.A.O., Sena-Cruz J.M., Pepe M., Martinelli E.: *Experimental study on bond performance of GFRP bars in self-compacting steel fibre reinforced concrete*. Composite Structure, 95 (2013), 202-212.
- [3] ITB-KOT-2018/0575 Krajowa Ocena Techniczna. Pręty kompozytowe TROKOTEX.
- [4] Certyfikat nr 060-046342 dla ORLIMEX CZ. Budowlany Instytut Techniczno-Badawczy Praha, 14 lutego 2018.
- [5] EPSTAL – stal zbrojeniowa o wysokiej ciągliwości. Pobrano z lokalizacji <http://epstal.pl>, (25.02.2023).
- [6] PN-EN 1992-1-1:2008/Ap1, Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Warszawa, PKN, 2010.
- [7] ACI 440.1R-06, Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars. ACI Committee 440. American Concrete Institute, USA, 2006.
- [8] ACI 440.1R-06, Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars. ACI Committee 440. American Concrete Institute, USA, 2006.
- [9] ACI 440.3R-04, Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures ACI Committee 440 American Concrete Institute, USA, 2004.
- [10] ASTM D7205M/D7205M-06 (2016). Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. Subcommittee: D30.10. ASTM International, USA.



## BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE FIBROBETONU Z MIKROZBROJENIEM

Tadeusz Urban<sup>1</sup>, Michał Gołdyn<sup>2</sup>, Łukasz Krawczyk<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Politechniki 6, 93-590 Łódź, mail: tadeusz.urban@p.lodz.pl

<sup>2</sup> Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Politechniki 6, 93-590 Łódź, mail: michal.goldyn@p.lodz.pl

<sup>3</sup> Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,  
al. Politechniki 6, 93-590 Łódź, mail: lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

**Słowa kluczowe:** wytrzymałość na rozciąganie, rozłupywanie, fibrobeton, beton wysokowartościowy.

### 1. Wprowadzenie

Badanie betonu na rozciąganie bezpośrednio jest dość trudne i bardzo rzadko stosowane. Zwykle w praktyce, w celu określania wytrzymałości betonu na rozciąganie, wykonuje się badania pośrednie na rozłupywanie lub zginanie. Wyniki tych badań nie są jednak tożsame. Zagadnienie oceny wytrzymałości betonu na rozciąganie jest tematem nadal aktualnym, o czym świadczą liczne prace prezentujące autorskie podejścia do oceny tego parametru [1, 2].

Podjętując badania własne autorzy mieli na celu ustalenie relacji pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie betonu wysokowartościowego zbrojonego mikrowłóknami stalowymi w zależności od sposobu badania.

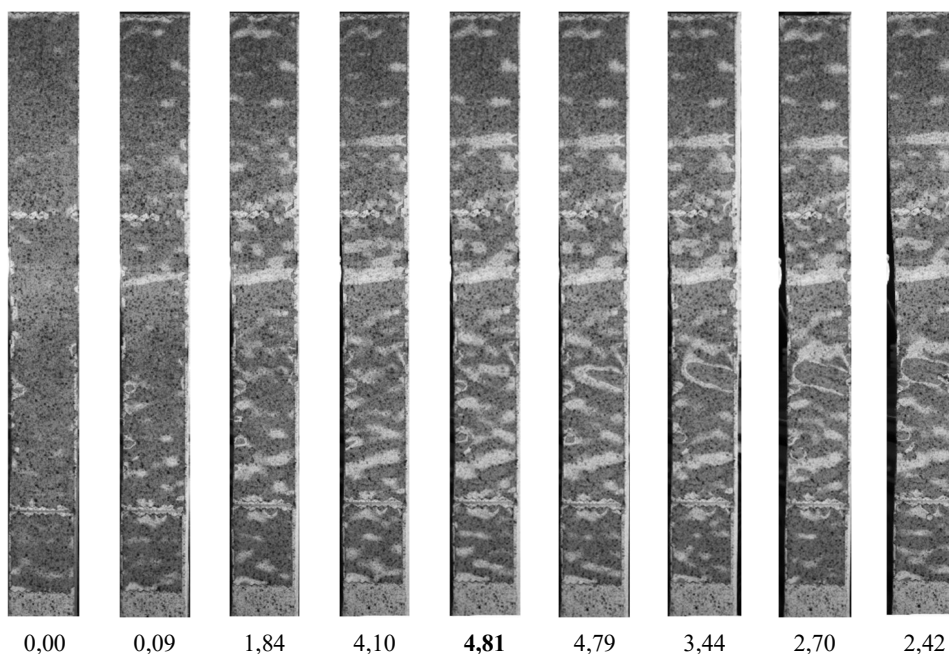
### 2. Własne badania eksperymentalne

W prezentowanych badaniach rozważano beton wysokowartościowy (seria UHPC A), zawierający dodatkowo mikrozbrojenie w formie włókien stalowych prostych (seria UHPC B) lub sinusoidalnych (seria UHPC C). Stosowano włókna proste KrampeHarex® DM12,5/0,175 o długości  $l_f = 12,5$  mm i średnicy  $d_f = 0,175$  mm (smukłość  $\lambda_f = 71$ ) wykonane ze stali o wytrzymałości na rozciąganie  $f_u = 2800$  MPa (dane producenta), a także włókna sinusoidalne o długości  $l_f = 15,5$  mm i średnicy  $d_f = 0,30$  mm (smukłość  $\lambda_f = 52$ ).

Wszystkie badane betony wykonano na cemencie portlandzkim CEM I 42,5R. Stosowano również dodatki w postaci popiołu lotnego i mikrokrzemionki, uzyskując równoważny współczynnik  $w/(c + k \cdot d) \approx 0,22$ . Jako kruszywo stosowano piasek kwarcowy drobny frakcji 0÷1,2 mm. Zawartość włókien stalowych w zarobach B i C była jednakowa i wynosiła 2,5% objętości mieszanki ( $\sim 195$  kg/m<sup>3</sup>). Ze względu na ograniczoną ilość wody zarobowej i znaczną zawartość włókien stalowych, konieczne było zastosowanie superplastyfikatora w ilości około 4% m.c. w celu zachowania urabialności mieszanki (beton o konsystencji płynnego miodu).

Ze względu na wielkość kruszywa stosowanego w betonie, badania cech wytrzymałościowych przeprowadzono na próbkach o zmniejszonych wymiarach. Wytrzymałość na ściskanie określano na walcach o średnicy 70 mm i wysokości 140 mm ( $f_c$ ) oraz kostkach o boku 100 mm ( $f_{c,cube}$ ). Wytrzymałość na rozciąganie przez rozłupywanie ( $f_{ct,sp}$ ) badano na kostkach o boku 100 mm, natomiast wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu ( $f_{ct,f}$ ) na beleczkach o przekroju  $100 \times 100$  mm i długości 500 mm, naciętych w połowie długości na około  $1/6$  wysokości przekroju, tj. 17 mm.

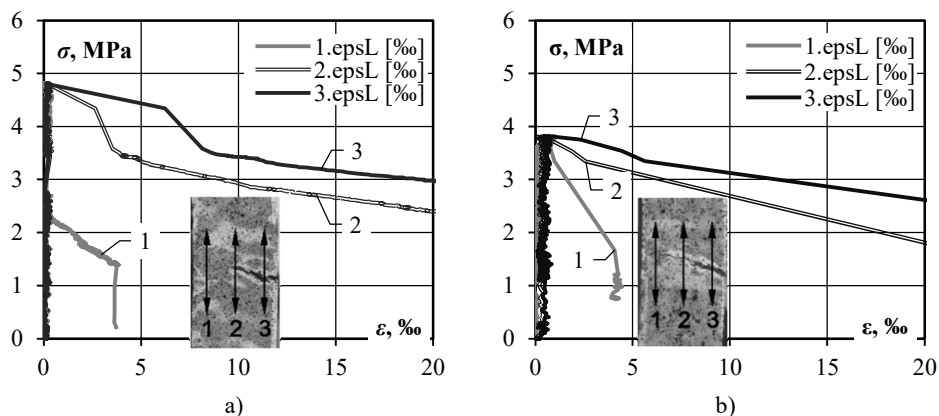
Wytrzymałość na rozciąganie bezpośrednio badano na specjalnie przygotowanych do tego celu próbkach o niepryzmatycznym przekroju, przewężonych w części środkowej. W celu zachowania osiowości obciążenia próbek i zapewnienia możliwości swobodnego obrotu zostały one połączone z zaciskami maszyny wytrzymałościowej za pomocą cięgien (zawiesi) zaczepionych na stalowych rolkach – patrz rys. 1. W trakcie badania dokonywano bezkontaktowego pomiaru odkształceń na powierzchni próbek za pomocą systemu cyfrowej korelacji obrazów GOM Aramis. W trakcie badania elementów można było zauważyć najpierw zwiększone odkształcenia w kilku miejscach w kierunku prostopadłym do osi próbki, które można utożsamiać z mikrorysami. Wraz ze wzrostem obciążenia jedna z rys stawała się wyraźnie dominująca i w jej przekroju dochodziło do zniszczenia.



**Rys. 1.** Rozwój odkształceń na powierzchni próbki UHPC B/S3 w trakcie badania  
(podano średnie naprężenia rozciągające w MPa)

Wybrane wyniki pokazano na wykresach (Rys. 3). Zaprezentowano dane uzyskane za pomocą systemu pomiarowego Aramis. Pokazano wykresy naprężeń od odkształceń mierzonych na bazach o długości 4 cm, obejmujących rysę decydującą o zniszczeniu. Odczyty dokonywano na trzech bazach rozłożonych równomiernie na szerokości elementu. Stwierdzono różnice w zachowaniu pomiędzy zarobami B i C. Dotyczą one naprężeń maksymalnych uzyskanych w trakcie badania dla elementów z włóknami prostymi ( $f_{cm} = 4,85$  MPa) z karbowanymi ( $f_{cm} = 3,86$  MPa).

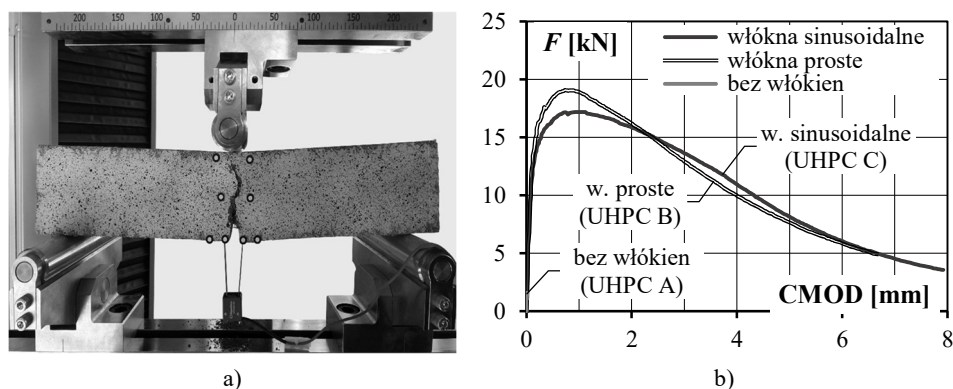
Kolejną różnicą jest kształt krzywej opadającej. Po tej zmianie nośności rezydualne kształtowały się na podobnym poziomie, co oznacza większą redukcję nośności dla elementu z włóknami prostymi.



Rys. 2. Charakterystyka naprężenie-odkształcenie: a) fibrobeton z włóknami prostymi (UHPC B), b) fibrobeton z włóknami sinusoidalnymi (UHPC C)

Na rys. 3 pokazano uzyskane zależności obciążenie – CMOD, charakteryzujące elementy z fibrobetonu i betonu bez zbrojenia rozproszonego (wartości średnie z prób). W przypadku próbek wykonanych z niezbrojonego betonu wysokowartościowego osiągnięcie siły niszczącej następowało przy zmianie szerokości rozwarcia szczeliny o mniej niż 0,0001 mm. Zniszczenie było gwałtowne. Zastosowanie mikrowłókien stalowych umożliwiło diametralną zmianę zachowania betonu, który stał się materiałem ciągliwym. W przypadku żadnego z badanych fibrobetonów nie stwierdzono wzmocnienia w zakresie po przekroczeniu obciążenia maksymalnego. Korzystny wpływ włókien uwidocznił się wyraźnie w zarejestrowanych wartościach sił maksymalnych, wyższych około 12- i 11-krotnie, odpowiednio w przypadku fibrobetonów UHPC B i UHPC C. Siły te rejestrowano po zarysowaniu próbek, przy CMOD w zakresie około 0,7÷1,0 mm. Nośność rezydualna rejestrowana przy CMOD równym 6 mm stanowiła od około 25% do nawet ponad 40% maksymalnej siły uzyskanej w trakcie badania.

Badanie wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wykonano w sposób zgodny z obowiązującą normą PN-EN 12390-6 [3].



Rys. 3. Badanie wytrzymałości na rozciąganie przez zginanie: a) widok próbki po zniszczeniu, b) zależności obciążenie-CMOD, charakteryzujące badane betony

### 3. Wnioski

W prezentowanych badaniach stwierdzono brak istotnego wpływu włókien stalowych na wytrzymałość betonu na ściskanie. Dodatek włókien stalowych nie wpłynął na wytrzymałość na ściskanie – wytrzymałości oznaczone na próbkach walcowych były zbliżone i równe około 90 MPa. Znaczną różnicę stwierdzono natomiast w odniesieniu do wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie, która w przypadku obu badanych fibrobetonów była sześciokrotnie większa – patrz tabela 1. Jeszcze większe różnice uwidoczniły się w próbie zginania. Uzyskane wytrzymałości były o niemal 11÷12-krotnie większe od wartości uzyskanych w badaniu betonu bez zbrojenia rozproszonego.

Tabela 1. Zestawienie wyników badań

Seria	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$\frac{f_{cm}}{f_{cm,cube}}$	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	$\frac{f_{ctm}}{f_{ctm,sp}}$	$f_{ctm,fl}$ [MPa]	$\frac{f_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$
UHPC A	88,8	82,7	1,07	–	2,80	–	1,52	–
UHPC B	92,2	99,5	0,93	3,86	16,6	0,23	16,3	0,24
UHPC C	88,0	96,0	0,92	4,85	15,8	0,31	18,2	0,27

Porównując wyniki uzyskane w przypadku fibrobetonów (UHPC B i UHPC C) można zauważyć istotne różnice pomiędzy wytrzymałościami na rozciąganie określonymi w sposób pośredni (rozłupywanie i zginanie) i bezpośrednio w próbie osiowego rozciągania. Wytrzymałość przy rozciąganiu osiowym  $f_{ct}$  stanowiła średnio jedynie 20÷30% wytrzymałości uzyskanej w próbie rozłupywania  $f_{ct,sp}$  i około 25% wytrzymałości przy zginaniu  $f_{ct,fl}$ . Uzyskane relacje  $f_{ct}/f_{ct,sp}$  i  $f_{ct}/f_{ct,fl}$  istotnie odbiegały zatem od wartości zalecanych przez normę PN-EN 1992-1-1 [4], które w odniesieniu do próbek rozważanych w prezentowanych badaniach wynosiły odpowiednio 0,9 i 0,66. Zaprezentowane badania pilotażowe wykazały zatem istotną różnicę w relacji pomiędzy wynikami badań pośrednich a próbą rozciągania bezpośredniego względem betonów zwykłych. Różnice te powinny być brane pod uwagę przy określaniu cech wytrzymałościowych fibrobetonów wysokowartościowych na podstawie wyników badań pośrednich. Ze względu na pilotażowy charakter przedstawionych badań, uzyskanych zależności pomiędzy wytrzymałościami betonu oznaczonymi w różny sposób nie można na tym etapie traktować jako uniwersalnych. Konieczne są dalsze badania eksperymentalne, które pozwolą zweryfikować otrzymane relacje.

### Bibliografia

- [1] Seruga A., Kaźmierczak S., Kanciruk A.: *Wytrzymałość na rozciąganie osiowe betonu napowietrzonego*, Dni Betonu 2008.
- [2] Resan S.F., Chassib S.M., Zemam S.K., Madhi M.J.: *New approach of concrete tensile strength test*, Case Stud. Constr. Mater., 2020, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00347>.
- [3] PN-EN 12390-6:2011, 2011, Badania betonu – Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.
- [4] PN-EN 1992-1-1:2008, 2008, Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.





## CHARAKTERYSTYKA PRZYCZEPNOŚCI PRĘTÓW GFRP I BFRP DO BETONU Z DODATKIEM ZEOLITU I METAKAOLINITU

Marek Urbański<sup>1</sup>, Piotr Woyciechowski<sup>2</sup>, Elżbieta Szmigiera<sup>3</sup>,  
Grzegorz Adamczewski<sup>4</sup>, Edyta Sosnowska<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: marek.urbanski@pw.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: piotr.woyciechowski@pw.edu.pl

<sup>3</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: elzbieta.szmigiera@pw.edu.pl

<sup>4</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: grzegorz.adamczewski@pw.edu.pl

<sup>5</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: edyta.sosnowska.stud@pw.edu.pl

**Słowa kluczowe:** przyczepność, BFRP, GFRP, zeolit, metakaolinitu.

### 1. Wstęp

Korozja prętów stalowych w konstrukcjach żelbetowych stanowi poważny problem w obiektach budowlanych i infrastrukturalnych [1]. Zmniejszona trwałość powoduje znaczne straty ekonomiczne i prowadzi do ryzyka utraty bezpieczeństwa. Obecny koszt naprawy i utrzymania infrastruktury na całym świecie szacuje się na ponad 100 miliardów euro [2]. Zastosowanie prętów z polimeru wzmocnionego włóknami (FRP) jako zbrojenia w konstrukcjach betonowych zyskało w ostatnich latach coraz większą uwagę ze względu na ich wysoki stosunek wytrzymałości do masy i doskonałą odporność na korozję. Wśród różnych rodzajów prętów FRP, pręty z polimeru wzmocnionego włóknem bazaltowym (BFRP) i polimeru wzmocnionego włóknem szklanym (GFRP) stały się obiecującą alternatywą dla tradycyjnego zbrojenia stalowego. Jednak zachowanie przyczepności prętów FRP w betonie pozostaje przedmiotem ciągłych badań.

Najszerzej stosowanymi kompozytami konstrukcyjnymi FRP są pręty wykonane z włókien szklanych (GFRP) z uwagi na cenę. W dalszej kolejności, pręty na bazie włókien bazaltowych (BFRP). BFRP to stosunkowo nowy rodzaj prętów zbrojeniowych, który może stanowić ekonomiczną alternatywę dla prętów GFRP. Pręty BFRP złożone z włókien bazaltowych i osnowy epoksydowej były przedmiotem badań i wykazały doskonałą odporność na warunki środowiskowe. Dane literaturowe dla belek z prętami BFRP potwierdziły ich przydatność w tym zakresie [3-5]. Substytut cementu w postaci zeolitu lub metakaolinitu bez wysokotemperaturowej kalcynacji lub spiekania, może zmniejszyć emisję CO<sub>2</sub> o około 70% podczas produkcji i użytkowania [6]. Dodatek zeolitu ponadto

zwiększa trwałość konwencjonalnego betonu nie tylko poprzez zmniejszenie przepuszczalności betonu, a przede wszystkim poprzez poprawę odporności na reakcję kruszywa alkalicznego. Z kolei wysoka aktywność pucolanowa metakaolinitu powoduje, że z powodzeniem może pełnić rolę substytutu cementu i być stosowany jako dodatkowy składnik betonów poprawiający jego szczelność [7]. Zastąpienie cementu metakaolinitem polepsza wytrzymałość na ściskanie o 10%, a na rozciąganie przy zginaniu o 50%. Substytucja części cementu dodatkami mineralnymi w postaci zeolitu i/lub metakaolinitu wpływa na zwiększenie parametrów betonu, a tym samym jego przyczepności. Testy belkowe w porównaniu z testami pull out zapewniają bardziej realistyczną reprezentację przyczepności prętów FRP w rzeczywistych konstrukcjach, ponieważ uwzględniają wpływ naprężeń ściskających betonu i krzywizny prętów. W zmodyfikowanym teście belkowym zauważono, że zniszczenie było najczęściej spowodowane pękaniem żeber wzdłuż prętów GFRP. Destrukcja postępowała wraz ze stopniowym niszczeniem żeber pręta wzdłuż jego powierzchni i długości przyczepności [8].

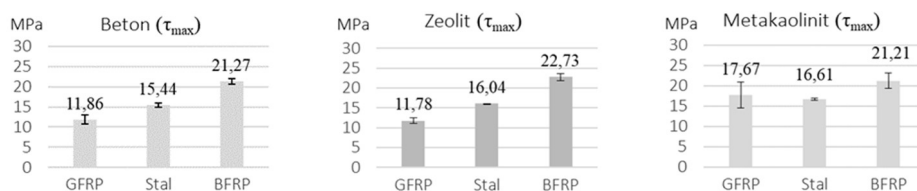
## **2. Materiały i metody**

Przeprowadzono badania przyczepności dla trzech rodzajów betonu z zastosowaniem zbrojenia kompozytowego BFRP i GFRP, oraz stalowego będącego zbrojeniem referencyjnym w teście belkowym. Celem badań była ocena możliwości zastosowania niekonwencjonalnych modyfikatorów w formie dodatków mineralnych, w celu zwiększenia przyczepności kompozytowego zbrojenia z prętów FRP, w wybranych elementach betonowych stosowanych w obiektach infrastruktury budowlanej. Przeprowadzono dobór składników i opracowano optymalny skład betonów w celu zwiększenia przyczepności do prętów FRP. Wytypowano dwie zmodyfikowane mieszanki betonowe z udziałem 10% dodatku zeolitu (Z) i 10% dodatku metakaolinitu (K) w stosunku do zwykłej mieszanki betonowej (C). Belki użyte w teście belkowym wykonano z cementu portlandzkiego popiołowego CEM II/B-V 42,5R. Gęstość mieszanek betonowych podczas badań wynosiła 2270 kg/m<sup>3</sup>, natomiast stosunek w/c – 0,45. Konsystencja betonu odpowiadała klasie S3.

Badanie przyczepności za pomocą testu belkowego wykonano wykorzystując wskazówki normy PN-EN 10080 [9]. Zestaw do badań składał się z dwóch betonowych belek, każda z nich o wymiarach 80 × 160 × 375 mm, połączonych w strefie rozciągania przez poddany testowi pręt, a w strefie ściskanej przez wciśnięty pomiędzy nie stalowy przegub, w postaci walca o średnicy 30 mm. Przyczepność pomiędzy prętem zbrojeniowym i betonem była określana w środkowej części belek o długości 10 średnic badanego pręta. Pozostała część pręta znajdowała się w rurkach PVC i była pozbawiona przyczepności z betonem belki. Test przyczepności przeprowadzano pod obciążeniem dwoma siłami skupionymi. Podczas badania mierzone były przemieszczenia prętów na końcach belek. Badanie było kontynuowane, dopóki nie nastąpiła całkowita utrata przyczepności w obu belkach. Naprężenia przyczepności obliczono dla czterech zmierzonych wartości poślizgu wg normy PN-EN 10080 [9]:  $\tau_{0,01}$  – naprężenie przyczepności przy poślizgu 0,01 mm,  $\tau_{0,1}$  – naprężenie przyczepności przy poślizgu 0,1 mm,  $\tau_1$  – naprężenie przyczepności przy poślizgu 1 mm, oraz  $\tau_{max}$  – naprężenie przyczepności przy maksymalnej sile. Wykonano 27 zestawów belkowych do pomiaru przyczepności prętów GFRP, BFRP o średnicy nominalnej 12 mm oraz dla porównania prętów stalowych o średnicy nominalnej 12 mm. W trakcie badania rejestrowano w sposób ciągły poślizg rozciąganego pręta na obu końcach zestawu belkowego.

### 3. Wyniki

Analizę przyczepności przeprowadzono dla prętów GFRP, stalowych i BFRP, o porównywalnej średnicy 12 mm, do betonu normalnego, z dodatkiem zeolitu i dodatkiem metakaolinitu. Porównywano pręty GFRP i BFRP o uźebrowaniu w postaci oplotu, z żebrowanymi prętami stalowymi o zbliżonej średnicy ekwiwalentnej. Zgodnie z EN 1992-1-1 [10] wystarczające naprężenia przyczepności są zapewnione, jeśli średnie naprężenia przyczepności  $\tau_m \geq 6,42$  MPa i maksymalne naprężenia przyczepności  $\tau_{max} \geq 10,51$  MPa dla średnicy prętów równej 12 mm. We wszystkich przeprowadzonych testach średnie i maksymalne naprężenia przyczepności były większe od odpowiadających im normowych naprężeń przyczepności. Na rys. 1 pokazano maksymalne naprężenia przyczepności prętów GFRP, stali i BFRP dla betonu normalnego, betonu z dodatkiem zeolitu i betonu z dodatkiem metakaolinitu.



Rys. 1. Przyczepność prętów GFRP, stali i BFRP zależna od rodzaju betonu

Dla betonu normalnego maksymalne naprężenia przyczepności  $\tau_{max}$  dla prętów GFRP wynosiły 11,86 MPa i były mniejsze od przyczepności pozostałych rodzajów prętów. Dla prętów stalowych  $\tau_{max} = 15,44$  MPa i były większe od prętów GFRP o 30,2%. Największe naprężenia przyczepności odnotowano dla prętów BFRP, które wynosiły 21,27 MPa i były większe o 79,3% od naprężeń przyczepności prętów GFRP i o 37,8% dla prętów stalowych. W przypadku betonu z dodatkiem zeolitu maksymalne naprężenia przyczepności  $\tau_{max}$  dla prętów GFRP wynosiły 11,78 MPa i były mniejsze od pozostałych rodzajów prętów. Dla prętów stalowych  $\tau_{max} = 16,04$  MPa i były większe od prętów GFRP o 36,2%. Największe naprężenia przyczepności odnotowano dla prętów BFRP, które wynosiły  $\tau_{max} = 20,64$  MPa i były większe od prętów GFRP o 75,2% i od prętów stalowych o 28,7%. W obecności betonu z dodatkiem metakaolinitu maksymalne naprężenia przyczepności dla prętów GFRP wynosiły 17,67 MPa i były mniejsze od pozostałych rodzajów prętów. Dla prętów stalowych  $\tau_{max} = 16,61$  MPa i były mniejsze niż dla prętów GFRP o 6%. Największe naprężenia przyczepności odnotowano dla prętów BFRP, które wynosiły  $\tau_{max} = 21,21$  MPa i były większe niż dla prętów GFRP o 20,0%, a dla prętów stalowych o 27,7%.

### 4. Wnioski

Przeanalizowany i porównany został wpływ właściwości betonu i charakterystyki prętów na zachowanie się przyczepności prętów FRP. Wyniki tych badań dostarczą cennych informacji do projektowania i wdrażania konstrukcji z betonu zbrojonego FRP. Wnioski odnoszą się do określonych zakresów wytrzymałości betonu na ściskanie oraz średnic prętów kompozytowych a także dotyczą prętów z oplotem w postaci rowingu.

1. We wszystkich testach stwierdzono spełnienie warunków standardowych średnich i maksymalnych naprężeń przyczepności.
2. Dla badanych rodzajów prętów maksymalne naprężenia przyczepności  $\tau_{max}$  oraz średnie naprężenia przyczepności  $\tau_m$  wyznaczone dla poślizgu 0,01 mm, 0,1 mm i 1 mm zapewniały wystarczającą przyczepność i były większe od wymaganych wg [10].

3. Największe maksymalne naprężenia przyczepności  $\tau_{\max} = 22,73$  MPa odnotowano w przypadku prętów BFRP dla betonu z dodatkiem zeolitu, które były większe o 75,2% i 28,7%, w porównaniu do prętów GFRP i stalowych odpowiednio. W obecności w betonie dodatku metakaolinitu maksymalne naprężenia przyczepności prętów BFRP wynosiły  $\tau_{\max} = 21,21$  MPa i były większe o 27,7% i 20,0%, w porównaniu do prętów stalowych i GFRP.
4. Największe średnie naprężenia przyczepności do betonu z dodatkiem zeolitu odnotowano dla prętów BFRP –  $\tau_m = 18,72$  MPa, które były większe o 47% i 154% odpowiednio w porównaniu do prętów stalowych i GFRP. W obecności w betonie dodatku metakaolinitu średnie naprężenia przyczepności prętów BFRP wynosiły  $\tau_m = 15,82$  MPa i były większe o 24,2% i 16,2%, odpowiednio w porównaniu do prętów stalowych i GFRP.
5. Dodatek (zeolitu i metakaolinitu) do betonu zmniejszają ponad dwuipółkrotnie poślizg przy maksymalnym naprężeniu przyczepności w przypadku prętów GFRP. Dla prętów BFRP i stalowych zmniejszony poślizg zaobserwowano w obecności betonu z dodatkiem zeolitu.
6. Diametralnie odmienne zachowanie prętów GFRP i BFRP zaobserwowano po osiągnięciu piku naprężeń. Przyczepność po stronie „opóźnionego poślizgu” zmniejszała się stopniowo i utrzymywała się na poziomie ponad 80% przy poślizgu kilkukrotnie większym od poślizgu przy maksymalnym naprężeniu przyczepności.  
Zasadniczo, przyczepność prętów FRP pozostaje przedmiotem ciągłych badań i potrzebne są dalsze testy, aby w pełni zrozumieć i zoptymalizować przyczepność prętów FRP w konstrukcjach betonowych.

## Bibliografia

- [1] Garbacz A., Urbański M., Łapko, A.: *BFRP bars as an alternative reinforcement of concrete structures – Compatibility and adhesion issues*. Advanced Materials Research, vol. 1129, pp. 233-241, 2015.
- [2] ACI 440.3R-04: Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structure. ACI, 2004.
- [3] Protchenko K., Szmigiera E., Urbański M., Garbacz, A.: *Development of Innovative HFRP Bars*. MATEC Web of Conf., Washington, 2018.
- [4] Urbanski M.: *Compressive Strength of Modified FRP Hybrid Bars*. Materials. 2020, 13(8), 1898, 17 pp., 2020.
- [5] Szmigiera E., Urbański M., Protchenko K.: *Strength Performance of Concrete Beams Reinforced with BFRP Bars*. International Congress on Polymers in Concrete. (ICPIC 2018), Polymers for Resilient and Sustainable Concrete Infrastructure. Ed. Mahmoud M. Reda Taha, Springer AG, Ch. 87 , 667-674 pp., 2018.
- [6] Naqi A., Jang J.: *Recent Progress in Green Cement Technology Utilizing Low-Carbon Emission Fuels and Raw Materials: A Review*. Sustainability. 11, 2019.
- [7] Rashad A. M.: *Metakaolin as cementitious material: History, scours, production and composition – A comprehensive overview*. Construction and Building Materials, 41, 303-318 pp. 2012.
- [8] Kotynia R., Szczech D., Kaszubska M.: *Bond behavior of GRFP bars to concrete in beam test*. Procedia Engineering, 193, 401-408 pp., 2017
- [9] PN-EN 10080: Stal do zbrojenia betonu. PKN Warszawa, 2007.
- [10] PN-EN 1992-1-1: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN Warszawa, 2008.



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 8**

**KONSTRUKCJE METALOWE**





## WPLYW POCHYLENIA SŁUPÓW NA PRACĘ KONSTRUKCJI WIAT O PRZEKRYCIU CIENKOŚCIENNYM

Jacek Abramczyk<sup>1</sup>, Katarzyna Chrzanowska<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy, 35-959 Rzeszów, mail: jacabram@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy, 35-959 Rzeszów, mail: d565@stud.prz.edu.pl

*Słowa kluczowe:* płaskie prętowe sztywne ramy, układy konstrukcyjne budynków, cienkościenne przekrycia z blach fałdowych, niekonwencjonalne formy wiat.

### 1. Wstęp

Nominalnie płaskie cienkościenne arkusze fałdowe posiadają specyficzne geometryczne i mechaniczne właściwości umożliwiające ich duże skrętne i poprzeczne gięte deformacje. Dzięki tym deformacjom możliwe jest dostosowanie poprzecznych kształtów arkuszy do zróżnicowanego kształtu i wzajemnego położenia kierownic podpierających przekrycia dachowe wykonane z tych arkuszy [1]. Konieczność mocowania kolejnych fałd do kierownic pozwala wymusić odpowiednią, często niekonwencjonalną przestrzenną postać fałdowego dachu poprzez odpowiednie ukształtowanie i wzajemne położenie tych kierownic [2]. Kierownice dachowe mogą być pojedynczymi prostoliniowymi lub zakrzywionymi belkami, ewentualnie pasami górnymi dźwigarów dachowych, rozmieszczanymi poprzecznie do kierunku fałd pokrycia dachowego. Funkcję kierownic mogą pełnić słupy generujące niekonwencjonalną postać fałdowej obudowy elewacyjnej.

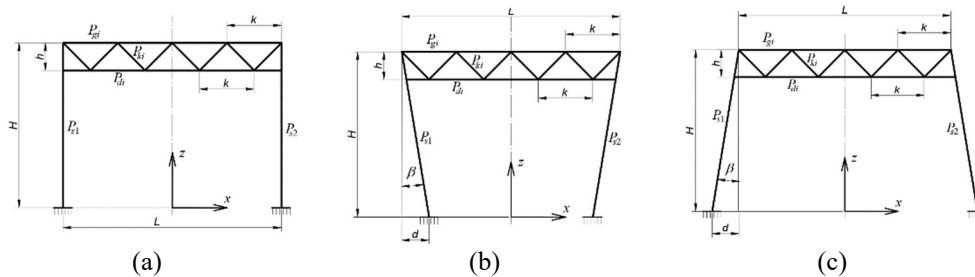
Najprostszy układami konstrukcyjnymi pozwalającymi uzyskać zróżnicowane wzajemne położenia kierownic pokrycia dachowego o średniej rozpiętości i zróżnicowane pochylenia słupów ścian są płaskie ramowe układy poprzeczne [3, 4]. Niekonwencjonalna postać obudowy dachowej lub ściennej uzyskiwana jest w wyniku przyjęcia nietypowego kształtu poprzecznej ramy i pochylenia dźwigara dachowego do poziomu lub wychylenia elewacyjnych słupów z pozycji pionowej. Płaskim układom poprzecznym rozmieszczanym kolejno na długości budynku można więc nadać zróżnicowaną postać, różnicując nachylenie ich kierownic do poziomu i wychylenie słupów z pionu [5].

### 2. Cel i metodologia badań

Celem artykułu jest prezentacja wyników analizy wpływu zmian nachylenia słupów płaskich ramowych układów na ich pracę wytrzymałościową i stateczność, przy czym układy te mają stanowić konstrukcję wiat bez obudowy ściennej i przekrytych cienkościnnymi nominalnie płaskimi arkuszami blachy fałdowej. Przeprowadzona analiza dotyczyła optymalizacji

przekrojów poprzecznych prętów każdego z elementów badanych ram ze względu na ich wyężenie i zdolność do zachowania stateczności ogólnej całych ram pracujących pod wybranymi typami obciążeń charakterystycznych dla wiat [6]. Przyjęte zostały następujące warunki optymalizacyjne. Pręty powinny być klasy 3, ewentualnie w razie niemożności zachowania tego warunku ze względu na odpowiednią grubość prętów, pręty należy przyjąć jako klasy 2 lub 1. Dążono również do możliwie dużego wykorzystania nośności prętów wykonanych ze stali klasy S235 i uzyskania jak najmniejszego współczynnika obciążeń krytycznych, jednak nie mniejszego niż 1.

Wykonane badania polegały na przeprowadzeniu symulacji komputerowych modeli płaskich ram posiadających dźwigary kratowe [7], zbudowanych w programie Robot [8] przy wykorzystaniu metody przyrostowej MES w nieliniowych obliczeniach, przy czym przyjęte zostały małe przemieszczenia i małe odkształcenia. Każdy rozpatrywany układ poprzeczny jest płaską sztywną ramą składającą się z poziomego dźwigara kratowego połączonego pasem górnym i dolnym z jedno-gałęziowym słupem po każdej stronie. W pierwszym etapie badań optymalizowany jest prostokątny układ poprzeczny Kb, który tworzą m.in. pionowe słupy. W kolejnych etapach optymalizowane są trapezowe układy poprzeczne Kpj ( $j = 1$  do 8), które tworzą m.in. ukośne słupy, a których podstawy są przesunięte: 1) do wnętrza, 2) na zewnątrz układu (Rys. 1a-c).



**Rys. 1.** Schematy trzech różnych typów badanych płaskich składających się z jedno-gałęziowych słupów  $P_{s1}$  and  $P_{s2}$ , oraz dźwigarów o równoległych pasach  $P_{di}$  and  $P_{gi}$  i krzyżulcach  $P_{ki}$  typu V: a) prostokątny układ, b) układ trapezowy odwrócony, c) układ trapezowy, własne opracowanie

Przeprowadzenie badań według pierwotnie przyjętej koncepcji nakazującej optymalizację tylko bazowej prostokątnej konfiguracji ramy i wykorzystanie wyliczonych wielkości przekrojów poprzecznych wszystkich elementów w konfiguracjach pochodnych ramy okazało się niemożliwe ze względu na bardzo duże różnice wyężenia zwłaszcza słupów kolejnych konfiguracji pochodnych. Dlatego postanowiono przeprowadzić optymalizację dla każdej badanej konfiguracji pochodnej ramy. Następnie zamiast badać tendencje zmian poziomów naprężeń pojawiających się w prętach, badano tendencje zmian pola powierzchni i momentu bezwładności każdego typu przekroju. Ostatecznie uznano, że tendencje pojawiające się podczas zmian wartości wskaźnika wytrzymałości przekrojów poprzecznych prętów i współczynnika obciążeń krytycznych całych badanych ram najwłaściwiej opisują zmiany mechaniczne ram poddanych procesowi optymalizacji.

### 3. Wyniki badań

Uwzględnienie wybranych typów obciążeń (charakterystycznych dla wiat) pozwoliło uzyskać konfiguracje ram, w których najbardziej wyężone przekroje poprzeczne należą



do prętów pasa górnego  $P_g$ , pasa dolnego  $P_d$  i krzyżulców  $P_k$ . Natomiast decydujący wpływ na stateczność rozpatrywanych ram ma wielkość poprzecznych przekrojów słupów  $P_s$ . Zoptymalizowane przekroje poprzeczne prętów zostały wyliczone w wyniku wielu kolejnych prób obliczeniowych dokonanych podczas procesu kształtowania konfiguracji podstawowej ramy. Wielkości przekrojów obliczone dla wszystkich typów prętów konfiguracji Kb zostały zamieszczone w tabeli 1, gdzie D i d to średnica i grubość pręta.

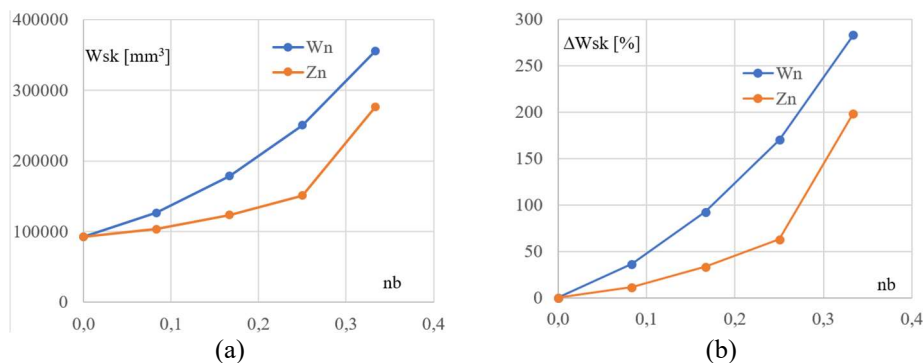
**Tabela 1.** Podstawowe wielkości geometryczne i mechaniczne prętów każdego z czterech elementów wyliczonych w wyniku optymalizacji konfiguracji podstawowej Kb

Element	Przekrój poprzeczny [mm x mm]	D/d	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_r$ [MPa]
$P_s$	177.8 x 4	44	207	-98
$P_d$	114.3 x 4	29	108	-236
$P_g$	219.1 x 4.5	49	238	-130
$P_k$	114.3 x 3	38	157	-232

Charakterystyki przekrojów poprzecznych zamieszczone w tabeli 1 zostały przyjęte dla wstępnych pochodnych konfiguracji  $K_{poj}$  ( $j = 1$  do 8) zoptymalizowanych do konfiguracji pochodnych  $K_{pj}$  ( $j = 1$  do 8). Wyniki i relacje ilościowe zostaną opublikowane w artykule.

#### 4. Analiza i dyskusja

Dla uzyskanych przekrojów słupów i krzyżulców zostały wyliczone wskaźniki wytrzymałości, a na ich podstawie zostały zbudowane wykresy. Wykres sporządzony dla słupów został zaprezentowany na rys. 2a-b, gdzie linie  $W_n$  i  $Z_n$  reprezentują odpowiednio właściwości słupów odwróconych trapezowych i trapezowych konfiguracji.



**Rys. 2.** Linie  $W_n$  i  $Z_n$  obrazujące zależności pomiędzy wielkością wskaźnika Wsk przekrojów poprzecznych słupów odwróconych trapezowych konfiguracji  $K_{pj}$  ( $j = 1$  do 4) – linia  $W_n$  i trapezowych konfiguracji  $K_{pj}$  ( $j = 5$  do 8) – linia  $Z_n$  a nachyleniem  $nb$  tych słupów: a) wartości bezwzględne wskaźnika Wsk, b) przyrosty względne wskaźnika Wsk

Z przeprowadzonej analizy uzyskanych rezultatów badań wynika: 1) znaczący wpływ nachylenia  $nb$  słupów, gdzie:  $nb = d / H = \tan(\beta)$ , na ich pracę wytrzymałościową – linie  $W_n$  i  $Z_n$ , rys. 2a-b, 2) mało znaczący wpływ nachylenia słupów na pracę statyczno-wytrzymałościową krzyżulców trapezowych konfiguracji pochodnych, 3) znaczący wpływ

pochylenia słupów na pracę wytrzymałościową krzyżulców odwróconych trapezowych konfiguracji pochodnych.

Uzyskane zależności są silnie nieliniowe i świadczą o coraz mocniejszym wpływie wraz ze wzrostem pochylenia słupów na wielkość optymalnych przekrojów poprzecznych zwłaszcza słupów, a w mniejszym stopniu krzyżulców. Wyraźnie słabsza jest zależność uzyskana w przypadku konfiguracji trapezowych niż w przypadku odwróconych konfiguracji trapezowych. Ważną tendencję jakościowych, mechanicznych zmian analizowanych konfiguracji można zaobserwować na nieopublikowanym tu rysunku, gdzie zmiany wartości współczynnika obciążeń krytycznych wywołane zmianą pochylenia słupów do pionu zaczynają się od wartości około 1,04 dla zoptymalizowanej kombinacji prostokątnej i szybko rosną dla zoptymalizowanych kolejnych konfiguracji pochodnych.

## 5. Wnioski

Zmiana pochylenia słupów do pionu powoduje znaczący nieliniowy wzrost wyężenia tych słupów oraz współczynnika obciążeń krytycznych całych płaskich ram (rozpatrywanego typu) poddanych wybranym rodzajom obciążeń. Wzrost ten jest szczególnie duży przy nachyleniu słupów do pionu  $\alpha \geq 1/12$  ( $4.7^\circ$ ) w przypadku trapezowych ram i  $\alpha \geq 1/6$  ( $9.4^\circ$ ) dla odwróconych trapezowych ram.

Analizowane zmiany mechaniczne ram wywołane zmianami pochylenia ich słupów mogą być uważane nie tylko za ilościowe, ale również jakościowe. Wniosek taki wynika z faktu, że w przypadku prostokątnych ram i ram trapezowych o niewielkim nachyleniu słupów ograniczeniem decydującym o minimalnej wielkości przekrojów poprzecznych tych słupów są obciążenia krytyczne i zdolność ram rozpatrywanego typu do utraty stateczności ogólnej. Natomiast w przypadku ram trapezowych o znaczącym nachyleniu słupów ograniczeniem decydującym o minimalnej wielkości przekrojów poprzecznych tych słupów jest ich wyężenie.

## Bibliografia

- [1] Reichhart A.: *Geometrical and Structural Shaping Building Shells Made up of Transformed Flat Folded Sheets*. Rzeszów: Publishing House of Rzeszow University of Technology 2002.
- [2] Abramczyk, J.: *Folded Sheets as a Universal Material for Shaping Transformed Shell Roofs*. *Materials* 2021, 14(13), 3582.
- [3] Biegus A.: *Stalowe budynki halowe*. Warszawa: Arkady 2003.
- [4] Zhang H., Shayan S., Rasmussen K. J. R., Ellingwood B. R.: *System-based design of planar steel frames*. *J. Constr. Steel Res.* 2016, 123, pp. 135-143.
- [5] Abel J. F., Mungan I.: *Fifty Years of Progress for Shell and Spatial Structures; International Association for Shell and Spatial Structures*. Madrid: IASS 2011.
- [6] Giżejowski M., Ziółko J.: *Budownictwo ogólne, Tom V. Stalowe konstrukcje budynków. Projektowanie według eurokodów z przykładami obliczeń*. Warszawa: Arkady 2010.
- [7] Wardenier J., Packer J.A., Zhao X. L., van der Vegte G. J.: *Hollow sections in structural applications*. Bouwen met Staal, Zoetemeer 2010.
- [8] Źródło internetowe, <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis>, 05.09.2022 r.



## SPRĘŻYSTE WYBOCZENIE GIĘTNO-SKRĘTNE STALOWYCH ELEMENTÓW DWUTEOWYCH PODDANYCH RÓŻNYM RODZAJOM OBCIĄŻEŃ

Anna Barszcz<sup>1</sup>, Marian Giżejowski<sup>2</sup>, John Papangelis<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: anna.barszcz@pw.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Armii Ludowej 16,  
00-637 Warszawa, mail: marian.gizejowski@pw.edu.pl

<sup>3</sup> School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, NSW 2006, Australia,  
mail: john.papangelis@sydney.edu.au

**Słowa kluczowe:** dwuteownik stalowy, zginanie i ściskanie, wyboczenie giętno-skrętne.

### 1. Wprowadzenie

Rozwiązania w postaci zamkniętej, opisujące zależność między maksymalnym momentem zginającym i ścisającą siłą podłużną w stanie krytycznym wyboczenia giętno-skrętnego sprężystych elementów stalowych o bisymetrycznym przekroju dwuteowym, można uzyskać tylko dla prostych warunków brzegowych oraz przypadku zginania stałym momentem i ściskania. Przypadki innych rodzajów obciążeń, w szczególności obciążeń przęsłowych i/lub momentów na końcach o różnej wartości, wymagają zastosowania przybliżonych metod analitycznych lub numerycznych. Formuły analityczne pozwalające na wyznaczenie obciążenia krytycznego przestrzennej utraty stateczności sprężystych elementów o różnych warunkach brzegowych i/lub schemacie obciążenia zestawione zostały w opracowaniach monograficznych, w kraju m.in. Brezina [1], Weiss i Giżejowski [2], Rykałuk [3].

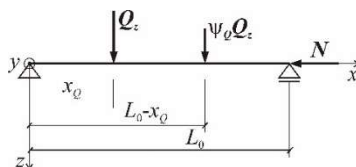
Wyniki badań przedstawione w niniejszym referacie dotyczą analitycznego rozwiązania przybliżonego przypadku wyboczenia giętno-skrętnego stalowych prętów ścisanych i zginanych w płaszczyźnie większej bezwładności przekroju, w wypadku jednoparametrowych schematów obciążenia przęsłowego siłą skupioną lub skupionym momentem zginającym. Pod pojęciem obciążenia jednoparametrowego należy rozumieć oddziaływanie dwiema siłami skupionymi  $Q_z$  i  $\psi_Q Q_z$  (lub momentami skupionymi  $M_{y,app}$  i  $\psi_M M_{y,app}$ ), gdzie  $\psi_Q$ ,  $\psi_M$  są parametrami obciążenia. Każda z sił lub każdy z momentów umieszczone są na innej połowie pręta, przy czym obie siły lub oba momenty przyłożone są w takich samych odległościach od podpór. Rozwiązanie analityczne otrzymano na podstawie udoskonalonej metody energetycznej, zastosowanej do przypadków asymetrycznych obciążeń poprzecznych wywołujących nierównomierny rozkład momentu zginającego, por. Barszcz i in. [4]. Zastosowano zasadę dekompozycji obciążenia na elementarne schematy symetryczny i antysymetryczny. Momenty II rzędu wyznaczono z zasady amplifikacji momentów I rzędu, a momenty wypadkowe wyznaczono w sposób przybliżony, stosując zasadę superpozycji.

Przedstawione w pracy [4] rozwiązanie analityczne dotyczyło sił przesłowych rozłożonych i skupionych. Zostało ono zweryfikowane z wykorzystaniem wyników analiz numerycznych metodą elementów skończonych. W tym celu wykorzystano programy PRFELB [5], opracowany w University of Sydney, oraz LTBeamN [6], opracowany w CTICM. Wykazano, że otrzymane rozwiązanie analityczne należy skorygować, uwzględniając interakcję między symetryczną i antysymetryczną postacią wybożenia pręta w wypadku ściskania siłą podłużną  $N$ . Wymaganą korektę zaproponowano w niniejszej pracy.

Ponadto przedstawiono rozwiązanie przypadków sprężystego wybożenia giętno-skrętnego pręta obciążonego momentami skupionymi. Wykazano, że przypadek obciążenia momentami podporowymi różni się od przypadków, gdy momenty przyłożone są w pewnej odległości od podpór. W każdym z tych przypadków wymagany jest inny sposób amplifikacji momentów, wynikający z innej formy kąta skręcenia i ugięcia pręta w płaszczyźnie mniejszej bezwładności przekroju. W rozwiązaniu z momentami skupionymi zastosowano taki sam sposób uwzględnienia interakcji między symetryczną i antysymetryczną postacią wybożenia pręta przy ściskaniu, jak przy obciążeniu siłami skupionymi.

## 2. Sprężyste wybożenie giętno-skrętne prętów obciążonych siłami skupionymi

Rys. 1 przedstawia rozpatrywany schemat obciążenia pręta siłami skupionymi.



Rys. 1. Schemat obciążenia pręta siłami skupionymi [4]

Punktem wyjścia do uzyskania rozwiązań analitycznych jest równanie wariacyjne wyprowadzone w [4]. Przemieszczenie boczne i kąt skręcenia w stanie krytycznym wygodnie aproksymować funkcjami trygonometrycznymi. W wypadku symetrii obciążenia zastosowano funkcję aproksymującą ugięcie boczne i kąt skręcenia w postaci półfali sinusoidy, podczas gdy w wypadku antysymetrii funkcja aproksymująca ugięcie boczne powinna być w postaci fali sinusoidy, kąt skręcenia zaś w postaci półfali sinusoidy (por. [4]). Rozwiązanie ogólne ma postać:

$$\left(\frac{M_{y,\max}}{C_{bc}M_{cr,0}}\right)^2 = \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)\left(1 - \frac{N}{N_z}\right)\left(1 - \frac{N}{N_T}\right) \quad (1)$$

gdzie:  $N_y$ ,  $N_z$ ,  $N_T$  – minimalne siły bifurkacyjne przy wybożeniu giętym i skrętnym;  $M_{y,\max}$  – moment o wartości maksymalnej;  $C_{bc} = C_{bc,0}/\zeta$ ;  $C_{bc,0}$  – współczynnik odpowiadający obciążeniu przyłożonemu w środku ścinania;  $\zeta$  – parametr modyfikujący, uwzględniający wpływ punktu przyłożenia obciążenia w stosunku do środka ścinania, zgodnie z [4].

Moment  $M_{cr,0}$  jest momentem krytycznym pręta z referencyjnym obciążeniem w postaci momentów skupionych  $M_{y,\text{app}}$  na obu końcach pręta, wywołujących czyste zginanie pręta. Wyprowadzony w [4] współczynnik równoważnego momentu stałego, po zastosowaniu

współczynnika 0,9 interakcji form wyboczenia przy ściskaniu, ma następującą zmodyfikowaną postać:

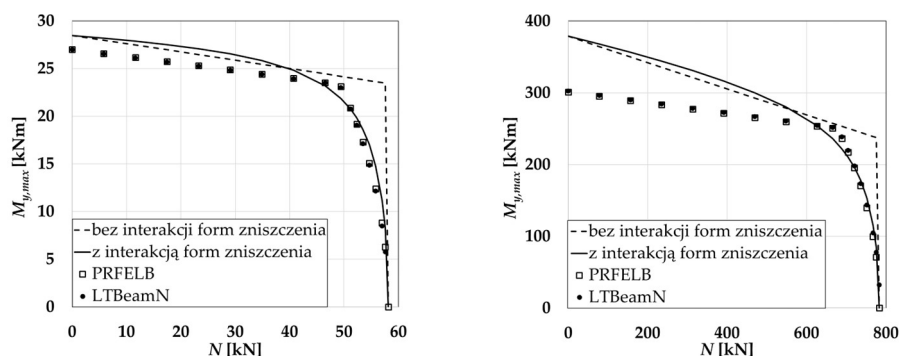
$$C_{bc,0} = \sqrt{k_1 \left[ \left( \frac{M_{y,s,\max}}{M_{y,\max}} \frac{1}{C_{bs,\text{rem}}} \right)^2 + \left( 1 - 0,9 \frac{N}{N_y} \right) \left( 1 - 0,9 \frac{N}{N_z} \right) \left( \frac{M_{y,a,\max}}{M_{y,\max}} \frac{1}{C_{ba,\text{rem}}} \right)^2 \right]^{-0.5}} \quad (2)$$

gdzie:  $k_1=1-I_z/I_y$  – współczynnik uwzględniający wpływ przemieszczeń w stanie przedkrytycznym na wyboczenie giętno-skrętne,  $M_{y,s,\max}$ ,  $M_{y,a,\max}$  – momenty o wartości maksymalnej w odniesieniu do składników oddziaływań symetrycznego i antysymetrycznego;  $C_{bs,\text{rem}}$ ,  $C_{ba,\text{rem}}$  – współczynniki równoważnego momentu stałego w odniesieniu do symetrycznego i antysymetrycznego składników oddziaływań:

$$\left( \frac{1}{C_{bs,\text{rem}}} \right)^2 = 2 \int_0^1 \left[ \frac{M_{y,s}(\xi)}{M_{y,s,\max}} \right]^2 \sin^2 \pi \xi \, d\xi, \quad \left( \frac{1}{C_{ba,\text{rem}}} \right)^2 = 2 \int_0^1 \left[ \frac{M_{y,a}(\xi)}{M_{y,a,\max}} \right]^2 \sin^2 \pi \xi \, d\xi \quad (3a, b)$$

gdzie  $\xi = x/L_0$ .

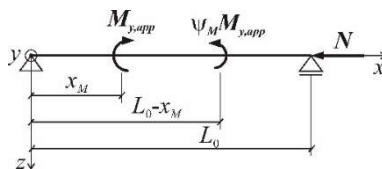
Na rys. 2 przedstawiono porównanie rozwiązań analitycznych z pracy [4] (bez uwzględnienia interakcji form wyboczenia przy ściskaniu), z wykorzystaniem wzorów (1) i (2) z niniejszej pracy, w odniesieniu do przypadku obciążenia antysymetrycznego w postaci sił skupionych w odległości  $L_0/4$  od podpór. Punktami zaznaczono wyniki z symulacji numerycznych metodą elementów skończonych programami LTBeamN oraz PRFELB.



Rys. 2. Krzywe stateczności w odniesieniu do sił skupionych w odległości  $L_0/4$  od podpór: a) IPE 180, b) HEB 180

### 3. Sprężyste wyboczenie giętno-skrętne prętów obciążonych momentami skupionymi

Rys. 3 przedstawia rozpatrywany schemat obciążenia pręta momentami skupionymi.



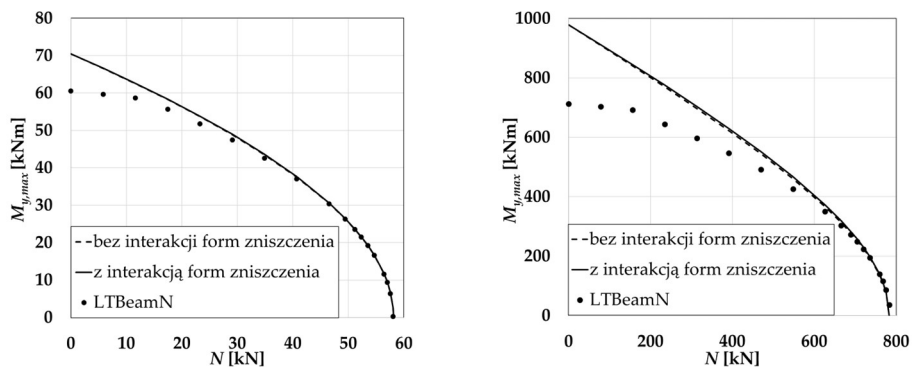
Rys. 3. Schemat obciążenia pręta momentami skupionymi

Można wykazać, że w zależności od odległości  $x_M$  punktu przyłożenia momentów od podpór zmiana ulega postać wyboczenia pręta w odniesieniu do składników oddziaływań

symetrycznego i antysymetrycznego. W wypadku  $x_M = 0$  można stosować te same funkcje opisujące postać wybożenia jak w wypadku przesłowych sił rozłożonych i/lub skupionych. Gdy współrzędna przyłożenia momentów przesuwa się w kierunku przekroju środkowego pręta, to już w niewielkim oddaleniu od podpór funkcję aproksymującą ugięcie boczne w stanie krytycznym należy przyjąć w postaci półfali sinusoidy, zaś kąt skręcenia w postaci fali sinusoidy. Rozwiązanie ma wówczas postać wzorów (1) i (2), przy czym  $(1 - 0,9 N/N_z)$  należy zastąpić przez 1,0, a przy obliczaniu  $M_{cr,0}$  zastosować współczynnik efektywnej długości przy skręcaniu równy 0,5. Współczynniki równoważnego momentu stałego w odniesieniu do składników oddziaływań symetrycznego i antysymetrycznego wyznaczone są wówczas ze wzorów:

$$\left(\frac{1}{c_{bs,rem}}\right)^2 = \frac{1}{2} \int_0^1 \left[\frac{M_{y,s}(\xi)}{M_{y,s,max}}\right]^2 \sin^2 2\pi\xi d\xi, \quad \left(\frac{1}{c_{ba,rem}}\right)^2 = \frac{1}{2} \int_0^1 \left[\frac{M_{y,a}(\xi)}{M_{y,a,max}}\right]^2 \sin^2 2\pi\xi d\xi \quad (4a, b)$$

Na rys. 4 przedstawiono porównanie rozwiązania analitycznego bez uwzględnienia interakcji form wybożenia przy ściskaniu oraz z wykorzystaniem wzoru (3), w odniesieniu do przypadku obciążenia antysymetrycznego w postaci momentu skupionego w odległości  $L_0/2$  od podpór. Punktami zaznaczono wyniki z symulacji numerycznych metodą elementów skończonych programem LTBeamN (program PRFELB daje praktycznie takie same wyniki, por. rys. 2).



Rys. 4. Krzywe stateczności w odniesieniu do momentu skupionego w odległości  $L_0/2$  od podpór: a) IPE 180, b) HEB 180

## Bibliografia

- [1] Brezina V.: *Stateczność prętów konstrukcji metalowych*. Warszawa: Arkady 1966.
- [2] Weiss S., Giżejowski M.: *Stateczność konstrukcji metalowych: układy prętowe*. Warszawa: Arkady 1991.
- [3] Rykaluk K.: *Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych*. Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne 2012.
- [4] Barszcz A. M., Giżejowski M. A., Papangelis J. P.: *Investigations into the Flexural-Torsional Buckling Behavior of Steel Open-Section Beam-Columns*. Buildings 2023, vol. 13, 307.
- [5] Papangelis J. P., Trahair N. S., Hancock G. J.: *Elastic flexural-torsional buckling of structures by computer*. Computer and Structures 1998, vol. 68, str. 125-137.
- [6] Źródło internetowe, <https://www.cticm.com/logiciel/ltbeamn>, LTBeamN software, version 1.0.4, CTICM.



68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

## INNOWACYJNE ROZWIĄZANIA DACHÓW WIAT SOLARNYCH

Jolanta Dźwierzynska<sup>1</sup>, Aleksander Kozłowski<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: joladz@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: kozlowsk@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** kształtowanie konstrukcji, wiaty solarne, optymalizacja, konstrukcje prętowe, paraboloida hiperboliczna.

### 1. Wstęp

Referat dotyczy prezentacji badań związanych z realizacją grantu Podkarpackiego Centrum Innowacji pt. „Innowacyjne rozwiązania przekryć dachowych”. Celem projektu było opracowanie metody kształtowania i konstruowania wiat z wykorzystaniem innowacyjnych rozwiązań dachów powłokowych, na których można zainstalować systemy fotowoltaiczne (BIPV). W projekcie uczestniczyli pracownicy Wydziału Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury oraz Wydziału Matematyki i Fizyki Stosowanej Politechniki Rzeszowskiej, jak również pracownik Uniwersytetu Rzeszowskiego.

Analizowano wiaty z dachami dwukrzywiznowymi, stosowane jako wiaty parkingowe dla samochodów, rowerów i hulajnóg oraz zadaszenie nad przystankami dworcowymi. Jako materiał konstrukcyjny przyjęto stopy aluminium.

Powierzchnie, na których można zastosować czworokątne siatki i wypełniające je płaskie panele, mogą być podstawą do kształtowania wiat solarnych [1]. Z istniejących zastosowań i realizacji znany jest sposób kształtowania jednowarstwowych powłok siatkowych polegający na umieszczeniu prętów lub węzłów siatki na tzw. powierzchni bazowej [2]. Ideą opracowania był taki dobór powierzchni bazowej do kształtowania siatki prętów, aby jak największa ilość energii słonecznej dochodziła do paneli fotowoltaicznych, dla założonego miejsca lokalizacji. Celem dodatkowym było opracowanie alternatywnych, do typowych wiat z płaskimi dachami, rozwiązań pozwalających na urozmaicenie przestrzeni miejskiej przez niebanalną formę tych obiektów.

### 2. Materiały i metody

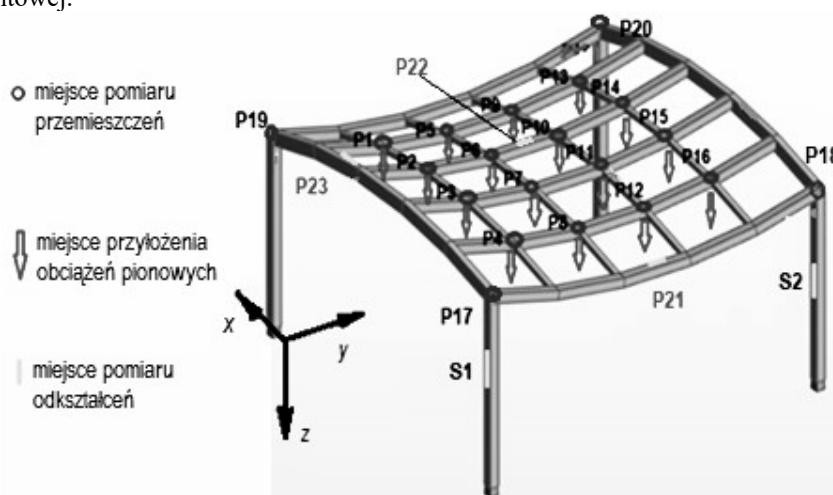
Jako powierzchnię do kształtowania zadaszeń wybrano paraboloidę hiperboliczną, która charakteryzuje się korzystnymi właściwościami geometrycznymi, jak również mechanicznymi, co wykazano również w toku wstępnych analiz matematycznych. Następnie utworzono model parametryczny konstrukcji z przekryciem będącym wycinkiem paraboloidy hiperbolicznej podzielonej na siatkę czworokątną przy użyciu narzędzi działających w środowisku programu Rhinoceros 3D, Robert McNeel & Associates [3].

W tym celu utworzono skrypty blokowe opisujące parametry konstrukcji, jak również ich usytuowanie i orientację względem stron świata. Jako zmienne projektowe zastosowano: wysokość konstrukcji, wysokość konstrukcyjną powierzchni dachu, długość boku oczka siatki, kąt pochylenia powierzchni przekrycia dachowego względem płaszczyzny poziomej. Przeprowadzono proces optymalizacji przekryć dachowych ze względu na ilość promieniowania słonecznego pochłanianego przez powierzchnię przekrycia. Celem optymalizacji był dobór odpowiedniego kształtu i wysokości dachu oraz wysokości konstrukcji, przy maksymalizacji ilości energii słonecznej pochłanianej przez powierzchnię dachu.

Kolejnym etapem była analiza statyczna ukształtowanych modeli konstrukcji oraz sprawdzenie stanów granicznych nośności i użyteczności według stosownych norm [4-6]. Przeprowadzono optymalizację masy elementów konstrukcyjnych wykorzystując procedury programu Robot Structural Analysis Professional firmy Autodesk [7], zawierające algorytmy obliczeniowe ww. norm. Jako schemat statyczny wiaty przyjęto konstrukcję przestrzenną z zastosowaniem połączeń sztywnych elementów konstrukcji. Przeanalizowano warianty konstrukcji dla różnych profili zamkniętych. Wybrano najlepsze rozwiązania konstrukcyjne z uwagi na opisujące je parametry, kierując się jednocześnie względami technologicznymi.

Następnie wykonano projekt wykonawczy przykładowej wiaty samochodowej (carportu), a następnie zlecono wykonanie prototypu konstrukcji wiaty. Konstrukcja została przebadana w warunkach zbliżonych do rzeczywistych w Wydziałowym Laboratorium Badań Konstrukcji Wydziału Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury Politechniki Rzeszowskiej. Zastosowano 3 schematy obciążeń wiaty, różniące się wielkością oraz sposobem obciążenia konstrukcji:

- schemat S1 – symulacja obciążenia panelami fotowoltaicznymi (PV) oraz śniegiem (Rys.1),
- schemat S2 – symulacja obciążenia panelami PV i obciążeniem wiatrem z lewej strony,
- schemat S3 – symulacja obciążenia panelami PV i obciążeniem wiatrem od strony frontowej.



Rys. 1. Schemat obciążenia S1



Obciążenia pionowe realizowano stosując odważniki wzorcowe o masie 25 kg. Zastosowano 96 obciążników o łącznej masie 2400 kg. Obciążniki podwieszano do konstrukcji na linkach stalowych.

Obciążenie poziome przykładano stosując ściągi napinane śrubami rzymskimi, a pomiary sił wykonywano za pomocą siłomierzy elektronicznych ze wzmacniaczami firmy HBM. Wartości sił obciążeń wiatrem ustalono na podstawie obliczeń wykonanych w programie Robot Structural Analysis Professional.

W czasie badań mierzono:

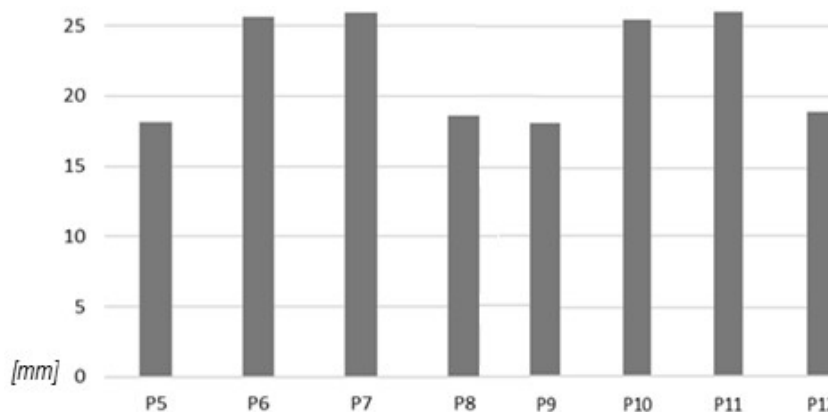
- przemieszczenia pionowe wybranych punktów konstrukcji dachowej, stosując metodę geodezyjną oraz czujniki indukcyjne. W metodzie geodezyjnej zastosowano precyzyjny tachimetr automatyczny oraz przyzmaty geodezyjne. Przyzmaty zamocowano w węzłach konstrukcji dachu,
- odkształcenia w wybranych punktach, stosując metodę tensometryczną,
- przemieszczenia poziome słupów za pomocą czujników indukcyjnych.

### 3. Wyniki

Poniżej przedstawiono wstępne wyniki badań doświadczalnych konstrukcji prototypowej wiaty. Analiza przemieszczeń pionowych w przekrojach poprzecznych pozwala stwierdzić, że przy obciążeniu ciężarem paneli oraz śniegiem, konstrukcja zachowuje się symetrycznie, czyli nie wykazuje bocznych przemieszczeń ani skręcenia.

Największe przemieszczenia pionowe odnotowano w punktach: P6, P7, P10, P11 (Rys. 1 i 2). Maksymalne przemieszczenie trwałe wyniosło 3.1 mm w punkcie P7. Przemieszczenia poziome w pp. P17 do P20 mieściły się w przedziale:

- w kierunku osi X od 1,07 do 1,77 mm,
- w kierunku osi Y od 0,06 do 0,48 mm.



Rys. 2. Wykres przemieszczeń pionowych

### 4. Wnioski

Rezultatem projektu są efektywne wiaty parkingowe dla samochodów, rowerów i hulajnóg oraz zadaszenia nad przystankami dworcowymi z dachami dwukrzywiznowymi, na których zastosowano BIPV z płaskimi panelami typu szkło-szkło. Proponowane

rozwiązanie stanowi wyjście naprzeciw potrzebom rynku, wynikającym z celu zwiększenia udziału OZE w mikście energetycznym oraz rosnących potrzeb wzbogacenia przestrzeni publicznej w obiekty solarne, umożliwiające doładowanie baterii i urządzeń elektronicznych. Wiaty charakteryzują się efektywnością konstrukcyjną, co przekłada się na masę konstrukcji, jak również optymalnym siodłowym kształtem, który zapewnia dotarcie znacznej ilości energii słonecznej do powłoki dachowej. W porównaniu z tradycyjnymi wiatami o płaskich dachach i tradycyjnych ramkowych panelach, opracowane konstrukcje mogą produkować mniej energii elektrycznej, jednak z drugiej strony charakteryzują się ciekawym kształtem i dużą estetyką.

### **Bibliografia**

- [1] Pottman H., Asperl A., Hofer M., Kilian A.: *Architectural Geometry*, Bentley Institute Press: Exton, PA, USA, (2007).
- [2] Dzwierzynska, J.: *Shaping of Curvilinear Steel Bar Structures for Variable Environmental Conditions Using Genetic Algorithms – Moving towards Sustainability*, *Materials*, 2021, 14, 1167. <https://doi.org/10.3390/ma14051167>.
- [3] <https://www.rhino3d.com>.
- [4] PN-EN 1999-1-1: 2011. Eurokod 9. Projektowanie konstrukcji aluminiowych. Część 1-1: Reguły ogólne. PKN, Warszawa, 2009.
- [5] PN-EN 1991-1-3: 2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – obciążenie śniegiem. PKN, Warszawa, 2005.
- [6] PN-EN 1991-1-4: 2005. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływanie wiatru. PKN, Warszawa, 2008.
- [7] <https://www.autodesk.com/education/edusoftware/overview?sorting=featured&filters=individual>.



## PARAMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE KRZYWOLINIOWYCH, MODUŁOWYCH KONSTRUKCJI PRĘTOWYCH

Jolanta Dźwierzynska<sup>1</sup>, Patrycja Lechwar<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: joladz@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: p.lechwar@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** kształtowanie konstrukcji, parametryczne modelowanie, algorytmy genetyczne, konstrukcje prętowe, paraboloida hiperboliczna.

### 1. Wstęp

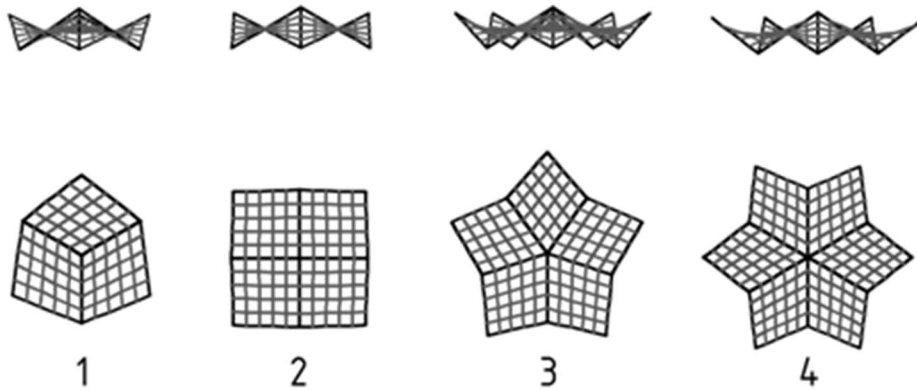
Wiek XX to czas, kiedy w architekturze i budownictwie popularne stało się dążenie do nowoczesnych i efektywnych form [1]. W okresie powojennym zainteresowano się szczególnie kształtowaniem konstrukcji bazujących na powierzchniach dwukrzywiznowych [2, 3], w szczególności paraboloidzie hiperbolicznej [4-6] z uwagi na jej właściwości zbliżone do właściwości powierzchni minimalnych [7, 8]. W opracowaniu wykorzystano tę powierzchnię jako powierzchnię bazową do kształtowania modułowych stalowych konstrukcji zadaszeń pawilonów.

### 2. Materiały i metody

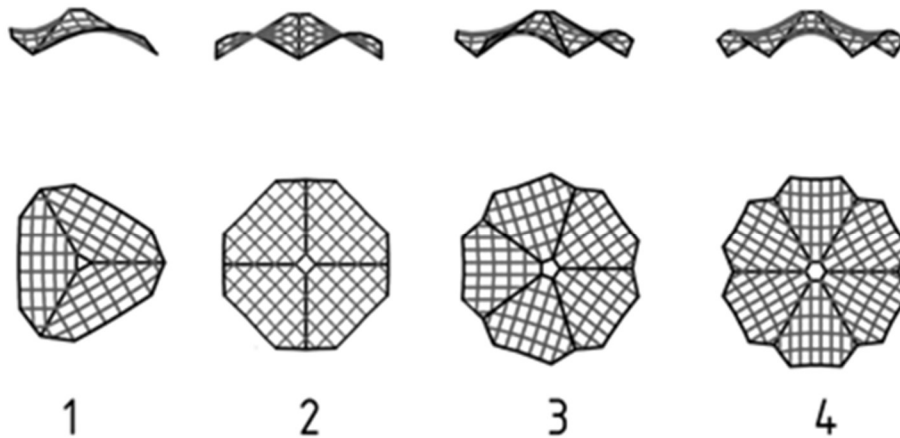
Celem niniejszego referatu jest przedstawienie optymalizacyjnego podejścia do kształtowania zadaszeń pawilonów uformowanych ze stalowych modułów prętowych o kształcie paraboloidy hiperbolicznej, rozłożonych centrycznie. Zadaszenia zaprojektowano nad planem w kształcie wielokąta foremnego. Rozpatrzono cztery wersje planu: trójkąt równoboczny, kwadrat, pięciokąt i sześciokąt foremny. Konstrukcje ukształtowano, wykorzystując program do parametrycznego projektowania Rhinoceros 3D z nakładką do wizualnego programowania Grasshopper. Założono, że każda konstrukcja jest złożona z takich samych modułów, których liczba determinowana jest przez liczebność boków rozważanego wielokątnego planu. W programie Rhinoceros 3D utworzono skrypt opisujący geometrię i topologię konstrukcji. Zmiennymi parametrami były: wysokość konstrukcji, wysokość zewnętrznych naroży modułów oraz odległość rzutów poziomych zewnętrznych naroży modułów od krawędzi wielokątów planu pawilonu. Natomiast parametrem stałym przy kształtowaniu konstrukcji zadaszeń był promień koła opisanego na każdym wielokącie planu. Dla każdego z czterech rozpatrywanych typów konstrukcji (trójmodułowej, czteromodułowej, pięciomodułowej, sześciomodułowej), przy zadanych kryteriach

wstępnych, przeprowadzono optymalizację genetyczną kształtu przekrycia polegającą na minimalizacji jego powierzchni w stosunku do powierzchni przekrywanego planu.

Optymalizację przeprowadzono przy założeniu dwóch różnych materiałów stanowiących pokrycie dachowe: blachy stalowej (Rys. 1) oraz paneli szklanych (Rys. 2), w tym paneli fotowoltaicznych typu szkło-szkło. Zastosowanie płaskich paneli spowodowało potrzebę odpowiedniego ukształtowania siatek prętów tak, aby każde „oczko” siatki stanowiło płaski wielobok.



**Rys. 1.** Konstrukcja zadaszenia pokrytego blachą nad planem w kształcie:  
1) trójkąta równobocznego, 2) kwadratu, 3) pięciokąta foremnego, 4) sześciokąta foremnego



**Rys. 2.** Konstrukcja zadaszenia pokrytego panelami szklanymi nad planem w kształcie:  
1) trójkąta równobocznego, 2) kwadratu, 3) pięciokąta foremnego, 4) sześciokąta foremnego

Dla optymalnych form konstrukcji zadaszni przeprowadzono analizę statyczną za pomocą programu Robot Structural Analysis Professional 2022. Uwzględniono obciążenia stałe obejmujące ciężar własny konstrukcji oraz obciążenia zmienne, takie jak: obciążenie śniegiem (rozłożone równomiernie i nierównomiernie, dla lokalizacji miasta Rzeszów znajdującego się w III strefie obciążenia śniegiem) oraz obciążenie wiatrem (wprowadzone do modelu jako automatyczna symulacja, wartości obciążenia dla lokalizacji

miasta Rzeszów znajdującego się w I strefie obciążenia wiatrem). Zastosowano automatyczną generację kombinacji obciążeń zgodnie z obowiązującymi normami. Po wprowadzeniu wszystkich koniecznych parametrów, konstrukcje zwymiarowano biorąc pod uwagę najbardziej niekorzystne kombinacje SGN i SGU.

### 3. Wyniki

Obliczenia statyczne przeprowadzono dla optymalnych form konstrukcji przy zastosowaniu siatek prętów o jednakowej topologii. Zwymiarowano konstrukcje przy jednoczesnej optymalizacji ich masy. Dokonano analizy rezultatów: masy konstrukcji, maksymalnego przemieszczenia węzłów przy zastosowanych przekrojach i przyłożonych obciążeniach oraz naprężeń w prętach.

Jako jeden z parametrów porównawczych efektywności konstrukcji poszczególnych typów zastosowano masę konstrukcji zadaszania przypadającą na metr kwadratowy przekrywanego planu. Wielkości tego parametru zestawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Wartości parametru porównawczego dla poszczególnych konstrukcji

Numer konstrukcji	Wartość parametru porównawczego dla konstrukcji z pokryciem z blachy [kg/m <sup>2</sup> ]	Wartość parametru porównawczego dla konstrukcji z pokryciem ze szkła [kg/m <sup>2</sup> ]
1	10,8	25,0
2	11,6	25,8
3	11,7	26,6
4	12,5	28,8

Dla konstrukcji pokrytych panelami szklanymi/szklanymi panelami fotowoltaicznymi przeprowadzono również dodatkowo odrębną analizę. Parametrem porównawczym był stosunek pola powierzchni płaskich czworobocznych paneli typu szkło-szkło, do pola powierzchni przekrywanego placu.

### 4. Wnioski

W wyniku kształtowania uzyskano kilka efektywnych modułowych konstrukcji zadaszonych pawilonów. Analiza porównawcza uzyskanych rezultatów pozwala stwierdzić, że wraz ze wzrostem liczby modułów w konstrukcji wzrasta ilość materiału konstrukcyjnego przypadającego na metr kwadratowy planu. Zatem zadaszony trójmodułowy jest najefektywniejszy.

Na podstawie analizy wyników efektywności konstrukcji pokrytych panelami szklanymi pod względem możliwości zastosowania paneli fotowoltaicznych, można stwierdzić, że każda z rozpatrywanych konstrukcji wykazuje podobną efektywność.

Przedstawiony w referacie sposób kształtowania modułowych konstrukcji na bazie paraboloidy hiperbolicznej przy zastosowaniu algorytmów genetycznych może stanowić

wytyczne do racjonalnego kształtowania innych modułowych konstrukcji o modułach rozłożonych centrycznie. Natomiast wyniki optymalizacji - modułowe konstrukcje prętowe mogą stanowić efektywne rozwiązania, mogące znaleźć praktyczne zastosowanie.

### **Bibliografia**

- [1] Hameed A., H. Al.-Alwan A. S., Oukaili N.: *Architectural Potentiality of Free-Form Structures*, Proceedings of International Structural Engineering and Construction 7(1), Sierpień 2020.
- [2] Pottmann H.: *Geometry of architectural freeform structures*, Conference: Proceedings of the 2008, ACM Symposium on Solid and Physical Modeling, Stony Brook, Nowy Jork, USA, 2-4 czerwca, 2008.
- [3] Billington D. P.: *Thin Shell Concrete Structures*, 2nd. Ed. McGraw-Hill Book Company, 1982
- [4] Vafai A., Farshad M.: *A study of Hyperbolic-Paraboloid Concrete Shell Structures (1980)*, Architectural Science Review, 90-95, Październik 2011.
- [5] Kilian M., Pellis D., Wallner J., Pottmann H.: *Material-minimizing forms and structures*, ACM Transactions on Graphics 36(6):1-12, Listopad 2017.
- [6] Lechwar P.: *Kształtowanie modułowych konstrukcji prętowych przekryć dachowych na podstawie powierzchni paraboloidy hiperbolicznej*, Inżynieria i Budownictwo, Warszawa, Styczeń – Luty 2023, s. 60 – 64.
- [7] Dzwierzynska J.: *Multi-Objective Optimizing Curvilinear Steel Bar Structures of Hyperbolic Paraboloid Canopy Roofs*, Buildings, 10(3), 39, luty 2020.
- [8] Dzwierzynska J., Lechwar P.: *Algorithmic-Aided Approach for the Design and Evaluation of Curvilinear Steel Bar Structures of Unit Roofs*. Materials 15(10):3656, maj 2022.

## WYNIKI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH A OBLICZENIA WEDŁUG METODY OGÓLNEJ CIENKOŚCIENNYCH ELEMENTÓW ZŁOŻONYCH BLISKOGAŁĘZIOWYCH O PRZEKROJU ZBIEŻNYM

Marcin Górski<sup>1</sup>, Rafał Budziński<sup>2</sup>, Katarzyna Sieńkowska-Szpetnar<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: mgorski@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: r.budzinski@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: k.sienkowska@prz.edu.pl

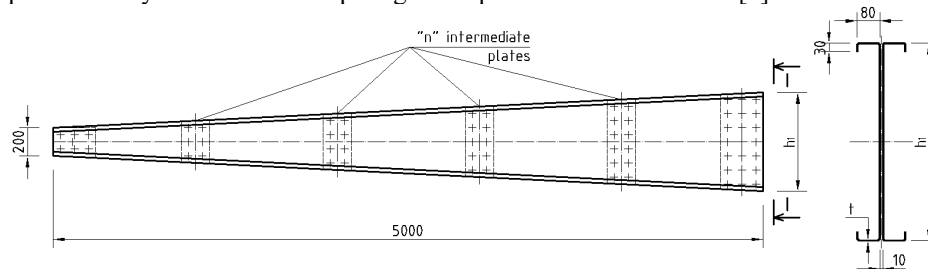
**Słowa kluczowe:** kształtowniki gięte na zimno, przekrój zbieżny, metoda ogólna.

### 1. Wstęp

W referacie przedstawiono wyniki badań doświadczalnych cienkościennych elementów złożonych bliskogałęziowych o przekroju ceowym zbieżnym oraz porównano je z rezultatami obliczeń tzw. metodą ogólną opisaną w normie PN-EN 1993-1-1 [1].

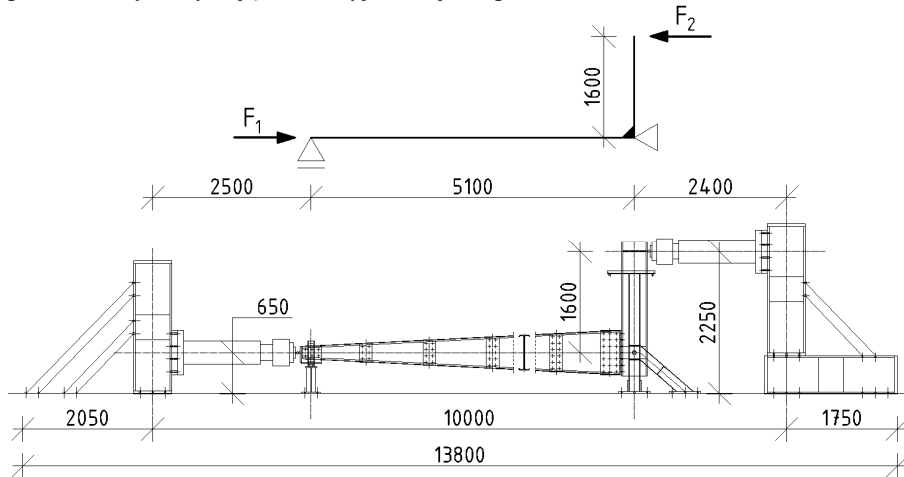
### 2. Materiały i metody

Analizie poddano 5-metrowe elementy złożone z dwóch czterogiętych na zimno ceowników zwróconych do siebie środkami i posiadających liniowo zmienną wysokość przekroju, rozpoczynającą się od 200 mm (Rys. 1). Uwzględniono wpływ takich parametrów jak: grubość ścianek  $t$  (2-6 mm), wysokość wyższego końca elementu  $h_1$  (300-700 mm), liczba przewiązek na długości elementu  $n$  (2-6 sztuk), a także rodzaj sił wewnętrznych – czyste zginanie, czyste ściskanie oraz ściskanie mimośrodowe o ramieniu sił wynoszącym 1 m. Dobór parametrów poszczególnych próbek został ustalony na podstawie poliselekcyjnego planu Hartleya PS/DS-P:Ha4 opartego na hipersześcianie łacińskim [2].



Rys. 1. Geometria badanych elementów

Obciążenie realizowano przy pomocy dwóch siłowników Instron Schenck 630 kN (Rys. 2). Podczas badań rejestrowano także przemieszczenia poziome i pionowe wybranych punktów, wykorzystując indukcyjne czujniki przemieszczeń.



Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego

Nośność elementu określano przy pomocy metody ogólnej [3], sprawdzając warunek (1):

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (1)$$

gdzie  $\chi_{op}$  – współczynnik niestateczności z płaszczyzny dla smukłości względnej  $\bar{\lambda}_{op}$ , danej wzorem (2):

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (2)$$

gdzie:

$\alpha_{ult,k}$  – minimalny mnożnik obciążeń obliczeniowych odpowiadający nośności przekroju w płaskim stanie deformacji, uwzględniający wstępne imperfekcje w płaszczyźnie  $e$ ,  
 $\alpha_{cr,op}$  – minimalny mnożnik obciążeń obliczeniowych, odpowiadający niestateczności z płaszczyzny układu.

Z uwagi na zmienne charakterystyki przekroju na długości elementu, w celu lokalizacji przekroju krytycznego podzielono element na 10 części o długości 0,5 m każda. W ten sposób uzyskano 11 przekrojów, dla których następnie wyznaczano mnożnik  $\alpha_{ult,k}$ . Ostatecznie wartość współczynnika dla najbardziej krytycznego z analizowanych przekrojów dana jest wzorem (3):

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk,crit}} + \frac{M_{y,Ed,crit} + N_{Ed} \cdot e_{crit}}{M_{y,Rk,crit}} \quad (3)$$

Z kolei do wyznaczania mnożnika  $\alpha_{cr,op}$  wykorzystano oprogramowanie LTBeamN [4], upraszczając geometrię elementu do kształtu dwuteownika o analogicznych grubościach poszczególnych ścianek i zmiennej wysokości.



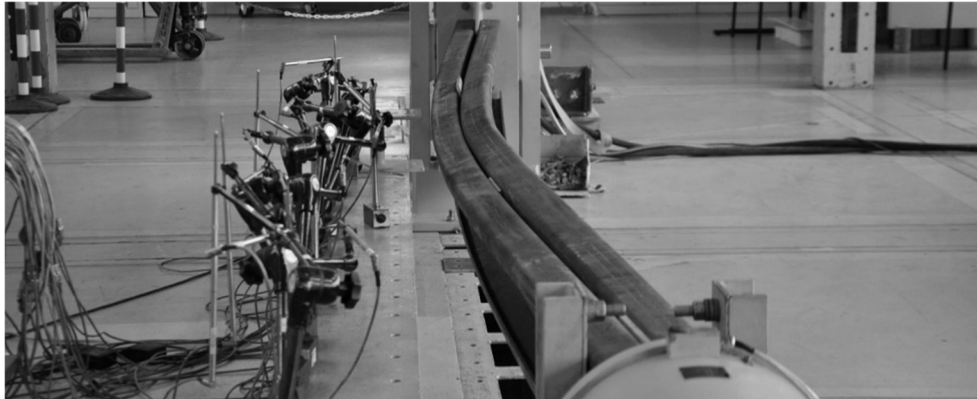
### 3. Wyniki

W tabeli 1 przedstawiono wyniki badań doświadczalnych poszczególnych próbek oraz wyników uzyskanych metodą ogólną. Za wyczerpanie nośności elementu uznawano punkt, w którym rozpoczął się spadek sił w obu siłownikach. W ostatniej kolumnie podano teoretyczne wyęźnienie próbek, porównując rzeczywiste wartości sił z nośnością uzyskaną na podstawie obliczeń metodą ogólną.

**Tabela 1.** Wyniki badań doświadczalnych oraz wartości uzyskane z metody ogólnej

Symbol	t	h <sub>1</sub>	n	Siła ściskająca (F <sub>1</sub> )	Moment zginający (F <sub>2</sub> ×r)	Przekrój krytyczny	Mnożnik α <sub>ult,k</sub>	Mnożnik α <sub>cr,op</sub>	Ratio
[-]	[mm]	[mm]	[szt.]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[-]
S1	6	300	2	446,84	26,03	9	2,19	1,78	0,86
S2	2	700	2	234,47	0	5	1,55	1,18	1,27
S3	2	300	6	242,54	0	6	1,45	1,05	1,40
S4	6	700	6	457,82	81,72	6	1,94	1,35	1,08
S5	6	300	2	0	174,87	11	1,03	2,00	1,26
S6	2	700	2	0	110,22	11	1,19	1,06	1,51
S7	2	300	6	0	44,62	11	1,27	1,61	1,19
S8	6	700	6	0	384,3	11	1,56	1,30	1,19
S9	2	500	4	51,2	58,82	11	1,32	1,24	1,32
S10	6	500	4	215,87	206,56	11	1,53	1,50	1,11
S11	4	300	4	65,05	88,62	11	1,30	1,69	1,14
S12	4	700	4	152,99	161,96	11	1,63	1,22	1,22
S13	4	500	2	115,56	144,47	11	1,41	1,24	1,28
S14	4	500	6	125,97	130,27	11	1,51	1,31	1,20
S15	4	500	4	433,78	24,89	8	1,75	1,18	1,22
S16	4	500	4	0	207,23	11	1,15	1,10	1,49
S17	4	500	4	95,47	129,29	11	1,59	1,41	1,13
S18	4	500	2	0	140,13	11	1,71	1,63	1,01
S19	3	700	4	0	145,91	11	1,55	1,26	1,22
S20	6	700	4	47,66	286,81	11	1,99	1,64	0,94
S21	6	700	4	572,67	19,14	5	2,46	1,43	0,96

Wartości wyęźnienia powyżej 1,0 oznaczają, że nośność teoretyczna elementu była mniejsza niż nośność rzeczywista uzyskana z badań. W większości przypadków krytycznym przekrojem był ten zlokalizowany najbliżej utwierdzenia, a zatem w miejscu działania największego momentu zginającego. Jedynie w próbkach poddanych znacznej sile osiowej decydowały przekroje znajdujące się bliżej środka elementu, co wynika z uwzględnienia imperfekcji łukowej. Na rys. 3 i 4 pokazano deformacje wybranych próbek.



Rys. 3. Wyboczenie giętnie elementu S-1



Rys. 4. Zwichrzenie elementu S-8

#### 4. Wnioski

Wykorzystanie metody ogólnej do obliczenia nośności cienkościennych, złożonych elementów o przekroju zbieżnym w zdecydowanej większości przypadków daje oszacowanie po stronie bezpiecznej, jednocześnie zwracając wyniki o akceptowalnej dokładności, na ogół nie przekraczającej 30%. Nie stwierdzono zauważalnego wpływu liczby zastosowanych przewiązek na nośność elementu.

#### Bibliografia

- [1] PN-EN-1993-1-1 (2006) – Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] Polański Z.: *Planowanie doświadczeń w technice*. Warszawa: PWN 1984.
- [3] Simes Da Silva L., Rebelo C., Marques L.: *Application of the General Method for the Evaluation of the Stability Resistance of Non-Uniform Members*. ICASS '09/IJSSD - Proceedings of Sixth International Conference on Advances in Steel Structures and Progress in Structural Stability and Dynamics, str. 245-252.
- [4] Źródło internetowe, <https://www.cticm.com/logiciel/ltbeamn>.



## ANALIZA EFEKTYWNOŚCI UŻEBROWANIA STYKÓW DOCZOŁOWYCH BELEK WYSOKICH

Paweł Kawecki<sup>1</sup>, Aleksander Kozłowski<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Biuro Inżynierskie Mostostal sp.j., ul. Piękna 28/34 lok. 13, 00-547 Warszawa,  
mail: pawel.kawecki@bimostostal.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: kozlowsk@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** styki belek wysokich, węzły doczołowe, uźebrowanie styków, wzmocnienie węzłów.

### 1. Wstęp

Norma [1] podaje procedury obliczeniowe nośności i sztywności połączeń doczołowych belek oraz węzłów belka-słup, ale dotyczą one głównie typowych rozwiązań stosowanych w konstrukcjach szkieletowych budynków. Styki belek o dużej wysokości, szczególnie belek blachownicowych, wykazują odmienne zachowanie. Zagadnienie to było przedmiotem pracy doktorskiej [2]. W ramach tej pracy wykonano:

- badania doświadczalne czterech styków belek o wysokości 1,5 oraz 1,0 m [3, 4],
- utworzono zaawansowane modele MES, zwalidowane do własnych badań doświadczalnych,
- wykonano obszerną analizę parametryczną węzłów o różnych wartościach parametrów geometrycznych i materiałowych, na podstawie której przedstawiono propozycję modyfikacji normowej metody składnikowej, dedykowanej stykom belek wysokich [5].

### 2. Materiały i metody

Styki belek oraz węzły belka-słup są często wykonywane jako śrubowe węzły doczołowe z blachą wystającą. Liczba śrub w szeregach ponad i bezpośrednio pod pasem belki wynosi 2, 4 lub 6 (Tabela 1), w zależności od potrzeb projektowych. W wielu przypadkach projektanci, w celu zwiększenia nośności połączenia doczołowego, stosują dodatkowe wzmocnienia w postaci żeber usztywniających (Rys. 1).

Przedmiotem referatu jest ocena skuteczności i efektywności uźebrowania styków doczołowych belek wysokich.



sił efektu dźwigni oraz nośności styków W2-1-11 dla poszczególnych wariantów uźebrowania.

**Tabela 2.** Porównanie wyników analizy: sił efektywnych ( $F_{T,eff,i}$ ), sił efektu dźwigni ( $Q_{T,i}$ ) i nośności podstawowego styku W2-1-11

Szereg	$h_i$ [mm]	Bez żeber W2-1-11		Żebro pionowe W2-1-I		Żebra poziome między szeregami					
						2-3 W-2-1-F		2-3-4 W-2-1-G		2-3-4-5 W-2-1-H	
		$F_{T,eff,i}$	$Q_{T,r,i}$	$F_{T,eff,i}$	$Q_{T,i}$	$F_{T,eff,i}$	$Q_{T,i}$	$F_{T,eff,i}$	$Q_{T,i}$	$F_{T,eff,i}$	$Q_{T,i}$
1	1537	342,8	74,4	495,2	0	282,2	64,2	286,4	66,2	289,6	67,0
2	1431	499,4	0	500,0	0	500,8	0	501,2	0	503,2	0
3	1331	227,0	19,6	239,4	18,0	293,4	0	374,4	0	366,8	0
4	1231	166,2	45,4	175,4	47,2	134,8	32,2	235,0	0	296,6	0
5	1131	142,4	34,4	150,6	35,8	112,8	31,0	108,0	25,6	182,4	0
6	1031	116,2	29,4	122,8	30,4	94,4	26,0	87,0	27,6	82,2	23,4
7	931	91,4	25,8	96,2	26,4	73,6	23,8	70,0	23,6	63,8	24,6
8	831	68,2	23,4	71,0	23,8	54,4	22,6	51,4	22,4	47,6	22,4
9	731	46,2	22,4	47,6	22,4	36,2	22,4	33,4	22,6	30,4	22,8
10	631	26,6	23,4	26,2	23,8	19,4	26,0	16,2	28,2	13,0	30,4
11	531	6,0	36,8	4,4	38,2	0	42,6	0	42,6	0	42,6
$M_{j,Rk}$ [kNm]		2124		2395		1981		2182		2307	
$M_{j,Rk}/M_{j,Rk/o}$		1		1,13		0,93		1,03		1,09	

W wyniku podparcia blachy czołowej żebrzem pionowym (styk W2-1-I) nastąpiło szersze wciągnięcie do współpracy śrub szeregu 1 i zwiększenie udziału tego szeregu w nośności styku. Nośność połączenia wzrosła z 2124 kNm do 2395 kNm, co wynosi 13%. W wielu przypadkach może to mieć istotny wpływ na proces projektowania i zastosowane rozwiązania.

W przypadku połączenia W2-1-F z jednym żebrzem poziomym pomiędzy szeregami 2-3, nośność styku zmalała o 7% i wyniosła 1981 kNm. Przyczyn tego należy szukać w rozkładzie sił w śrubach. Zastosowane żebro usztywniło dodatkowo szereg 2, już mocno obciążony i odbierający siły z pasa belki i środka. W wyniku tego szereg 2 jeszcze szybciej osiągnął siły w śrubach równe ich charakterystycznej nośności granicznej 250 kN. Usztywnienie szeregu 3 miało mniejsze znaczenie. Zastosowanie żeber pomiędzy szeregami 3-4 i 4-5 usztywniło i zwiększyło obciążenie szeregów śrub 3, 4 i 5, które mają rezerwę nośności. Usztywnianie tych szeregów żebrami jest jednak znacznie mniej efektywne niż usztywnienie szeregu 1, o znacznie większym ramieniu sił.

#### 4. Wnioski

Wyniki analizy modeli MES styków pokazują, że najskuteczniejsze, w celu zwiększenia nośności, jest usztywnianie żebrzem pionowym blachy czołowej w szeregu 1. Dotyczy to jednak tylko modelu zniszczenia 2 króćca teowego blachy. W przypadku 3 modelu zniszczenia decydującego o nośności tego szeregu, występuje niebezpieczeństwo uzyskania sztywności króćca w szeregu 1 większej niż w szeregu 2, co może zmniejszyć nośność styku.

Stosowanie żeber poziomych usztywniających dodatkowo tylko króciec krytyczny w szeregu 2 obniża nośność styku.

Pewne zwiększenie nośności styku można uzyskać stosując żebra poziome między szeregami 3, 4 i 5.

Jako zalecenie projektowe wzmocnienia takich styków można przyjąć zasadę, aby nie zwiększać sztywności króćca krytycznego (najbardziej wyęźżonego, tu w szeregu 2), tylko króćców z nim sąsiadujących.

## Bibliografia

- [1] PN-EN 1993-1-8. Eurocod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, Warszawa, 2006.
- [2] Kawecki P.: *Stany graniczne nośności wielośrubowych styków doczołowych dźwigarów spawanych. Praca Doktorska, 2020.* Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska.
- [3] Kawecki P., Kozłowski A.: *Badania rozkładu sił wewnętrznych w zginanych wielośrubowych stykach doczołowych blachownic.* Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2017.
- [4] Kawecki P., Kozłowski A.: *Experimental investigation of end-plate splices with multiple bolt rows of large girders.* Journal of Constructional Steel Research, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105859>.
- [5] Kawecki P., Kozłowski A.: *Nośność doczołowych styków wysokich belek dwuteowych z wieloma szeregami śrub.* Inżynieria i Budownictwo, nr 1-2/2023.



## BADANIA SZKŁA LAMINOWANEGO Z ZATOPIONĄ SIATKĄ STALOWĄ PODDANEGO OBCIĄŻENIU W PŁASZCZYŹNIE

Marcin Kozłowski<sup>1</sup>, Dominik Wasik<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: marcin.kozlowski@polsl.pl, dominik.wasik@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** szkło laminowane, łączniki punktowe, nośność pokrytyczna.

### 1. Wprowadzenie

Szkło jako materiał budowlany znane jest od kilku stuleci. Pierwsze zastosowania tego materiału ograniczały się do wypełniania ram okiennych, głównie do doświetlania pomieszczeń naturalnym światłem. W ostatnich latach znacznie wzrosła popularność szkła w budownictwie [1]. Wszystko to za sprawą rosnącej tendencji do wprowadzania do budynków jeszcze większej ilości naturalnego światła słonecznego [2]. W ostatnich latach szkło stało się materiałem budowlanym do konstruowania nie tylko elementów, które oprócz ciężaru własnego i wiatru, jak w przypadku wypełnienia otworów okiennych, mogą bezpiecznie przenosić obciążenie śniegiem, jak również obciążenia użytkowe. Szklane elewacje stały się już niemal tradycją w biurach, a coraz częściej można spotkać szklane zadaszenia nad wejściami do budynków, obudowy wind, balustrady i schody. Elementy te najczęściej montowane są do konstrukcji za pomocą dyskretnych łączników punktowych, które generują lokalne koncentracje naprężeń i determinują zastosowanie szkła hartowanego. W przypadku zarysowania takich elementów, szklane tafle tracą możliwość przenoszenia obciążeń rozciągających, a element utrzymuje się na podporach punktowych wyłącznie dzięki folii laminującej [3]. Zarysowany i obciążony w płaszczyźnie element może zerwać się z podpór, co może zagrażać zdrowiu i życiu użytkowników budynków.

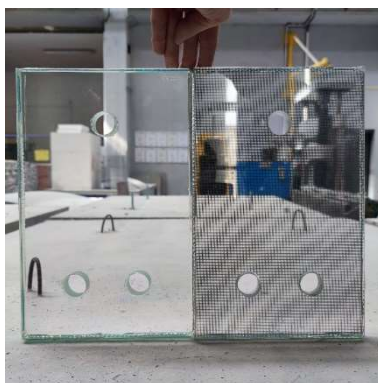
W pracy przedstawiono wyniki badań doświadczalnych szkła laminowanego z zatopioną w warstwie folii siatką stalową, poddanego obciążeniu w płaszczyźnie. Badania zostały zrealizowane w ramach projektu badawczego „Innowacyjne rozwiązania dla szkła laminowanego mocowanego punktowo o zwiększonej nośności pokrytycznej” (LIDER/34/0125/L-11/19/NCBR/2020) finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach Programu LIDER XI [4].

### 2. Metodologia i wyniki badań modelowych

Badane laminaty składały się z dwóch tafli szkła hartowanego o wymiarach 300 mm × 300 mm i grubościach 8, 10 i 12 mm. W każdej z tafli wykonano trzy otwory o średnicy 26 mm. Dwa z nich znajdowały się w dolnej części, a trzeci w górnej. Rozmieszczenie otworów było zamierzone w celu wymuszenia zniszczenia próbek w tej

samej lokalizacji (w górnym otworze). Taflę zostały połączone ze sobą w procesie laminowania za pomocą dwóch folii EVA CLEAR o łącznej grubości 3,04 mm.

W ramach pracy przebadano łącznie 36 próbek, sześć serii badawczych po sześć powtórzeń. Pierwszą grupę stanowiły próbki referencyjne (niewzmocnione), natomiast drugą, próbki wzmocnione właminowaną stalową siatką tkaną o średnicy drutu 0,35 mm i oczku 1 mm × 1 mm. Wzmocnienie umieszczono między dwiema warstwami folii przed laminowaniem w autoklawie. Rys. 1 przedstawia próbkę referencyjną i wzmocnioną.



Rys. 1. Próbkę referencyjną (po lewej) i wzmocnioną (po prawej)

Idea badania została przedstawiona na rys. 2. Stanowisko badawcze składało się z dwóch uchwytów i czterech blach montażowych, w których wykonano otwory do zamocowania próbek za pomocą śrub o średnicy 20 mm. Badania prowadzono w maszynie wytrzymałościowej ze stałą prędkością przemieszczenia tłoka 10 mm/min, do całkowitego zniszczenia. Mierzone wartości zostały pozyskane za pomocą zewnętrznego urządzenia do akwizycji danych z częstotliwością 50 Hz. Zdjęcia stanowiska badawczego z zamocowaną próbką przedstawiono na rys. 2.

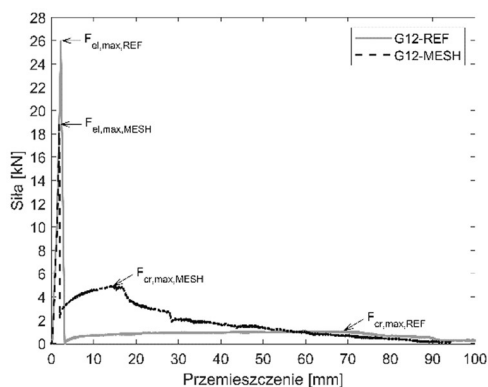


Rys. 2. Próbkę w stanowisku badawczym

Na rys. 3 przedstawiono zależność siła-przemieszczenie dla próbki referencyjnej i wzmocnionej z taflami o grubości 12 mm (seria G12). Zachowanie się próbek w czasie badania można podzielić na trzy główne etapy. W pierwszej fazie zależność między obciążeniem a przemieszczeniem jest praktycznie liniowa i wynika z liniowo-sprężystej



odpowiedzi szkła na obciążenie. Sztywność wszystkich próbek w fazie sprężystej była taka sama dla próbek referencyjnych i wzmocnionych, co wynika ze znikomej sztywności folii i siatki wzmacniającej w porównaniu do szkła. Rozrzut wartości siły w momencie zarysowania szkła jest typowy dla materiałów kruchych.



**Rys. 3.** Zależność siła-przemieszczenie dla reprezentatywnych próbek z serii G12 (grubości szkła 12 mm)

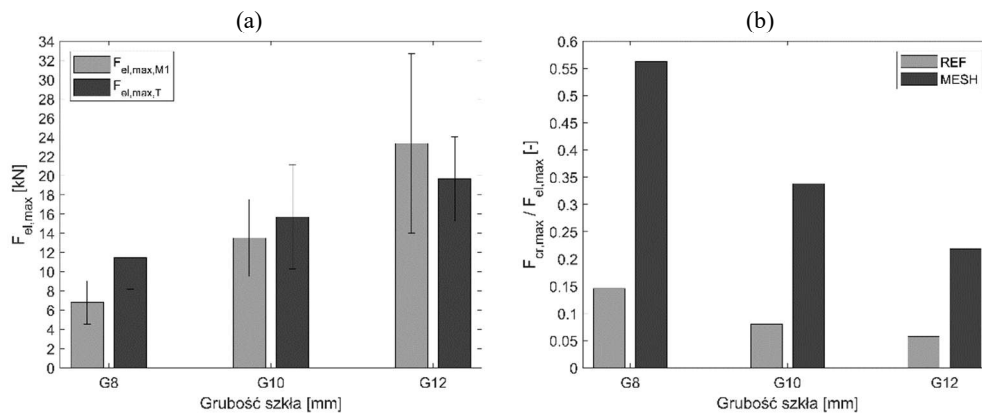
W momencie przekroczenia wytrzymałości szkła na rozciąganie tafle pękają i następuje nagły spadek siły (faza druga) – patrz rys. 4a. Zaobserwowano, że dla próbek referencyjnych siła po zarysowaniu szkła spadała praktycznie do zera, natomiast w przypadku próbek wzmocnionych (dla wszystkich serii) osiągnęła średnią wartość  $2,33 \pm 0,15$  kN. Świadczy to korzystnym wpływie wzmocnienia na nagłą utratę sztywności laminatu po zarysowaniu szkła. Po tym etapie następuje postępująca degradacja próbki w wyniku kontynuowania przemieszczenia tłoka maszyny (faza trzecia) aż do całkowitej utraty nośności przez próbkę (Rys. 4b). Zachowanie elementów w fazie trzeciej różni się dla próbek referencyjnych (REF) i wzmocnionych (MESH). Ostatnia grupa wykazuje przyrost siły spowodowany obecnością siatki wzmacniającej, podczas gdy w przypadku próbki referencyjnej obciążenie jest prawie stałe i jest związane ze sztywnością międzywarstwy (folii).



**Rys. 4.** Próbkę w momencie zarysowania szkła i całkowita utrata nośności

Rys. 5a przedstawia średnią wartość  $F_{el,max}$  dla wszystkich próbek, która odpowiada sile przy pierwszym zarysowaniu szkła. W badaniach zaobserwowano dwa sposoby zarysowania szkła laminowanego. W pierwszym dwie tafle uległy zarysowaniu równocześnie, a w drugim tafle uległy spękaniu jedna po drugiej. Niemniej, traktuje się je jako tożsame i odpowiadające pierwszemu zarysowaniu przynajmniej jednej tafli.

Miarą efektywności wzmocnienia szkła laminowanego za pomocą siatki stalowej wbudowanej w warstwę folii jest stosunek siły przy całkowitym zniszczeniu próbki  $F_{cr,max}$  do siły przy pierwszym zarysowaniu szkła  $F_{el,max}$ , którego wartości przedstawiono na rys. 5b. Dla wszystkich serii ze wzmocnieniem otrzymano około trzykrotny wzrost siły w porównaniu do serii referencyjnych.



**Rys. 5.** Wyniki badań laboratoryjnych: a) siła przy pierwszym zarysowaniu szkła, b) stosunek siły przy całkowitym zniszczeniu próbki do siły przy pierwszym zarysowaniu szkła

Należy podkreślić, że uzyskane wyniki i wnioski dotyczą wyłącznie zakresu badań przeprowadzonych przez autorów niniejszego artykułu. Wyniki mogą się różnić w zależności od konfiguracji testu i właściwości geometrycznych i materiałowych próbek. Badanie nośności laminatów szklanych w stanie zarysowanym jest bardzo złożonym zagadnieniem i wymaga dalszych badań w innych konfiguracjach i różnych warunkach środowiskowych.

## Bibliografia

- [1] The Freedonia Group, *World flat glass industry study with forecasts for 2018 & 2023*, study #3212, Cleveland, OH; 2014
- [2] Centelles, X., Castro, J. R., Cabeza, L. F.: *Experimental results of mechanical, adhesive, and laminated connections for laminated glass elements – a review*. Engineering Structures, 180, 2019, 192-204.
- [3] Stelzer, I., Singh Rooprai, M.: *Post Breakage Strength Testing for Overhead Laminated Glass*. Challenging Glass 5 – Conference on Architectural and Structural Applications of Glass, 2016
- [4] Kozłowski M., Wasik D., Zemła K.: *Monotonic and Creep Studies on the pull-through resistance of laminated glass with locally embedded steel mesh*. Materials, 15(20), 7083, 2022.

## ANALIZA NOŚNOŚCI ZAKOTWIENI KOMINÓW STALOWYCH WOLNO STOJĄCYCH

Wiesław Kubiszyn<sup>1</sup>, Aleksander Kozłowski<sup>2</sup>, Andrzej Wojnar<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, mail: wkubisz@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, mail: kozlowsk@prz.edu.pl

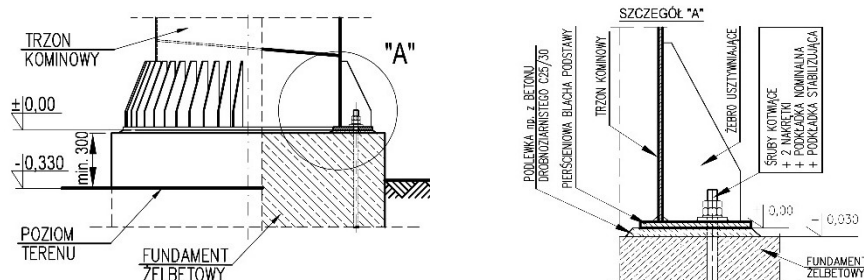
<sup>3</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, mail: awojnar@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** kminy stalowe wolno stojące, zakotwienia kominów, analiza nośności.

### 1. Wstęp

Jedną z niewielu nieunormowanych procedur wykorzystywanych przy projektowaniu wolno stojących kominów stalowych jest obliczanie zakotwienia trzonów kominowych, tj. zamocowania trzonów rurowych w fundamencie żelbetowym. Podstawa komina ma z reguły kształt pierścienia kołowego dodatkowo uźbrowanego, do którego mocowane są śruby kotwiące. Typowe, najczęściej stosowane zakotwienie pokazano na rys. 1.

Norma PN-EN 1993-3-2 [1] nie podaje procedury projektowej obliczania zakotwienia kominów stalowych, a jedynie odsyła do normy PN-EN 1993-1-8 [2], która zawiera zasady projektowania zakotwień słupów stalowych, ale jedynie o przekroju dwuteowym, wobec czego nie może ona być wprost stosowana. W przypadku podstaw pierścieniowych, w okresie przejściowym (od 2010 do 2020 roku) można było stosować wytyczne zawarte w polskiej normie PN-B-03215:1998 [3]. Wobec braku jednoznacznej procedury w normach aktualnych (Eurokodach) nadal można stosować wytyczne zawarte w normach wycofanych, m.in. [3], pomimo braku ich w wykazie norm obowiązujących – jest to tzw. dobra praktyka inżynierska.



Rys. 1. Typowe zakotwienie trzonu komina stalowego

W niniejszym referacie przedstawiono analizę wyników obliczenia zakotwienia kominów stalowych, otrzymanych z wykorzystaniem najczęściej stosowanych procedur projektowania zakotwień powłok cylindrycznych.

## 2. Opis analizowanych kominów i wariantów ich zakotwień

Analizą objęto zakotwienie dwóch wolno stojących kominów stalowych dwupowłokowych z trzonem rurowym wykonanym ze stali zwykłej węglowej. Dane wykorzystane w analizie pochodzą z rozwiązań projektowych zastosowanych w projektowanych przez pierwszego autora kominach stalowych. Opis istotnych parametrów analizowanych kominów zestawiono w tabeli 1. Cztery warianty analizowanych zakotwień przedmiotowych kominów pokazano na rys. 2.

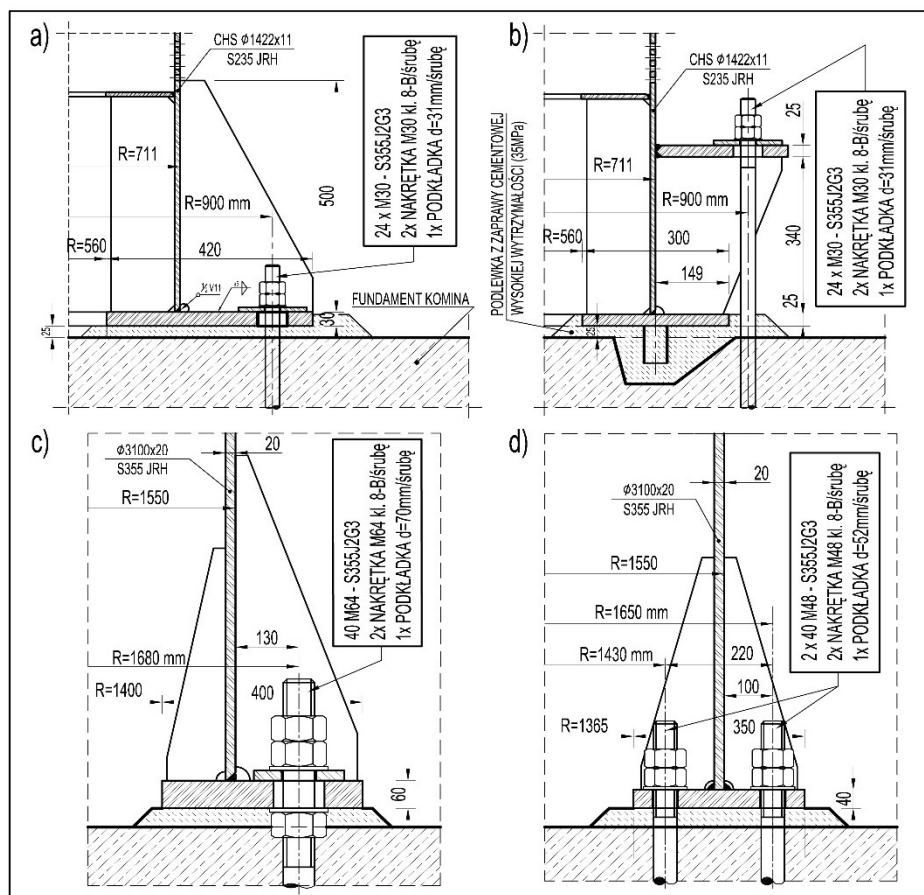
**Tabela 1.** Charakterystyka analizowanych kominów i wariantów ich zakotwienia

Lp.	Opis parametru		Oznaczenie	Wartość
1.	<b>Komin nr 1</b>			
2.	Wysokość komina ponad poziom fundamentu		$H_1$	22,600 m
3.	Średnica zewnętrzna powłoki trzonu		$D_1$	1 422 mm
4.	Grubość ścianki powłoki		$t_1$	11,0 mm
5.	<b>Wartości kombinacyjne obciążeń i naprężeń w poziomie zakotwienia:</b>			
6.	Moment zginający		$M_{Ed,1}$	1 218 kNm
7.	Siła osiowa (minimalna)		$N_{Ed,1}$	148 kN
8.	Naprężenia ściskające w powłoce trzonu		$\sigma_{c,1}$	74 MPa
9.	Naprężenia rozciągające w powłoce trzonu		$\sigma_{t,1}$	68 MPa
10.	<b>Warianty zakotwienia trzonu:</b>			
11.	Wariant <b>ASC_1.1.</b>	Śruby kotwiące	Rys. 2a	24 M30
		Szerokość blachy podstawy		$b_{t,1.1} = 420$ mm
12.	Wariant <b>ASC_1.2.</b>	Śruby kotwiące	Rys. 2b	24 M30
		Szerokość blachy podstawy		$b_{t,1.2} = 300$ mm
13.	<b>Komin nr 2</b>			
14.	Wysokość komina ponad poziom fundamentu		$H_2$	93,900 m
15.	Średnica zewnętrzna powłoki trzonu		$D_2$	3 100 mm
16.	Grubość ścianki powłoki		$t_2$	20,0 mm
17.	<b>Wartości kombinacyjne obciążeń i naprężeń w poziomie zakotwienia:</b>			
18.	Moment zginający		$M_{Ed,2}$	18 896 kNm
19.	Siła osiowa (minimalna)		$N_{Ed,2}$	1 228 kN
20.	Naprężenia ściskające w powłoce trzonu		$\sigma_{c,2}$	134 MPa
21.	Naprężenia rozciągające w powłoce trzonu		$\sigma_{t,2}$	121 MPa
22.	<b>Warianty zakotwienia trzonu:</b>			
23.	Wariant <b>ASC_2.1.</b>	Śruby kotwiące	Rys. 2c	40 M64
		Szerokość blachy podstawy		$b_{t,2.1} = 400$ mm
24.	Wariant <b>ASC_2.2.</b>	Śruby kotwiące	Rys. 2d	2 x 40 M48
		Szerokość blachy podstawy		$b_{t,2.2} = 350$ mm

### 3. Opis wykonanych analiz i obliczeń oraz ich zasadnicze wyniki

Ukształtowane zakotwienia trzonów kominowych pokazane na rys. 2. poddano weryfikacji z wykorzystaniem następujących procedur projektowych:

- 1) według PN-B-03215: 1998 [3];
- 2) według CICIND 1999 [4] oraz
- 3) z wykorzystaniem analizy MES – ARSAP [5].



Rys. 2. Analizowane warianty zakotwienia trzonów kominów stalowych: a) wariant ASC\_1.1., b) wariant ASC\_1.2., c) wariant ASC\_2.1., d) wariant ASC\_2.2.

Przyjęte do analizy procedury projektowe zawarte w normie PN-B-03215:1998 [3] oraz w wytycznych CICIND [4] zostały szczegółowo opisane w monografii [6]. Tam również znajdują się wytyczne dotyczące kształtowania zakotwienia trzonów rurowych kominów stalowych. Analizę MES wykonano z wykorzystaniem oprogramowania komputerowego [5]. Wykonano przestrzenny (3D) model obliczeniowy analizowanych zakotwień trzonów kominowych.

Analizą porównawczą objęto 2 parametry projektowe decydujące o bezpieczeństwie konstrukcji komina, maksymalną wartość siły rozciągającej w śrubie kotwiącej

oraz maksymalną wartość naprężeń dociskowych pod blachą podstawy. Wyniki przeprowadzonych obliczeń i analiz zamieszczono w tabeli 2.

**Tabela 2.** Wyniki wykonanych obliczeń analitycznych i MES

Warianty zakotwienia	Procedura projektowa według:	Maksymalna wartość siły w śrubie kotwiącej [kN]	Maksymalna wartość naprężeń dociskowych [MPa]
ASC_1.1.	PN-B-03215:1998 [3]	102	3,5
	CICIND 1999 [4]	139	1,9
	Analiza MES [5]	121	2,6
ASC_1.2.	PN-B-03215:1998 [3]	123	5,2
	CICIND 1999 [4]	139	2,7
	Analiza MES [5]	121	3,2
ASC_2.1.	PN-B-03215:1998 [3]	463	8,1
	CICIND 1999 [4]	640	6,7
	Analiza MES [5]	535	6,5
ASC_2.2.	PN-B-03215:1998 [3]	236	9,9
	CICIND 1999 [4]	293	7,6
	Analiza MES [5]	323	8,5

#### 4. Wnioski

Z porównania przyjętych procedur projektowych wynika, że otrzymane wyniki są do siebie zbliżone, mimo odmiennych założeń, modeli obliczeniowych i metod rozwiązania.

Przy mniej obciążonych (niższych) kominach stalowych, ze względów korozyjnych (brak korozji śrub kotwiących w miejscu przejścia przez blachę podstawy), rekomenduje się stosowanie zakotwienia pokazanego na rys. 2b.

W przypadku silnie obciążonych wysokich kominów wolno stojących korzystniejsze pod względem sztywności i zużycia stali jest rozwiązanie pokazane na rys. 2d. Wadą tego rozwiązania jest niemożliwość zastosowania we wszystkich typach kominów stalowych, w szczególności jednopowłokowych. Rozwiązanie to jest częściej stosowane w przypadku zakotwienia w fundamencie powłokowych konstrukcji wsporczych turbin wiatrowych.

#### Bibliografia

- [1] PN-EN 1993-3-2: 2008. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-2: Wieże, maszty i kominy – Kominy.
- [2] PN-EN 1993-1-8: 2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [3] PN-B-03215: 1998. Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie.
- [4] CICIND: 1999. Model Code for Steel Chimneys. Revision 1. Commentaries and Appendices. December 1999.
- [5] ROBOT-ARSAP. Autodesk Robot Structural Analysis Professional v. 2023.
- [6] Praca zbiorowa: *Projektowanie wybranych stalowych konstrukcji specjalnych z przykładami obliczeń*. Arkady 2022.



## STATECZNOŚĆ ŚCIANY SILOSU STALOWEGO WZMOCNIONEJ PIERŚCIENIEM WIATROWYM

Jakub Marcinowski<sup>1</sup>, Volodymyr Sakharov<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa, ul. Profesora Zygmunta Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra, mail: j.marcinowski@ib.uz.zgora.pl

<sup>2</sup> Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa, ul. Profesora Zygmunta Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra, mail: v.sakharov@ib.uz.zgora.pl

**Słowa kluczowe:** silos stalowy, nośność wyboczeniowa, analiza numeryczna, LBA.

### 1. Wstęp

Stalowe silosy na zboże to cienkościennie konstrukcje powłokowe narażone na miejscową lub globalną utratę stateczności. Typowym rozwiązaniem konstrukcyjnym silosu jest część cylindryczna wykonana z blach falistych z poziomym układem fałd wzmocniona dodatkowo zewnętrznymi żebrami wykonanymi z kształtowników zimnogiętych. Powszechne dążenie producentów silosów do redukcji masy i kosztów skutkuje projektowaniem rozwiązań konstrukcyjnych z coraz cieńszych i smuklejszych elementów. Cargi o grubościach 0,8 mm, a nawet 0,7 mm w silosach na zboże o pojemności rzędu 1000 m<sup>3</sup>, wykonane z blach o podwyższonych parametrach wytrzymałościowych zdają się wykraczać poza wyobraźnię projektantów, a jednak są spotykane w praktyce inżynierskiej. Duża awaryjność tych konstrukcji jest spowodowana nie dość precyzyjnymi modelami obliczeniowymi



Rys. 1. Uszkodzenie ściany stalowego silosu pod wpływem huraganowego wiatru

Źródło: [www.dtnpf.com/agriculture/web/ag/news/article/2020/10/22/grain-bins-can-built-sustain-force](http://www.dtnpf.com/agriculture/web/ag/news/article/2020/10/22/grain-bins-can-built-sustain-force)

oraz nieuniknionymi błędami ludzkimi w trakcie wytwarzania elementów składowych, w trakcie montażu i podczas eksploatacji tych obiektów.

Do głównych kryteriów projektowania stalowych silosów należą kryteria związane ze statecznością tych bardzo smukłych konstrukcji powłokowych. Normy [1] oraz [2] wśród zalecanych do sprawdzenia stanów granicznych nośności eksponują stany graniczne wyboczenia. Jeden z nich jest przedmiotem analiz zaprezentowanych w tej pracy. Jest nim stan graniczny wyboczenia ściany silosu pod wpływem ciśnienia wywołanego działaniem wiatru oraz ewentualnego podciśnienia. Skala zniszczeń silosów pustych poddanych działaniu wiatru może być ogromna, a każdorazowo jest zapoczątkowana wyboczeniem ściany silosu. Ten proces inicjuje dalszy przebieg często całkowitego zniszczenia silosu. Przykład uszkodzenia ściany pustego silosu pod wpływem działania huraganowego wiatru przedstawiono na rys. 1. Identyczny silos wzmocniony pierścieniami wiatrowymi z powodzeniem oparł się huraganowemu wiatrowi wiejącemu z prędkością 160 km/h.

Wyboczenie ortotropowych ścian stalowych silosów na zboże wywołane parciem wiatru było przedmiotem wielu prac naukowych i nadal wzbudza niesłabnące zainteresowanie z powodu licznych awarii. Prace Raeesi et al. [3], Zhao et al. [4], Chen i Rotter [5] i Dogangun et al. [6] to przykłady prac publikowanych w ostatnich latach.

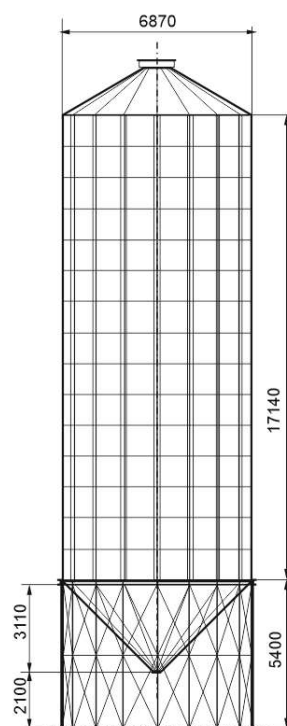
Prezentowana praca jest poszerzonym studium przypadku analizy wyboczeniowej stalowego silosu na zboże. W przedstawionych analizach wykorzystano zarówno normowy sposób sprawdzenia stanu granicznego wyboczenia ortotropowej ściany silosu jak i szczegółowe analizy numeryczne, których celem było sprawdzenie stanu granicznego nośności wyboczeniowej od ciśnienia wywołanego parciem wiatru. W analizach numerycznych wykorzystano program Abaqus [7], a rozkład ciśnienia przyjęto zgodnie z normami [8] i [2].

## 2. Normowa i numeryczna ocena nośności wyboczeniowej ściany silosu

Przedmiotem szczegółowych analiz jest silos o wysokości całkowitej 24 m, średnicy 6,87 m i pojemności 700 m<sup>3</sup> (Rys. 2). Ściana części walcowej silosu jest wykonana z blach falistych wzmocnionych zewnętrznymi żebrami z kształtowników zimnogiętych.

Sposób weryfikacji nośności wyboczeniowej ściany silosu został opisany w p. 5.3.4.3.3 normy [2]. Ścianę silosu można traktować jako powłokę ortotropową pod warunkiem, że rozstaw obwodowy żeber nie przekracza wartości

$$d_{s,max} = k_{dx} \left( \frac{r^2 D_y}{C_y} \right)^{0,25} \quad (1)$$



Rys. 2. Widok ogólny analizowanego silosu



gdzie:  $D_y$  – sztywność zgięciowa na jednostkę szerokości w kierunku sfałdowania, panelu (cargi) o mniejszej grubości blachy poszycia,  $C_y$  – sztywność błonowa na jednostkę szerokości w kierunku sfałdowania panelu (cargi) o mniejszej grubości blachy poszycia,  $r$  – promień powłoki walcowej. Zalecana wartość współczynnika  $k_{dx} = 7,4$ . Przy czym  $D_\theta = D_y = 0,13Etd^2$  zgodnie ze wzorem (4.6) z [2] oraz

$$C_\theta = C_y = Et \left( 1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right) \quad (2)$$

zgodnie ze wzorem (4.3) z [2]. Występujące w tych wzorach wielkości  $l$ ,  $t$  i  $d$  to parametry fali ściany silosu (długość fali  $l = 76$  mm, wysokość fali  $d = 14$  mm) i grubość blachy  $t$ .

W przypadku rozpatrywanego silosu  $d_{s,max} = 1148$  mm. Zastosowany w silosie rozstaw żeber  $d = 1200$  mm przekracza tę wartość. Pomimo niespełnienia tego warunku zastosowano procedurę z p. 5.3.4.3.3 normy [2], traktując otrzymane wyniki jako przybliżoną ocenę nośności wybojeniowej ściany silosu.

Przypadek wybojenia spowodowanego parciem normalnym do ściany silosu regulują przepisy zawarte w p. 5.3.4.5 normy [2]. Ciśnienie krytyczne powodujące wybojenie ortotropowego płaszcza silosu wyraża się wzorem (3), przy czym wyrażenie to należy minimalizować ze względu na  $j$  i  $l_i$ , gdzie  $l_i$  oznacza długość półfali południkowej, a  $j$  liczbę fal obwodowych.

$$p_{n,Rcru} = \frac{1}{rj^2} \left( A_1 + \frac{A_2}{A_3} \right) \quad (3)$$

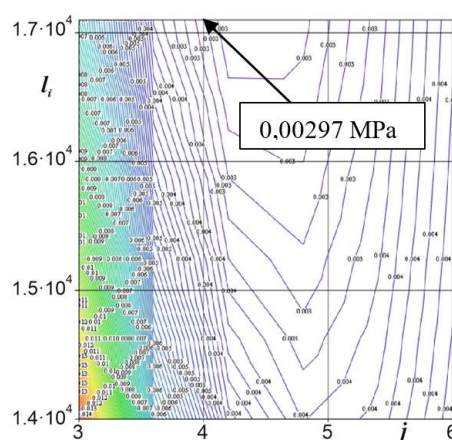
Wszystkie wielkości występujące we wzorze (3) zostały zdefiniowane w normie [2]. Wartość obliczeniową ciśnienia wywołującego wybojenie, czyli nośność wybojeniową określimy ze wzoru (por. (5.41) z normy [2]):

$$p_{n,Rd} = \frac{\alpha_n p_{n,Rcru}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.5}{1.1} p_{n,Rcru} = 0.455 p_{n,Rcru} \quad (4)$$

Obliczenia wykonane zostały własną procedurą napisaną w środowisku MathCad. Poszukiwanie minimalnej wartości  $p_{n,Rcru}$  polegało na znalezieniu minimum na planie warstwicowym tej funkcji (Rys. 3).

Na poziomie drugiej cargi od góry:  $t = 0,8$  mm, a żebro o grubości  $t = 2$  mm, ma przekrój  $A_s = 484,1$  mm<sup>2</sup> oraz momenty:  $I_s = 30,92 \cdot 10^4$  mm<sup>4</sup>,  $I_b = 0,065 \cdot 10^4$  mm<sup>4</sup>. Wyniki obliczeń:  $p_{n,Rcru} = 2,97$  kPa,  $p_{n,Rd} = 1,35$  kPa, dla  $j = 4$  i  $l_i = 17,1$  m.

Obliczeniowa wartość parcia wiatru na rozpatrywanym poziomie (Polska, strefa 1, kategoria II, parcie od strony nawietrznej):  $p_{n,Ed} = 1,25$  kPa. Warunek nośności wybojeniowej na parcie prostopadłe do powierzchni ściany silosu pustego jest spełniony.

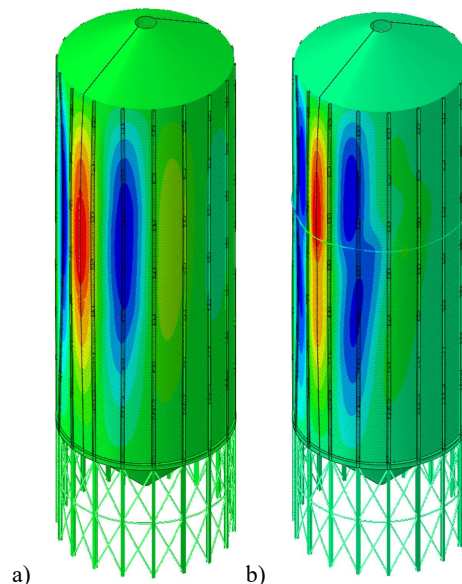


Rys. 3. Plan warstwicowy funkcji  $p_{n,Rcru}(j, l_i)$

Niewielki zapas nośności sprawił, że wykonano także analizę LBA wykorzystując w tym celu program Abaqus. Zamodelowano połowę analizowanego silosu uwzględniając w modelu wszelkie detale konstrukcyjne łącznie z trzpieniowym łączaniem elementów zimmnogiętych.

Otrzymany mnożnik obciążenia do obliczeniowej wartości obciążenia wiatrem (rozkład na wysokości i obwodzie zgodny z normami [2] i [11]) wyniósł 4,20, a forma wybożenia została zaprezentowana na rys. 4a. Wynik ten potwierdza wystarczającą nośność wybożeniową ściany silosu.

Wykonano także analizę LBA dla przypadku wzmocnienia ściany silosu pierścieniem obwodowym zlokalizowanym na piątej cardze od góry. Lokalizację pierścienia wybrano na podstawie otrzymanej formy wybożenia (Rys. 4a). Jako pierścień zastosowano przekrój rurowy o średnicy zewnętrznej  $D = 60,3$  mm i grubości ścianki  $t = 3,2$  mm. Mnożnik obciążenia wyniósł 5,81, a formę wybożenia pokazano na rys. 4b.



Rys. 4. Formy wybożenia silosu przed (a) i po (b) wzmocnieniu pierścieniem wiatrowym

### 3. Wniosek

Analizowany silos wzmocniony pierścieniem wiatrowym wykazał wyraźny wzrost (38%) nośności wybożeniowej na rozpatrywany przypadek obciążenia.

### Bibliografia

- [1] PN-EN 1993-1-6, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych, PKN, Warszawa 2009.
- [2] PN-EN 1993-4-1, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 4-1: Silosy, PKN, Warszawa 2009.
- [3] A. Raeesi, H. Ghaednia, J. Zohrehheydariha, S. Das: *Failure analysis of steel silos subject to wind load*. Engineering Failure Analysis Volume 79, September 2017, pp. 749-761, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.04.031>.
- [4] Zhao Y., Cao Q., Su L.: *Buckling design of large circular steel silos subject to wind pressure*. Thin-Walled Struct. 73 (2013) 337–349.
- [5] Chen L., Rotter J.M.: *Buckling of anchored cylindrical shells of uniform thickness under wind load*. Eng. Struct. 41 (2012) 199–208.
- [6] Dogangun A., Karaca Z., Durmus A., Sezen H.: *Cause of damage and failures in silo structures*. J. Perform. Constr. Facil. 23 (2009), pp. 65–71.
- [7] Abaqus Documentation. [Online]. Available: <https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/index.html>.
- [8] PN-EN 1991-1-4, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4: Oddziaływania ogólne, Oddziaływania wiatru, PKN, Warszawa 2008.



## BADANIA PO-POŻAROWEJ WYTRZYMAŁOŚCI STALI S355J2+N

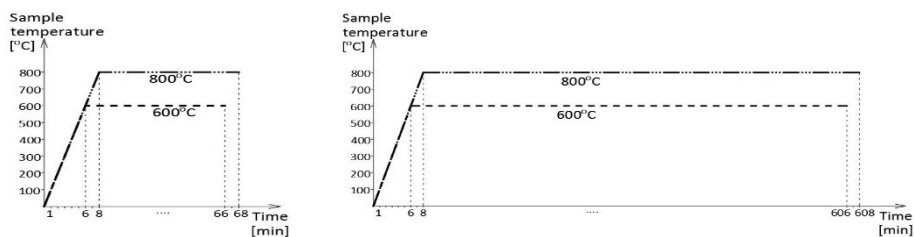
Mariusz Maślak<sup>1</sup>, Marek Stankiewicz<sup>1</sup>, Piotr Woźniczka<sup>1</sup>, Paulina Zajdel<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków,  
mail: mmaslak@pk.edu.pl, marek.stankiewicz@pk.edu.pl, pwozniczka@pk.edu.pl,  
paulina.zajdel@pk.edu.pl

**Słowa kluczowe:** stal konstrukcyjna, pożar, wytrzymałość, ciągliwość, zmiany strukturalne.

### 1. Przedmiot, cel i zakres prowadzonych badań

Zaprezentowano i przedyskutowano wyniki badań wytrzymałości stali S355J2+N prowadzonych na próbkach wystudzonych po uprzednim oddziaływaniu na nie incydentu pożarowego. Rozważono różne scenariusze rozwoju pożaru, modelowane w schemacie badania izotermicznego (*steady-state heating regime*), w tym w szczególności pożar „krótki”, z wygrzewaniem stali trwającym jedną godzinę, i pożar „długi”, w którym czas wygrzewania został wydłużony do dziesięciu godzin. Próbkę nagrzewano do ustalonego poziomu temperatury wygrzewania, odpowiednio 600°C w pierwszej serii i 800°C w drugiej serii, z prędkością 100°C/min (Rys. 1). Poziomy te dobrano w sposób intencjonalny. Pierwszy z nich, w zamierzeniu autorów, był zbyt niski drugi natomiast odpowiednio wysoki, aby w analizowanej stali zaszły przemiany strukturalne o trwałym charakterze, decydujące o jej po-pożarowej wytrzymałości [1]. Różnicowano również sposób studzenia próbek. W pierwszej grupie badawczej stygły one w sposób swobodny w piecu laboratoryjnym, co modelowało samo-dogaszanie pożaru. W drugiej grupie natomiast studzono je w sposób gwałtowny w mgłę wodnej, po to, aby zamodelować akcję gaśniczą prowadzoną przez straż pożarną.



Rys. 1. Rozważane przez autorów scenariusze symulowanego oddziaływaniu pożarowego, w tym: pożar „krótki” (z lewej i pożar „długi” (z prawej)

Celem prowadzonych analiz było wykazanie, że cechy mechaniczne badanej stali, w tym w szczególności jej wytrzymałość i ciągliwość, specyfikowane dla tego materiału

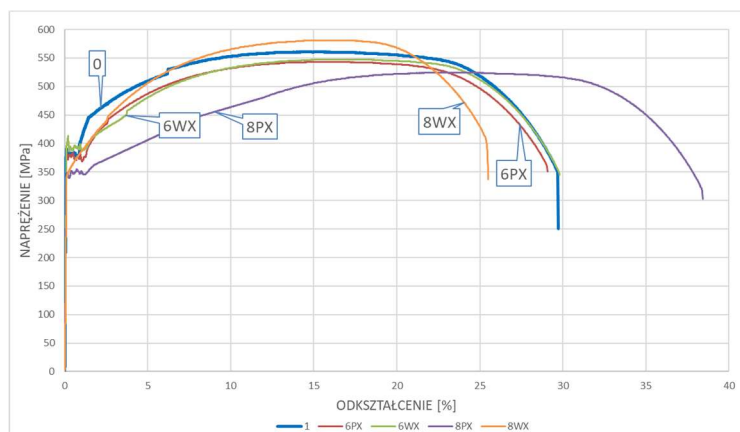
w stanie wystudzonym po epizodzie pożarowym, odbiegają w sposób znaczący od analogicznych cech opisujących ten sam materiał oceniany przed oddziaływaniem pożaru. Zmiany tego typu mają na ogół charakter osłabiający daną stal, choć nie musi to być regułą.

## 2. Charakterystyka badanego materiału

Szczegółowe rozważania dotyczą stali S355J2+N. To uniwersalna, niestopowa (ze względu na zawartość manganu poniżej 1,65%), dobrze spawalna stal konstrukcyjna o podwyższonej jakości i wytrzymałości. Jest stalą normalizowaną, o podwyższonej zawartości manganu, z pasmowo występującym perlitem. W temperaturze do 350°C jest mało wrażliwa na krótkotrwałe oddziaływania termiczne. W nomenklaturze handlowej oznaczana jest symbolem (Werkstoffnummer) 1.0577. Właściwości tej stali opisano w normie PN-EN 10025-2 [2]. Odmiana plastyczności J2 determinuje wymaganą udarność tej stali, określaną w temperaturze -20°C. Taki wybór materiału do badań podyktowany był tym, że w naszej opinii i w interesującej nas kwestii może on zostać uznany za reprezentatywny dla całej klasy stali o strukturze ferrytyczno-perlitycznej. Jak wiadomo, tego typu stale są powszechnie stosowane w budownictwie. Wykonuje się z nich nie tylko główne elementy nośne oraz łączące te elementy drugorzędne elementy stężające, ale także konstruuje różnego rodzaju węzły, w tym również głowice i podpory. W temperaturze pokojowej stal o takim typie struktury wewnętrznej gwarantuje użytkownikowi odpowiednią ciągliwość, a przy tym zapewnia niezbędną odporność na ewentualne zniszczenie o charakterze kruchym, ujawniające się w sposób nagły, bez jakichkolwiek wcześniejszych oznak osłabienia materiału [3, 4].

## 3. Krótka prezentacja uzyskanych wyników

Uzyskane wyniki zaprezentowano na krzywych naprężenie-odkształcenie. Relacje z rys. 2 odnoszą się do pożaru „krótkiego”, natomiast te z rys. 3 – odpowiednio do pożaru „długiego”.

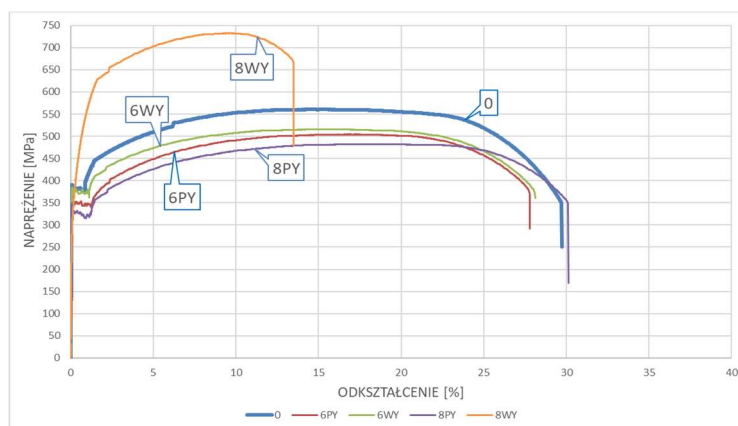


**Rys. 2.** Relacje naprężenie – odkształcenie uzyskane dla próbek wykonanych ze stali S355J2+N wystudzonych po ich uprzednim wygrzewaniu w scenariuszu pożaru „krótkiego”

Na obu powyższych rysunkach do opisu poszczególnych przypadków badawczych zastosowano następujący, tryznakowy, klucz oznaczeń:

- pierwszy znak (cyfra 6 lub 8) – oznacza poziom temperatury, w której próbka była wygrzewana (odpowiednio 600°C lub 800°C),
- drugi znak (litera P lub W) – oznacza sposób stygnięcia próbki po symulowanym epizodzie pożarowym (odpowiednio swobodne stygnięcie w piecu laboratoryjnym lub gwałtowne studzenie w mgie wodnej),
- trzeci znak (litera X lub Y) – oznacza scenariusz symulowanego pożaru (odpowiednio pożar „krótki” lub pożar „długi”).

Relacja oznaczona pojedynczym symbolem 0 odnosi się do próbki w stanie wyjściowym, niepoddawanej symulowanemu oddziaływaniu pożaru.



**Rys. 3.** Relacje naprężenie – odkształcenie uzyskane dla próbek wykonanych ze stali S355J2+N wystudzonych po ich uprzednim wygrzewaniu w scenariuszu pożaru „długiego”

Jak widać, w scenariuszu pożaru „krótkiego”, przy wygrzewaniu próbki w temperaturze 600°C, niezależnie od sposobu stygnięcia materiału, trwałe zmiany cech wytrzymałościowych badanej stali okazały się stosunkowo niewielkie. Nieznacznemu obniżeniu uległa w zasadzie jedynie specyfikowana dla niej po pożarze granica wytrzymałości. Wygrzewanie tej samej stali w temperaturze 800°C diametralnie zmieniło sytuację. W tym scenariuszu badania cechy wytrzymałościowe materiału wystudzonego po pożarze były wyraźnie warunkowane zastosowanym w praktyce sposobem stygnięcia. Przy gwałtownym studzeniu w mgie wodnej następowało utwardzenie badanej stali, co przekładało się na nieznaczne podwyższenie jej wytrzymałości, zanik pólki plastycznej i znaczące zmniejszenie ciągliwości. W przypadku swobodnego stygnięcia próbki w piecu laboratoryjnym zachodzące w materiale zmiany strukturalne spowodowały natomiast jego zmiękczenie. Po-pożarowa wytrzymałość testowanej stali okazała się teraz wyraźnie mniejsza od tej, którą specyfikowano dla niej przed pożarem. Zdecydowanie przy tym wzrosła po-pożarowa ciągliwość.

W scenariuszu pożaru „długiego” opisywane powyżej zmiany cech wytrzymałościowych mają podobny charakter, stają się jednak dla badanego materiału bardziej znaczące, na ogół w sensie ilościowym. To skutek tego, że przy tak długiej ekspozycji na temperaturę pożarową wiele przemian strukturalnych, nie ujawniających się w pożarze „krótkim” ma teraz możliwość pełnej realizacji. Obniżenie wytrzymałości wystudzonej stali przy jej uprzednim wygrzewaniu w temperaturze 600°C jest zatem bardziej

wyraźne, niezależnie od sposobu jej studzenia. Zaznacza się również pewne obniżenie ciągliwości. Ciągliwość ta nie maleje w przypadku wcześniejszego wygrzewania badanej stali w temperaturze 800°C, pod warunkiem jednak, że testowany materiał podlegał swobodnemu stygnięciu w piecu laboratoryjnym. Jego gwałtowne studzenie w mgie wodnej skutkowało jednak trwałą zmianą cech wytrzymałościowych o zdecydowanym charakterze. W tym przypadku nastąpiło bowiem bardzo znaczące wzmocnienie badanej stali, kosztem jednak jakościowej zmiany odnotowanej dla niej po-pożarowej ciągliwości. Wiąże się to z częściową utratą zdolności materiału do plastycznego odkształcania, a zatem ze zwiększeniem jego podatności na kruche pękanie.

#### 4. Uwagi końcowe

Po-pożarowe właściwości stali konstrukcyjnej mogą znacząco odbiegać od analogicznych właściwości tej samej stali, specyfikowanych dla niej a priori, przed jej ekspozycją na oddziaływanie wysokiej temperatury. Decyduje o tym wiele czynników, w tym przede wszystkim scenariusz rozwoju pożaru, czas jego trwania, poziom temperatury wygrzewania, zrealizowany w praktyce sposób studzenia itp. Zmiany tego typu warunkują możliwość dalszego użytkowania materiału, zwłaszcza wtedy, gdy zamierza się go zastosować na elementy nośne. Bardziej szczegółowa dyskusja na ten temat zostanie przedstawiona w pełnym tekście niniejszego artykułu, w którym uzyskane wyniki zestawia się z analogicznymi wynikami badań stali stanowiących odpowiedniki materiału badanego przez nas w niniejszej pracy [5-8].

#### Bibliografia

- [1] Pańcikiewicz K., Maślak M., Pazdanowski M., Stankiewicz M., Zajdel P.: *Changes in the microstructure of selected structural alloy steel grades identified after their simulated exposure to fire temperature*, Case Studies in Construction Materials, 18, 2023, e01923.
- [2] PN-EN 10025-2:2019-11: *Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych, Część 2: Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych niestopowych*.
- [3] Maślak M., Pazdanowski M., Stankiewicz M., Zajdel P.: *Post-fire susceptibility to brittle fracture of selected steel grades used in construction industry – assessment based on the instrumented impact test*, Materials, 2021, 14, 3922.
- [4] Maślak M., Pazdanowski M., Stankiewicz M., Wassilkowska A., Zajdel P., Zielina M.: *Impact fracture surfaces as the indicators of structural steel post-fire susceptibility to brittle cracking*, Materials, 2023, 16, 8, 2023.
- [5] Gang Shi, Shihao Wang, Chengxiao Rong: *Experimental investigation into mechanical properties of Q345 steel after fire*, Journal of Constructional Steel Research, 199, 2022, 107582.
- [6] Chuntao Zhang, Bin Jia, Junjie Wang: *Influence of artificial cooling methods on post-fire mechanical properties of Q355 structural steel*, Journal of Constructional Steel Research, 252, 2020, 119092.
- [7] Maraveas C., Fasoulakis Z.: *Post-fire mechanical properties of structural steel*, Proceedings of the 8<sup>th</sup> Hellenic National Steel Structures Conference of Steel Structures, Tripoli, Greece, October 2-4, 2014.
- [8] Molkens T., Cashell K.A., Rossi B.: *Post-fire mechanical properties of carbon steel and safety factors for the reinstatement of steel structures*, Engineering Structures, 234, 2021, 111975.



## WPŁYW ZMIAN KLIMATYCZNYCH NA STREFĘ POSADOWIENIA ZBIORNIKÓW STALOWYCH

Joanna A. Pawłowicz<sup>1</sup>, Aldona Skotnicka-Siepsiak<sup>1</sup>, Romuald Szela<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, Wydział Geoinżynierii,  
ul. Profesora Romana Prawocheńskiego 15, 10-720 Olsztyn, mail: jopaw@uwm.edu.pl,  
aldona.skotnicka-siepsiak@uwm.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Nauk o Środowisku, ul. Wiejska 45E,  
15-351 Białystok, mail: r.szela@pb.edu.pl

**Słowa kluczowe:** zmiany klimatyczne, zbiorniki stalowe, posadowienie, oddziaływania termiczne.

### 1. Wstęp

Zmiany klimatyczne wprowadzają potrzebę spojrzenia na nowe zagadnienia w zakresie bezpiecznego użytkowania obiektów inżynierskich. Analiza w odniesieniu do ostatniego dziesięciolecia wykazała istotność zachodzących zmian pogodowych a skutki w formie okresowych długich fal upałów powodujących nagrzewanie się powierzchni zewnętrznych w połączeniu z promieniowaniem słonecznym mogą powodować istotne oddziaływania konstrukcyjne. Intensywne opady deszczu wywołujące wzmożoną penetrację wód w podłoże także okazują się ważnym zagadnieniem w aspekcie prawidłowego stanu stref posadowienia. Wykonane badania wykazały, iż w niesprzyjających warunkach prowadzić mogą do powstania wad stref posadowienia zbiorników stalowych.

### 2. Materiały i metody

Wykorzystując dane pomiarowe dokonano bieżącej oceny występujących zmian pogodowych w odniesieniu do miasta położonego na Nizinie Północnopodlaskiej – Białegostoku. Poddane analizie długotrwałe trendy pogodowe pozwoliły już na wstępie na stwierdzenie, iż zmiany klimatyczne nie ominęły miasta. W zakresie maksymalnych temperatur rocznych dostrzegalny jest trend wzrostowy. Na przestrzeni lat 2008-2022 widoczny jest bardzo wyraźny wzrost liczby dni, gdzie temperatura maksymalna wahała się w zakresie między 30°C a 34°C. Spośród analizowanych piętnastu lat, najdłużej trwające fale upałów osiągnęły długość 6 dni i zostały one odnotowane w 2015 oraz 2021 roku [1]. W tych dniach temperatura maksymalna przekraczała wartość 34°C.

### 3. Wyniki

Odnotowane, utrzymujące się przez okres 6 dni upały skutkują wzrostem w ciągu dnia temperatur powierzchni zewnętrznych płaszczy i dachów, nieocieplonych zbiorników stalowych o wartości zbliżonej do 60°C, zlokalizowanych na obszarze miejskim. Skutkuje

to wzrostem temperatury magazynowanego medium do temperatury ponad 40°C podczas fal upałów ze słonecznymi dniami. W konsekwencji nagrzewaniu ulegają strefy posadowienia zbiorników, szczególnie nierównomiernie w miejscach połączeń płaszcza z dnem. Stalowe dna posadawia się z reguły na warstwie bitumu, który mięknie w temperaturze 43÷51°C dla niższych klas i 55÷63°C dla klas wyższych. Nagrzanie strefy posadowienia do wartości ponad temperaturę mięknięcia bitumu prowadzić będzie do zmiany stanu masy na lepko-plastyczny co w połączeniu z ciężarem zgromadzonego medium może powodować jego wyciśnięcie spod dna zbiornika (Rys. 1a). Konsekwencją wtórną jest wychylenie od osi pionowej zbiorników, możliwe do oceny z wykorzystaniem techniki skanowania laserowego [2].



Rys. 1. Posadowienie zbiorników stalowych a) wyciśnięta masa bitumiczna, b) wymyte podłoże

Intensywne opady deszczy, często występujące po długich okresach fal upałów, powodują krótkotrwały znaczny wzrost poziomu wód, utrudnione ich odprowadzanie i penetrację w strefę posadowienia [3]. Cykliczność procesu powoduje rozluźnienie i wymywanie cząstek gruntu, a w skrajnych przypadkach prowadzi może do powstawania pustek i braku kontaktu dna z podłożem (Rys. 1b).

#### 4. Wnioski

Zmiany klimatyczne stawiają nowe wymagania dla użytkowników obiektów inżynierskich. Konieczna staje się interpretacja niekorzystnego wpływu warunków atmosferycznych na stan bezpieczeństwa, bowiem, jak wykazano, mogą one powodować uszkodzenia stref posadowienia zbiorników stalowych, a w konsekwencji konieczność wyłączenia ich z eksploatacji i realizację napraw [4]. Ograniczenie negatywnego wzrostu temperatury w obszarze posadowienia zbiorników stalowych jest możliwe do uzyskania poprzez wykonywanie powłok ochronnych w kolorach jasnych odbijających promieniowanie słoneczne.

#### Bibliografia

- [1] Baza temperatur IMGW (<https://danepubliczne.imgw.pl/datastore>; dostęp 21.03.2023).
- [2] Pawłowicz, J. A.: *Impact of physical properties of different materials on the quality of data obtained by means of 3d laser scanning*. Materials today: proceedings, 5(1), 1997-2001, 2018.
- [3] Ozga-Zieliński B.: *Modele probabilistyczne opadów maksymalnych o określonym czasie trwania i prawdopodobieństwie przewyższenia*. IMGW, 2022.
- [4] Mackiewicz, M., Krentowski, J., Knyziak, P., Wardach, M.: *Consequences of excessive deformation of structural elements in precast buildings*. Engineering Failure Analysis, 137, 1-10. 2022.



## ANALIZA WPŁYWU ODDZIAŁYWANIA WIATRU NA MASZT WEDŁUG TIA-222-H I EN 1993-3-1

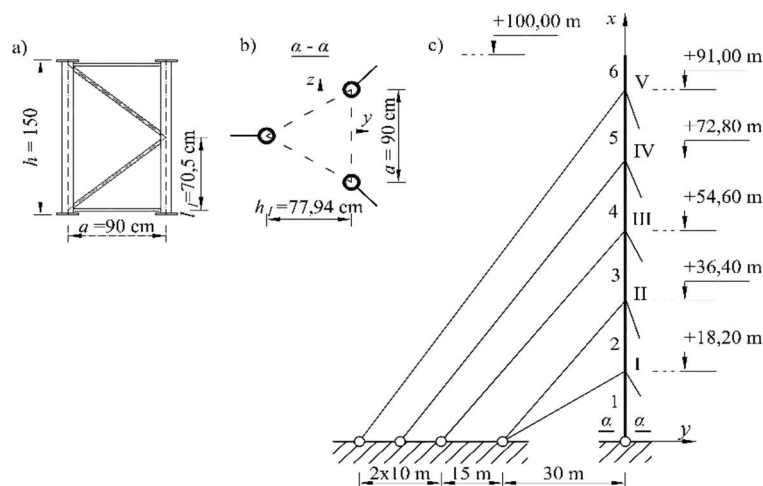
Renata Pigoń<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Koszalińska, Wydział Inżynierii Lądowej, Środowiska i Geodezji,  
ul. Śniadeckich 2, 75-453 Koszalin, mail: renata.pigon@tu.koszalin.pl

**Słowa kluczowe:** analiza masztu, obciążenie wiatrem.

### 1. Przedmiot i cel analizy

W pracy przedstawiono analizę pomiarowego masztu z odciegami wysokości 100 m, zlokalizowanego w północno-zachodniej części Stanów Zjednoczonych w stanie Oregon (Rys. 1).



**Rys. 1.** Maszt pomiarowy wysokości 100 m w stanie Oregon: a) pojedynczy segment trzonu, b) przekrój poprzeczny, c) schemat statyczny

Przy użyciu oprogramowania RFEM [1] dokonano analizy wpływu oddziaływania wiatru na maszt według wytycznych dwóch norm: amerykańskiej TIA-222-H [2] i europejskiej EN 1993-3-1 [3]. Celem pracy jest wykazanie różnic między wynikami obliczeń statycznych rozważanego masztu oraz porównanie podejścia i wytycznych normowych [2] i [3].

## 2. Metody

Zgodnie z [3], dynamiczną odpowiedź masztu na działanie wiatru należy obliczać z podziałem na obciążenie średnie na całej wysokości konstrukcji i obciążenia odcinkowe. W przypadku normy amerykańskiej [2], liczba przypadków obciążenia wiatrem na maszt zależy od wysokości masztu. W analizowanym przykładzie według normy europejskiej [3], obciążenie wiatrem uwzględniono w postaci 13 przypadków obciążeń, a w przypadku normy amerykańskiej [2] – 4 innych przypadków obciążenia. Odmienne podejście normy amerykańskiej w stosunku do normy europejskiej można zauważyć przy przyjmowaniu wartości podstawowej bazowej prędkości wiatru  $v_{b,0}$ . W przypadku normy [2] prędkość tę należy przyjąć na podstawie 3-sekundowej prędkości wiatru w porywach, mierzonych na wysokości 10 m nad poziomem gruntu przez 50 lat średniego okresu powtarzalności w kategorii narażenia C, a według normy europejskiej [3] – wartość średnią 10-minutową o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,02, co odpowiada średniemu okresowi powrotu 50 lat. Ponadto, ostateczne wyniki analizy przy wymiarowaniu elementów według normy amerykańskiej [2] uzyskuje się inaczej niż w przypadku normy europejskiej [3].

## 3. Wyniki

Porównując obliczenia masztu przy zastosowaniu normy amerykańskiej [2] i europejskiej [3], można zauważyć, że różnice pomiędzy wynikami sił normalnych w krawężnikach trzonu masztu są bardzo duże. W przypadku najbardziej wyężonego pręta, różnice między wartościami sił normalnych wynoszą około 46%. Podobne różnice można zaobserwować, porównując siły rozciągające w odciegach masztu. Dla najbardziej wyężonego odciegu na kierunku wiatru W2, różnice te nie przekraczają 45,5%. Istotne jest przy tym, że większe wartości sił normalnych dotyczą obliczeń masztu według normy europejskiej [3].

## 4. Wnioski

Podsumowując, amerykańskie procedury obliczeniowe [2] są prostsze i mniej rygorystyczne w porównaniu z normą europejską [3]. Wyniki analiz według normy amerykańskiej [2] uzyskuje się w typowy sposób na podstawie maksymalnych wartości sił wewnętrznych uzyskanych z najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń. Z kolei, obliczenia według normy europejskiej [3] są dość skomplikowane i mają przybliżony oraz pośredni charakter. Przede wszystkim, zgodnie z [3] – w porównaniu do [2] – otrzymuje się dużo większe wartości sił wewnętrznych w trzonie masztu i odciegach (i większe przemieszczenia węzłowe). Projektowanie według [3] wymaga więc stosowania większych przekrojów elementów konstrukcji masztu. Na tej podstawie można stwierdzić, że procedury europejskie [3] są trudniejsze i zawiązają ostateczne wyniki analizy [4].

## Bibliografia

- [1] Źródło internetowe, <https://www.dlupal.com/pl>, dostęp: 12.04.2023 r.
- [2] TIA-222-H: 2018 Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas and Small Wind Turbine Support Structures.
- [3] EN 1993-3-1: 2006. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts.
- [4] Bęc J.: *Aerodynamika masztów z odciegami*. Budownictwo i Architektura, 2007, nr 1, str. 103-118, doi: 10.35784/bud-arch.2304.



## WPLYW IZOLACJI CIEPLNEJ NA ODPORNOŚĆ OGNIOWĄ PRZEKRYĆ DACHOWYCH Z BLACHAMI TRAPEZOWYMI

Paweł Roszkowski<sup>1</sup>, Jadwiga Fangrat<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ognioowych, ul. Filtrowa 1, 00-611 Warszawa,  
mail: p.roszkowski@itb.pl, j.fangrat@itb.pl

*Słowa kluczowe: odporność ogniowa, blachy trapezowe, wyroby izolacyjne, wskaźnik wykorzystania nośności, nośność ogniowa, szczelność i izolacyjność ogniowa.*

### 1. Wstęp

Właściwości blach fałdowych zostały docenione już na początku XX wieku i do dnia dzisiejszego są stosowane jako nieizolowane przekrycia dachowe lub stanowią część nośną izolowanych przekryć dachowych. Współcześnie najbardziej rozpowszechnione są profilowane blachy trapezowe, gdyż są uznawane za uniwersalne i ekonomiczne elementy przekrycia dachowego hal lub innym obiektów wielkopowierzchniowych. Przekrycia dachowe z blachami trapezowymi są stosunkowo łatwe i szybkie w budowie, a ich transport i montaż nie sprawiają większych problemów, co wynika w dużej mierze z ich niewielkiej wagi w porównaniu do alternatywnych rozwiązań oraz stosunkowo dużej nośności [1-3].

W pracy podjęto się wyjaśnienia wpływu różnych izolacji cieplnych na spełnienie kryteriów odporności ogniowej stalowych przekryć dachowych z konstrukcyjną blachą trapezową, na podstawie wyników badań eksperymentalnych. Analizowano wpływ izolacji cieplnych płyt z pianki poliizocyanurowej (PIR), płyt z polistyrenu ekspandowanego (EPS), płyt ze skalnej wełny mineralnej (MW) lub układów mieszanych wyżej wymienionych izolacji, których właściwości ogniowe opisują m.in. [4, 5].

### 2. Materiały i metody

Przeprowadzono analizę wyników kilkudziesięciu badań odporności ogniowej przekryć dachowych z częścią nośną z blachy trapezowej, przeprowadzonych wg EN 1365-2 [4]. Analizę prowadzono w kilku kierunkach wskazanych jako istotne w oparciu o dotychczasowe doświadczenie badawcze. Określono m.in. czas klasyfikacyjny odporności ogniowej oraz utratę stateczności blachy trapezowej w warunkach nagrzewania standardowego, w zależności od zastosowanej izolacji cieplnej. Analizowano także parametry geometryczne oraz fizyczne poszczególnych warstw przekryć dachowych.

Badane jednoprzęsłowe przekrycia dachowe o kącie nachylenia 0° miały szerokość od 3,0 m do 3,3 m i rozpiętość od 4,0 m do 5,25 m, mocowane poprzez dolne półki trapezów na dwóch przeciwnych podporach, a krawędzie wzdłużne pozostawiano niezamocowane

(krawędzie swobodne). W większości przypadków stosowano podpory o przekroju IPE 200, HEA 200, HEB 200, HEB 160, zabezpieczone skalną wełną mineralną z trzech stron w celu minimalizowania wpływu podpory na wynik badania. W pojedynczych przypadkach stosowano belki z drewna litego.

Przekrycia dachowe składały się z części nośnej, tj. niezabezpieczonych ogniochronnie profilowanych arkuszy blachy trapezowej, gatunków S28GD, S320GD lub S350GD (z granicą plastyczności w normalnej temperaturze odpowiednio 280 MPa, 320 MPa, 350 MPa) i grubości od 0,63 mm do 1,25 mm oraz wysokości trapezu od 53 mm do 153 mm (profile T55–T155). Na blasze układano wyroby izolacyjne (12% badanych przekryć nie miało izolacji, lecz zostały uwzględnione w analizie w celu porównania jako elementy referencyjne). Razem z wyrobami izolacyjnymi stosowano również welon szklany (w przypadku stosowania izolacji z EPS), paroizolację z polietylenu oraz hydroizolację z PVC lub wyrobów bitumicznych. Stosowano różne łączniki mocujące arkusze blachy do belek, najczęściej blachowkręty stalowe od 4,2×25 do 6,4×40, nity lub łączniki mocowane pirotechnicznie, minimum jednym łącznikiem w każdym zagłębieniu fałdy/trapezu. Część nośną badanych przekryć dachowych stanowiły stalowe blachy trapezowe, niezabezpieczone ogniochronnie, gatunków S280, S320 lub S350 (z granicą plastyczności w normalnej temperaturze odpowiednio 280 MPa, 320 MPa, 350 MPa), o grubościach od 0,63 mm do 1,25 mm oraz wysokościach trapezu od 53 mm do 153 mm (profile T55–T155).

### 3. Wnioski

Różnorodność stosowanych układów dachowych nie ułatwia interpretacji wyników oraz formułowania uogólnionych wniosków. Nie mniej jednak analiza wyników badań odporności ogniowej stalowych przekryć dachowych z blachami trapezowymi wskazuje, że typ izolacji cieplnej układanej na blasze trapezowej silnie oddziałuje na osiągnięcie kryteriów odporności ogniowej. Należy zaznaczyć, iż czas osiągnięcia kryteriów odporności ogniowej różni się również w funkcji stopnia wykorzystania nośności blachy trapezowej. Wyniki uzyskiwanych czasów klasyfikacyjnych mieszczą się w przedziale od RE(I) 15 do RE(I) 60. Nie zmienia to faktu, że klasa odporności ogniowej RE 15 jest łatwo osiągalnym minimum. Na podwyższenie klasy odporności ogniowej może wpłynąć wybór izolacji o klasie reakcji na ogień A1 lub A2, a także maksymalne ograniczenie wskaźnika wykorzystania nośności blachy trapezowej. Również przemyślany i staranny montaż jest równie istotny co właściwy dobór wyrobów izolacyjnych, blachy trapezowej oraz jej wskaźnika wykorzystania nośności.

### Bibliografia

- [1] Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K.: *Blachy fałdowe w budownictwie stalowym*. Warszawa: Arkady, 1999.
- [2] Biegus A.: *Stalowe budynki halowe*. Warszawa: Arkady, 2003.
- [3] Łubiński M., Żółtowski W.: *Konstrukcje metalowe*, Część II, Wydanie drugie. Arkady, 2007.
- [4] PN-EN 1365-2:2014-12. Badanie odporności ogniowej elementów nośnych. Część 2: Stropy i dachy.
- [5] Fangrat J.: *On non-combustibility of commercial building materials*, Fire Mater. 41 (2017) 99–110. doi:10.1002/fam.2369.
- [6] Fangrat J.: *Combustability of building products versus fire safety*, Bull. Polish Acad. Sci. Tech. Sci. 64 (2016). doi:10.1515/bpasts-2016-0080.

## O PRZYDATNOŚCI ANALIZY MNA/LBA DO WYZNACZANIA SMUKŁOŚCI PŁASZCZY ZBIORNIKÓW STALOWYCH

Kamil Słowiński<sup>1</sup>, Marek Piekarczyk<sup>2</sup>

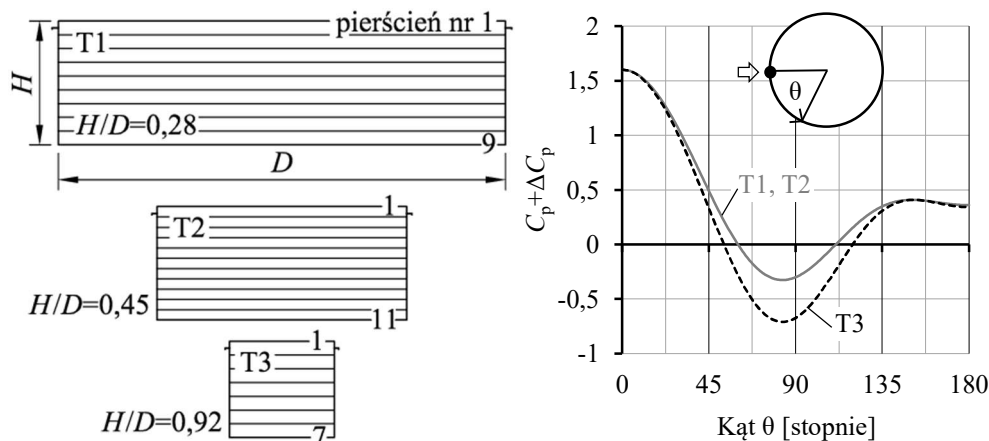
<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: kamil.slowinski@polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Warszawska 24,  
31-155 Kraków, mail: mpiekar@pk.edu.pl

**Słowa kluczowe:** analiza MNA/LBA, nośność plastyczna, zbiornik, powłoka.

### 1. Wprowadzenie

Wytyczne ECCS [1] rekomendują metodę MNA/LBA do celów weryfikacji stateczności powłok stalowych, w tym wymiarowania płaszczy zbiorników cylindrycznych. Metoda ta, pomimo że ujęta w normie [2], jest jednak stosunkowo rzadko wykorzystywana w praktycznym projektowaniu. Jedną z przyczyn takiego stanu rzeczy jest brak opracowań referencyjnych mogących stanowić pomoc w ocenie rezultatów analiz numerycznych ujętych w ramach tej metody, tj. analizy fizycznie nieliniowej (MNA) oraz analizy bifurkacyjnej (LBA). Przeprowadzenie tych analiz jest potrzebne do wyznaczenia wartości wskaźników, odpowiednio, referencyjnej nośności plastycznej  $R_{pl}$  oraz nośności krytycznej  $R_{cr}$ . Wskaźniki te stanowią dwie kluczowe wielkości potrzebne do oceny smukłości względnej  $\lambda_{ov}$  powłoki.

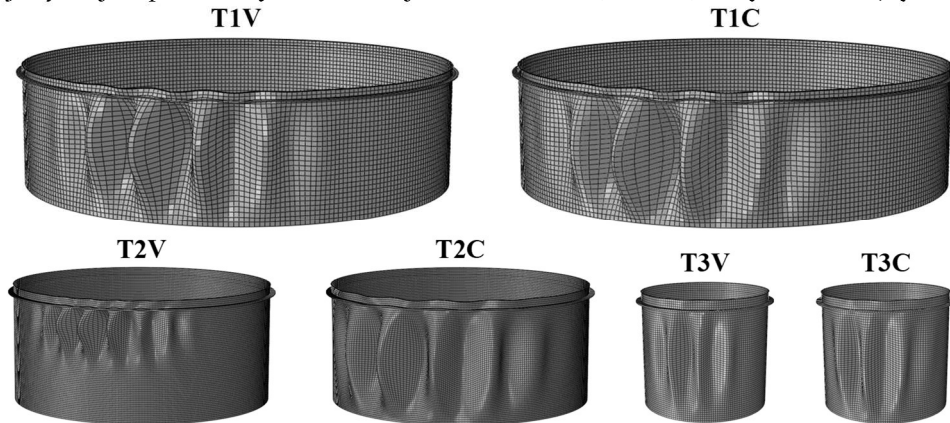


Rys. 1. Od lewej: widok schematyczny zbiorników, rozkład współczynnika ciśnienia wiatru  $C_p$  na powłokach z uwzględnieniem podciśnienia  $\Delta C_p$  wewnątrz zbiornika

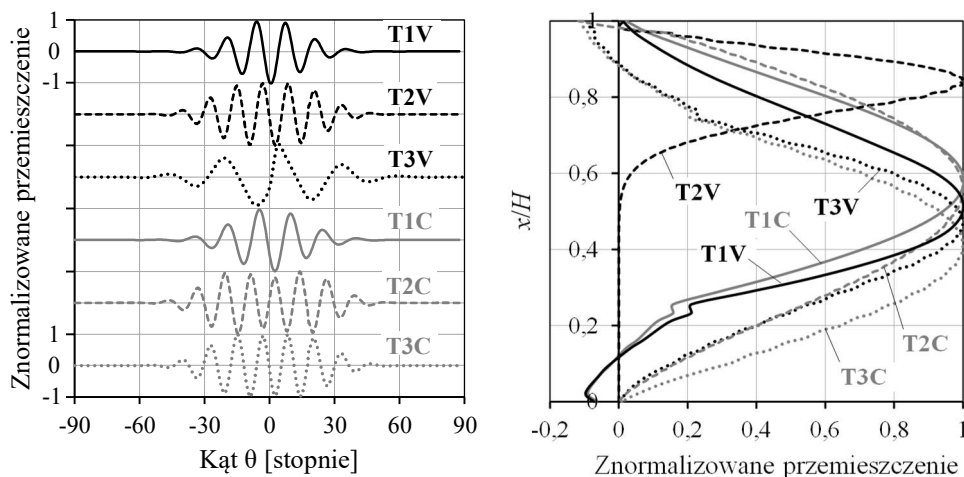
W artykule przedstawiono rozwiązanie problematycznych kwestii związanych z interpretacją rezultatów analiz LBA i MNA w kontekście ich wykorzystania do wiarygodnej oceny smukłości względnej płaszczy sześciu zbiorników otwartych. Do celów analizy numerycznej zbiorniki te odwzorowane zostały w postaci powłok cylindrycznych o trzech różnych współczynnikach  $H/D$  oraz o skokowo zmiennej (modele TV) lub stałej (modele TC) grubości ścianek płaszcza (Rys. 1). Powłoki obciążone zostały ciśnieniem odwzorowującym oddziaływanie wiatru na płaszczech zbiorników (Rys. 1).

## 2. Wyznaczenie wskaźnika nośności krytycznej

Wartości wskaźników nośności krytycznej  $R_{cr}$  powłok wyznaczono z analizy bifurkacyjnej (LBA), jako równe najniższej wartości własnej analizowanych układów, wg [2]. Postać wybočenja odpowiadająca najniższej wartości własnej każdego z analizowanych układów była typowa dla stanu naprężenia z dominującym ściskaniem na kierunku obwodowym (Rys. 2). Deformacje wybočenje wystąpiły jedynie po stronie wewnętrznej płaszcza, przy największej amplitudzie tych deformacji w zakresie od 0,38 do 0,85 wysokości  $H$  (Rys. 3).



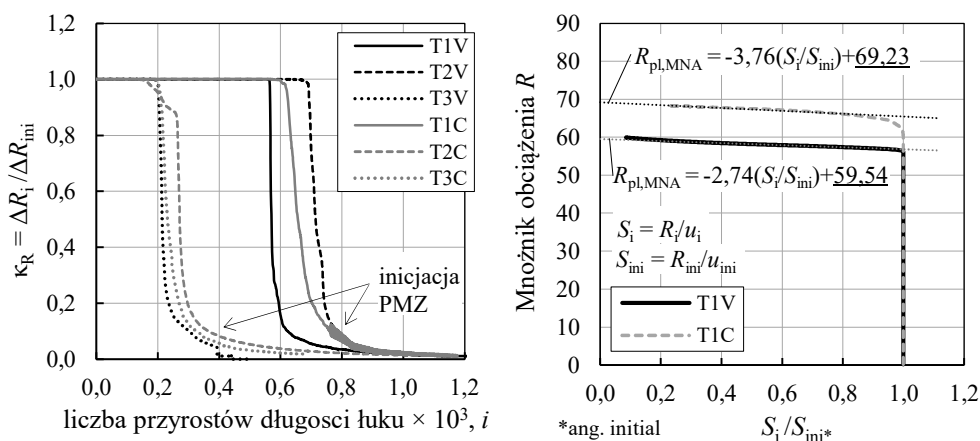
Rys. 2. Deformacje odpowiadające pierwszej postaci wybočenja otrzymane z analizy LBA



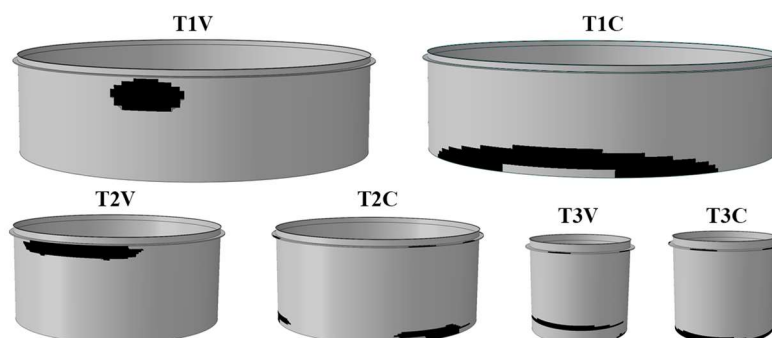
Rys. 3. Deformacje wybočenje na kierunku (od lewej) obwodowym i południkowym

### 3. Wyznaczenie wskaźnika nośności plastycznej

Do wyznaczenia wartości wskaźników nośności plastycznej z analizy fizycznie nieliniowej (ozn.  $R_{pl,MNA}$ ) wykorzystano autorską metodę określania momentu inicjacji plastycznego mechanizmu zniszczenia, w postaci zależności  $\kappa_R-i$ , oraz zmodyfikowaną zależność Southwella, rekomendowaną w [1] (Rys. 4). Analizę MNA przeprowadzono przy użyciu metody przyrostu długości łuku. We wszystkich modelach, na poziomie obciążenia odpowiadającego wyznaczonej wartości  $R_{pl,MNA}$ , zarejestrowano jedną główną strefę uplastycznienia (Rys. 5). Wykazano, że postać mechanizmu zniszczenia uzależniona jest od stosunku  $H/D$  oraz konfiguracji grubości pierścieni (carg) tworzących powłokę. Wartości wskaźników nośności plastycznej wyznaczono również w sposób uproszczony z zależności analitycznej podanej w normie [2] (ozn.  $R_{pl,LA}$ ), z tą jednak różnicą w stosunku do podejścia normowego, że składowe stanu naprężenia otrzymane z analizy liniowej (LA) odczytane zostały w punkcie największych deformacji wybożeniowych zarejestrowanych w analizie LBA.



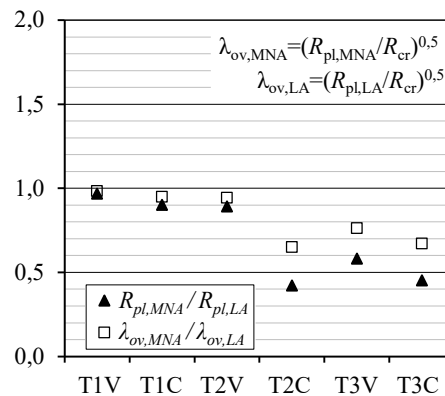
Rys. 4. Wykresy (od lewej) zależności  $\kappa_R-i$  oraz zmodyfikowanej zależności Southwella



Rys. 5. Strefy uplastycznienia (w kolorze czarnym) zarejestrowane w momencie rozwinięcia się plastycznego mechanizmu zniszczenia

#### 4. Dyskusja i wnioski

Wyznaczone wskaźniki wykorzystane zostały do oceny smukłości względnej powłok, z zależności  $\lambda_{ov} = (R_{pl}/R_{cr})^{0.5}$ . Z uwagi na lokalny charakter wybożenia powłok, zależność ta oparta została na założeniu możliwości wystąpienia interakcji zjawisk wybożenia i uplastycznienia [1]. Innymi słowy, obszar uplastycznienia zarejestrowany w momencie osiągnięcia plastycznego mechanizmu zniszczenia powinien pokrywać się z obszarem deformacji wybożeniowych powłoki. Warunek ten spełniony został tylko dla modeli T1V i T1C (o najniższym  $H/D$  w grupie analizowanych powłok) oraz T2V (o  $H/D = 0,45$  i zmiennej grubości ścianki powłoki). W strefach uplastycznienia powłok tych modeli dominującą składową stanu naprężenia było ściskanie obwodowe, podobnie jak w obszarze deformacji wybożeniowych. Dlatego też dla tych modeli zarejestrowano zbliżone wartości wskaźników nośności plastycznej wyznaczonych z analiz MNA ( $R_{pl,MNA}$ ) i LA ( $R_{pl,LA}$ ) (Rys. 6). W przypadku pozostałych modeli, tj. T2C oraz T3V i T3C (tj. o najwyższym  $H/D$  w grupie analizowanych powłok) lokalizacja obszarów wybożenia (Rys. 3) i uplastycznienia (Rys. 5) wykluczała możliwość wystąpienia interakcji między tymi zjawiskami. Co więcej, w obszarach tych zarejestrowano odmienne dominujące składowe stanu naprężenia. Dlatego też w ocenie smukłości względnej tych modeli uwzględniono wskaźnik  $R_{pl,LA}$  zamiast rekomendowanego w normie [2] wskaźnika wyznaczonego z analizy MNA. Z uwagi na zastosowany wcześniej sposób oszacowania wartości  $R_{pl,LA}$ , wskaźnik ten może być bowiem traktowany jako przybliżenie nośności plastycznej tej części powłoki, w której wystąpiło wybożenie. Poczynione obserwacje pozwoliły na wyciągnięcie wniosku, że nośność plastyczna wyznaczona z analizy MNA może być wykorzystana do oceny smukłości względnej  $\lambda_{ov}$  jedynie części analizowanych powłok (Rys. 6). Zauważono również, że do celów oceny smukłości względnej płaszczy zbiorników obciążonych wiatrem wystarczające jest oszacowanie nośności plastycznej na podstawie rezultatów analizy liniowej.



Rys. 6. Relacje między wielkościami wyznaczonymi z analizy MNA i LA

#### Bibliografia

- [1] ECCS TC8 TWG 8.4 Shells: *Buckling of steel shells. European design recommendations*. Portugal: European Convention for Constructional Steelwork 2008.
- [2] PN-EN 1993-1-6. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych.





**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 9**

# **MECHANIKA KONSTRUKCJI I MATERIAŁÓW**





## WPLYW UKŁADU ZAKOTWIEŃ I STĘŻEŃ NA CHARAKTERYSTYKI DYNAMICZNE RUSZTOWAŃ

Jarosław Bęc<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40,  
20-618 Lublin, mail: j.bec@pollub.pl

**Słowa kluczowe:** rusztowanie fasadowe, charakterystyki dynamiczne, częstotliwości i postacie drgań własnych, układ kotwienia i stężeń.

### 1. Charakterystyki dynamiczne rusztowań fasadowych

Rusztowania fasadowe to tymczasowe konstrukcje użytkowe wspomagające prace budowlane. Istotne jest zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji i pracowników, a także komfortowych warunków pracy ich użytkownikom poprzez zmniejszenie poziomów drgań docierających do nich. Podstawowe charakterystyki dynamiczne rusztowań fasadowych to częstotliwości drgań własnych oraz odpowiadające im postacie drgań. Pierwsza częstotliwość w przypadku konstrukcji tego typu zazwyczaj mieści się w zakresie od 0,7 do 4 Hz [1], a więc są to wielkości wywoływane przez wiele urządzeń działających na rusztowaniu, a także są one zbliżone do częstotliwości rezonansowych części ciała ludzkiego. Częstotliwość drgań własnych uzależniona jest od rozmiarów rusztowania, jego masy oraz masy dodatkowej zgromadzonej na rusztowaniu (materiały budowlane, siatki ochronne i plandeki, użytkownicy rusztowania), a także od sztywności konstrukcji. Projektant rusztowania nie ma wpływu na elementy katalogowe systemu rusztowaniowego. Możliwe jest zwiększenie sztywności rusztowania poprzez odpowiednio zaprojektowany system kotwienia konstrukcji rusztowania i przez prawidłowe stosowanie stężeń. Wymagany układ stężeń oraz rozstawy zakotwień w typowych rusztowaniach fasadowych można znaleźć w przepisach normowych [2] lub katalogach producentów systemów rusztowań.

### 2. Model obliczeniowy

Przeprowadzono obliczenia komputerowe przykładowego rusztowania fasadowego o średniej wielkości. Model metody elementów skończonych został stworzony w programie Autodesk Simulation Multiphysics 2013. Proces budowy i weryfikacji modelu w oparciu o badania rzeczywistej konstrukcji rusztowania przedstawiono wcześniej w pracach [3]. Oryginalny model zawierał stężenia i zakotwienia zaproponowane przez projektanta konstrukcji rusztowania na podstawie przepisów normowych. W kolejnych wariantach modyfikacji ulegała liczba pionów ze stężeniami, tj. z oryginalnej liczby pionów stężeń (3) pozostawiono 2 (rusztowanie słabo stężone), a następnie liczbę pionów stężeń zwiększono do 5 (rusztowanie przestywnione). Podobnie, analizie poddano wpływ liczby zakotwień. Założono, że fragment konstrukcji pozostaje niezakotwiony, co wprowadzono do modelu

przez eliminację 6 kotew w trzech etapach. Ostatni wariant modyfikacji oryginalnego systemu zakotwień to równomierne usunięcie 10 spośród 36 ogółem punktów zakotwień.

### 3. Wyniki

Wyniki obliczeń zostały zebrane w postaci pierwszych dziesięciu częstości drgań własnych w tabeli 1. Analizowano także postacie drgań własnych, odpowiadające zbliżonym częstościom drgań.

**Tabela 1.** Częstości drgań własnych

Nr	$f$ [Hz]							
	Oryginał	Zmiana liczby pionów stężeń			Redukcja liczby zakotwień			
	3 pola	2 pola	5 pól	Etap 1	Etap 2	Etap 3	Równomiernie	
1	2,36	2,32	2,44	1,87	1,62	1,23	2,30	
2	2,92	2,92	2,90	2,37	2,37	2,37	2,37	
3	3,28	3,05	3,26	3,21	3,16	3,16	3,07	
4	3,35	3,31	3,64	3,35	3,35	3,22	3,35	
5	3,65	3,64	3,81	3,65	3,65	3,35	3,65	
6	4,55	4,36	4,73	4,55	4,55	3,65	4,10	
7	5,07	5,04	5,03	4,88	4,80	4,56	4,55	
8	5,48	5,08	5,41	5,24	5,16	5,09	4,91	
9	5,65	5,53	5,64	5,48	5,48	5,28	5,37	
10	5,69	5,68	5,73	5,66	5,59	5,48	5,48	

### 4. Wnioski

Zwiększenie liczby stężonych pól i większa liczba zakotwień powoduje zwiększenie częstotliwości drgań własnych. Nie jest to jednakowa zmiana dla wszystkich częstości i postaci. Stężenia mają większy wpływ na postaci związane z drganiami poziomymi wzdłuż fasady, podczas gdy liczba zakotwień wpływa istotnie na wartości związane z postaciami z przemieszczeniami prostopadle do fasady. Pozostawienie dużego obszaru pozbawionego zakotwień powoduje znaczne zmniejszenie przede wszystkim pierwszej częstości drgań własnych. Taka sytuacja jest niedopuszczalna, a mimo to spotykana w przypadku rusztowań zlokalizowanych przy istniejących budynkach, gdzie z powodów technologicznych kotwienie części konstrukcji jest utrudnione i czasem przez projektantów zaniechywane. Należy również mieć na uwadze, że niedostateczne kotwienie i stężenie rusztowań fasadowych ma wpływ nie tylko na ich charakterystyki dynamiczne, ale także na wyężenie elementów konstrukcji. Może to prowadzić do stanów awaryjnych, mimo nieprzekroczenia dopuszczalnych wielkości obciążeń.

### Bibliografia

- [1] Bęc J., Blazik-Borowa E., Jaminska-Gadomska P., Lipecki T.: *Vibrational characteristics of façade frame scaffoldings*, Archives of Civil Engineering, vol. 66, no. 3, pp. 467–484, 2020, doi: 10.24425/ace.2020.134408.
- [2] PKN, PN-M-47900-2:1996 - Rusztowania stojące metalowe robocze - Rusztowania stojakowe z rur. 1996.
- [3] Jamińska-Gadomska P., Bęc J., Lipecki T., Robak A.: *Verification of the façade scaffolding computer model*, Archives of Civil Engineering, vol. 64, no. 1, 2018, doi: 10.2478/ace-2018-0003.



## ANALIZA MOŻLIWOŚCI REKTYFIKACJI ŚCIANY HISTORYCZNEGO BARAKU MUROWANEGO B-138 ZNAJDUJĄCEGO SIĘ NA TERENIE BYŁEGO OBOZU KL AUSCHWITZ-BIRKENAU

Krzysztof Gromysz<sup>1</sup>, Lukasz Szoblik<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: krzysztof.gromysz@polsl.pl

<sup>2</sup> Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau, Globalny Plan Konserwacji,  
ul. Więźniów Oświęcimia 20, 32-603 Oświęcim, mail: lukasz.szoblik@auschwitz.org

**Słowa kluczowe:** rektyfikacja ścian, zabytkowy obiekt, Auschwitz II-Birkenau.

### 1. Wprowadzenie

Murowany barak oznaczony obecnie numerem inwentaryzacyjnym B-138, znajdujący się na terenie byłego niemieckiego nazistowskiego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz-Birkenau, jest obiektem zabytkowym o szczególnym znaczeniu historycznym. W czasie funkcjonowania obozu barak pełnił funkcje mieszkalne. Obecnie objęty jest, wraz z innymi obiektami Auschwitz II-Birkenau, opieką Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu.

Zachodnia ściana szczytowa baraku uległa odkształceniu i wychyleniu. Element znajduje się w stanie awaryjnym i jest tymczasowo podparty (Rys. 1). W związku z projektowanym kompleksowym remontem baraku niezbędne jest przeprowadzenie prac polegających na zniwelowaniu odkształceń ściany oraz ustabilizowaniu jej położenia. Standardowe podejście do odkształconych ścian, polegające na ich rozbiórce i odbudowie w pozycji pionowej jest niemożliwe ze względu na wyjątkowy i historyczny charakter miejsca oraz sprzeczność z etyką i praktyką konserwatorską Muzeum. Chcąc, jeśli to możliwe, uniknąć zabudowy nowych elementów wewnątrz i na zewnątrz baraku, które mogłyby w sposób trwały zapewnić stateczność ścianie, zdecydowano się by przeanalizować możliwość przeprowadzenia rektyfikacji.

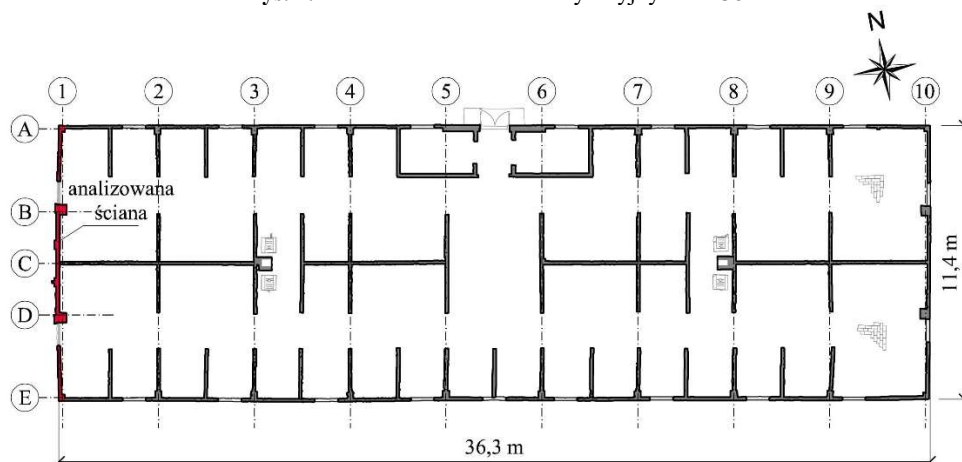
### 2. Opis baraku i jego uszkodzeń

Barak o numerze inwentaryzacyjnym B-138 jest parterowym obiektem niepodpiwniczonym, o rzucie 36,3 m × 11,4 m (Rys. 2) i wysokości 5,35 m. Konstrukcję dachu stanowi drewniana więźba o układzie płatwiowo-kleszczowym. Wiązary główne, w skład których wchodzi słupek, para krokwi oraz para kleszczy znajdują się w osiach 2 – 9, w rozstawie około 4 m. Między wiązarami głównymi, znajdują się krokwie w rozstawie 0,80 m. Płatwie spoczywające na drewnianych słupach oraz podparte mieczami, przebiegają w osiach B oraz D. Pokrycie dachu stanowi dachówka betonowa. Ściany baraku grubości 0,12 m są

murowane z cegły pełnej. W zewnętrznych ścianach szczytowych (ściany w osiach 1 i 10) znajdują się pilastry o przekroju  $0,55\text{ m} \times 0,40\text{ m}$ . Na pilastrach oparte są słupy więźby oraz, co bardzo istotne, ze słupów tych wyprowadzono miecze, stanowiące włącznie ze słupami, skrajne podpory płatwi (Rys. 4b). Na zewnętrznych ścianach podłużnych (ściany w osiach A i E) spoczywają murłaty, do których mocowane są krokwie. Wewnętrzna ściana podłużna (ściana w osi C) pełni funkcję ściany usztywniającej. Pozostałe ściany w braku pełnią funkcję ścian działowych.



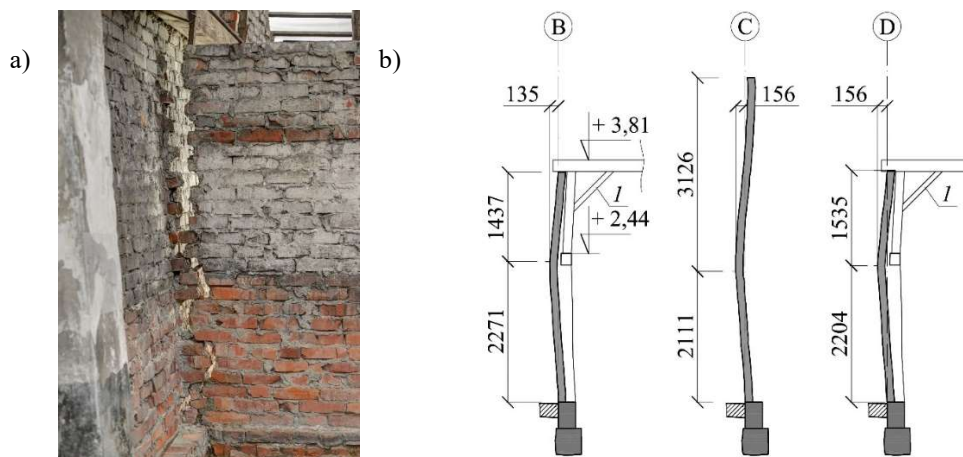
Rys. 1. Barak o numerze inwentaryzacyjnym B-138



Rys. 2. Rzut baraku o numerze inwentaryzacyjnym B-138 oraz położenie analizowanej zachodniej ściany szczytowej

Zarówno w elementach konstrukcyjnych jak i niekonstrukcyjnych baraku występują liczne uszkodzenia. Do najliczniejszych należą pęknięcia i rozejścia ścian o szerokości do 10 mm oraz korozja elementów ścian i więźby. Najmocniej uszkodzona jest jednak zachodnia ściana szczytowa znajdująca się w osi 1. Uległa ona odspojeniu od wewnętrznej ściany podłużnej biegnącej w osi C (Rys. 3a). Ponadto uległa takim odkształceniom, że jej wygięcie w kierunku poziomym w rejonie połowy długości wynosi 156 mm (Rys. 3b). Należy zauważyć, że nie nastąpiło przemieszczenie dolnej krawędzi ściany ani krawędzi górnej, biegnącej równoległe do krawędzi dachu. Wynika to z faktu, że krawędź dolna jest

oparta na fundamentach, a krawędzie górne są podparte przez elementy konstrukcji dachu (płatwie, łąty oraz murłaty) przejmujące siły poziome.



Rys. 3. Deformacja ściany szczytowej:

- a) oderwanie ściany szczytowej (ściana w osi 1) od ściany podłużnej (ściana w osi C),  
 b) przekroje przez zdeformowaną ścianę szczytową w osiach A, B oraz C, *I* – miecz

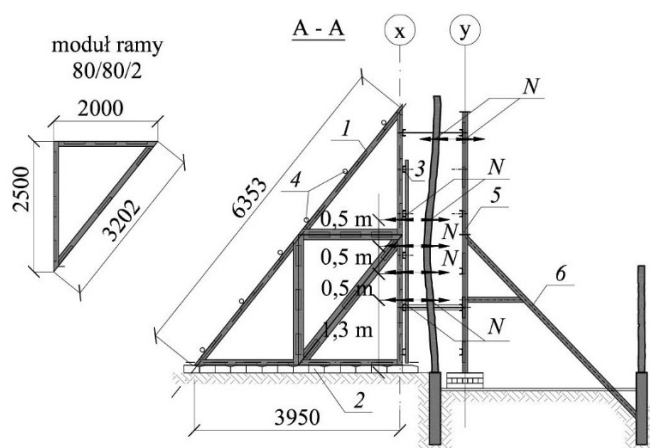
### 3. Możliwość rektyfikacji ściany

W celu usunięcia odkształcenia zachodniej ściany szczytowej zaproponowana została jej rektyfikacja, a następnie ustabilizowanie w nowym położeniu. Prace zaplanowano w ramach kompleksowego remontu i konserwacji baraku. Przewidziany został demontaż więźby i poszycia dachu oraz zabudowa hali nad całym budynkiem na czas prowadzenia prac remontowych i konserwatorskich.

Rektyfikacja będzie polegała na wymuszaniu przemieszczeń ściany w kierunku poziomym przez oddziaływanie na nią siłami działającymi w kierunku poziomym. Siły te będą równoważone przez konstrukcję oporową zabudowaną na zewnątrz ściany oraz wewnątrz baraku.

Przyjęto, że konstrukcję oporową na zewnątrz baraku tworzyć będzie pięć ram oporowych (*I* – rys. 4) wykonanych z zamkniętych profili kwadratowych 80/80/2 zakotwionych do bloków betonowych (2), poziome belki (3) biegnące równoległe do ściany i mocowane do koźłów oporowych oraz stężenia (4). Konstrukcję oporową wewnątrz baraku tworzyć będzie rusztowanie (5) podparte zastrzałami (6). Zakłada się, że prostopadłe siły *N* oddziałujące na ścianę będą wywoływane za pomocą podnośników śrubowych. Podnośniki, zamocowane do belek poziomych, będą przekazywały obciążenie na ścianę przez drewniane przekładki. Rozważanym układem jest więc szczytowa ściana znajdująca się w osi 1 podparta przez konstrukcję oporową za pomocą oddziałujących na nią podnośników. Założono, że podczas rektyfikacji podnośniki będą obciążały ścianę kinematycznie przez wywoływanie jej przemieszczeń skokowo o wartość nie większą niż 1 mm. W celu przeanalizowania poprawności zaproponowanego postępowania przeprowadzono uproszczone obliczenia modeli ściany. Analizy te prowadzono w trzech etapach. Najpierw wykazano, że największe odkształcenia wystąpią w miejscu przekazania obciążenia na ścianę. W związku z tym dalej prowadzono nieliniowe analizy wydzielonych pasm ściennych. W drugim etapie założono,

że podczas rektyfikacji pękanie muru wystąpi w miejscach przekazywania obciążenia  $N$  na mur za pomocą podnośników. W związku z tym w przekrojach, w których analizowany fragment ściany podparty jest siłownikami, zdefiniowano zwolnienia liniowe charakteryzujące się tym, że nie przenoszą one naprężeń rozciągających. W trzecim etapie analizy wydzielano z analizowanych pasm ściany fragmenty muru znajdujące się między podnośnikami i podpierano je zgodnie z warunkami brzegowymi. Warunki brzegowe stanowią tu sztywności wynikające ze sztywności konstrukcji oporowej. Rektyfikowana ściana, mimo że podczas wymuszania obciążeń jest geometrycznie zmienna, pozostaje stateczna dzięki występowaniu konstrukcji oporowej. Na tej podstawie stwierdza się, że przedstawiony sposób rektyfikacji ściany zabytkowego baraku jest możliwy do realizacji.



Rys. 4. Schemat zaprojektowanej stalowej konstrukcji oporowej oraz schemat rektyfikacji;  
 $N$  – siły przekazywane z konstrukcji oporowej na rektyfikowaną ścianę, 1 – rama oporowa,  
 2 – bloki betonowe, 3 – poziome belki, 4 – stężenia, 5 – rusztowanie, 6 – zastrzały

#### 4. Podsumowanie

Silnie odkształcone lub wychylone z pionu ściany są zwykle naprawiane przez ich rozebranie, a następnie odbudowanie w pozycji pionowej. Takie postępowanie nie jest możliwe w przypadku obiektów znajdujących się na terenie byłego KL Auschwitz II-Birkenau. Będący przedmiotem analizy barak B-138 jest zabytkiem, dokumentem historii i tak znaczna ingerencja w jego konstrukcję jest niemożliwa. W związku z tym przeanalizowano możliwość rektyfikacji tego elementu. Proces polega na stopniowym wywoływaniu przemieszczeń ściany w kierunku poziomym aż do osiągnięcia przez nią pierwotnego położenia. Reakcja ze ścianą podczas rektyfikacji przekazywana jest na konstrukcję oporową. Konstrukcja ta stanowi jednocześnie podparcie ściany podczas remontu. W trakcie rektyfikacji zmienia ulegnie schemat ściany przekształcając się w układ geometrycznie zmienny. Pojawią się pęknięcia w poziomie spoin wspornych w miejscu przekazywania na ścianę obciążeń poziomych. Przeanalizowano stateczność takiego układu podczas rektyfikacji i wykazano, że jest ona zachowana. Na tej podstawie stwierdza się, że analizowany sposób rektyfikacji ściany jest możliwy do realizacji. Po przeprowadzonej rektyfikacji, spoiny ściany poprzecznej będą wymienione, a sama ściana zostanie przykotwiona za pomocą zbrojenia, zabudowanego w spoinach wspornych do ścian podłużnych.

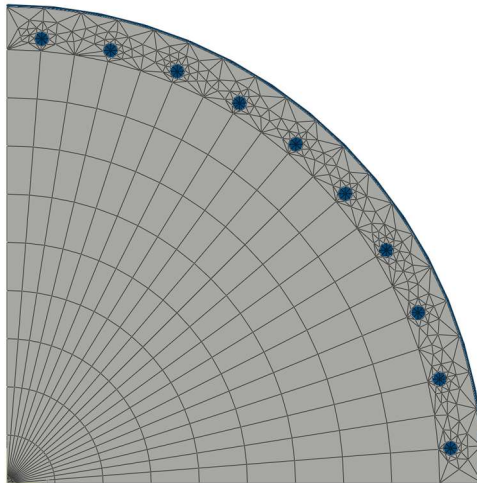




Badanym elementem jest filar żelbetowy o średnicy 2,0 m i wysokości 8,0 m, który stanowi podporę pośrednią budowanej estakady w ciągu obwodnicy Wrocławia. Konstrukcja składa się z dwóch niezależnych ciągłych 15-przęsłowych konstrukcji wykonanych z betonu sprężonego (Rys. 1).



a) Badany filar



*Siatka elementów skończonych w programie Abaqus FEA*

b) Modele numeryczny filara

**Rys. 2.** Badany filar i jego model numeryczny

W artykule przedstawiono również model numeryczny badanego filara żelbetowego (Rys. 2) i uzyskane wyniki obliczeń. Obliczenia numeryczne wykonano w programie Abaqus FEA [7]. W modelu numerycznym filara wykorzystano kinetykę wydzielania się ciepła hydratacji w funkcji czasu dla cementu WARTA użytego do wykonania badanego filara oraz temperatury powietrza zmierzonej podczas badań terenowych filara. Badania laboratoryjne całkowitej ilości ciepła hydratacji wytworzonej w 1 g cementu uzyskano z Cementowni WARTA [8]. Wyniki uzyskane podczas badania oraz z obliczeń numerycznych zestawiono w dwóch tabelach i na dziewięciu wykresach. We wnioskach autor podsumowuje istotne elementy badania terenowego oraz formułuje zalecenia dotyczące dalszego wykorzystania tej metody do przewidywania rozkładu temperatury w innych elementach konstrukcji, pod warunkiem, że są one wykonane z dokładnie tej samej mieszanki betonowej.

### Bibliografia

- [1] Helowicz A.: *Rozkład temperatury twardnienia betonu w masywnych elementach obiektu mostowego*. Inżynieria i Budownictwo. 2002, R. 58, nr 3/4, s. 204-207. ISSN: 0021-0315.
- [2] Helowicz A.: *Rozkład temperatury twardnienia betonu w masywnych elementach obiektu mostowego – ciąg dalszy badań*. Seminarium, Budowa mostów betonowych metodą nasuwania podłużnego. Wrocław, 29 maja 2002 r. E. C. Hambly, Bridge deck behaviour. Second edition 1991. ISBN 0419172602.
- [3] Helowicz A.: *Rozkład temperatury twardnienia betonu w masywnych elementach mostów betonowych*. W: *Budowa i budowniczowie Estakad Gądowskich we Wrocławiu*: [praca zbiorowa pod red. Mirosława Zamaro]. Wrocław: 2003. s. 131-137.
- [4] Helowicz A., Biliszczuk J.: *Pomiar temperatury w wiązania betonu B35 w ławie fundamentowej Mostu Milenijnego we Wrocławiu*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. 2003, Ser. SPR nr 56, 9 s.
- [5] Helowicz A.: *Analiza pól temperatury wywołanych ciepłem hydratacji w masywach betonowych*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. 2003, Ser. PRE nr 1. 200 s.
- [6] Helowicz A.: *Twardnienie betonu*. Magazyn Autostrady. 2007, nr 5, s. 156-159. ISSN: 1730-0703.
- [7] Abaqus FEA software, Dassault Systemes, <https://academy.3ds.com>
- [8] WARTA, cement plant. <https://www.wartasa.com.pl>





68. Krynicka Konferencja Naukowa  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

## ZASTOSOWANIE TECHNIKI DZIELONEGO PRĘTA HOPKINSONA DO BADANIA WPŁYWU SKRĘPOWANIA BEZWŁADNOŚCIOWEGO NA DYNAMICZNĄ ODPOWIEDŹ MECHANICZNĄ BETONU

Małgorzata Pająk<sup>1</sup>, Jacek Janiszewski<sup>2</sup>, Paweł Baranowski<sup>3</sup>, Mateusz Pytlik<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: malgorzata.pajak@polsl.pl

<sup>2</sup> Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Mechatroniki Wydział Inżynierii Lądowej  
i Środowiska, ul. gen. S. Kaliskiego 2, 00-908 Warszawa, mail: jacek.janiszewski@wat.edu.pl

<sup>3</sup> Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Inżynierii Mechanicznej, ul. gen. S. Kaliskiego 2,  
00-908 Warszawa, mail: pawel.baranowski@wat.edu.pl

<sup>4</sup> Główny Instytut Górnictwa, plac Gwarków 1, 40-166 Katowice, mail: mpytlik@gig.eu

**Słowa kluczowe:** beton, wpływ szybkości odkształcenia, zjawisko skrępowania, technika dzielonego pręta Hopkinsona.

### 1. Wprowadzenie

Beton jest wrażliwy na szybkość odkształcenia i wraz z jej wzrostem wykazuje znaczny przyrost wytrzymałości na ściskanie, jak i rozciąganie [1]. Metoda dzielonego pręta Hopkinsona (*ang. Split Hopkinson Pressure Bar – SHPB*) jest obecnie jedną z najczęściej stosowanych metod badawczych do analizy mechanicznego zachowania się różnego typu materiałów poddanych obciążeniom dynamicznym (udarowym). Podczas testu SHPB próbka ulegając dynamicznym odkształceniom podłużnym (osiowym), jak i poprzecznym, doznaje oddziaływania dodatkowych sił bezwładności, których wpływ na rzeczywistą charakterystykę naprężenie-odkształcenie betonu w warunkach obciążenia zachodzącego z bardzo dużą szybkością może być znaczący [2]. W rzeczywistej konstrukcji wydzielona objętość betonu ma ograniczoną możliwość swobodnego poprzecznego odkształcania się, gdyż jest skrępowana przez otaczający ją beton. W niniejszych badaniach odwzorowano zbliżone do rzeczywistego zachowanie betonu w konstrukcji poprzez zastosowanie na całej długości próbki tulei ołowianej. Głównym celem badań było określenie czy zastosowana metodologia pozwala na otrzymanie wiarygodnych wyników badań nad wpływem skrępowania bezwładnościowego próbki betonowej w warunkach badań.

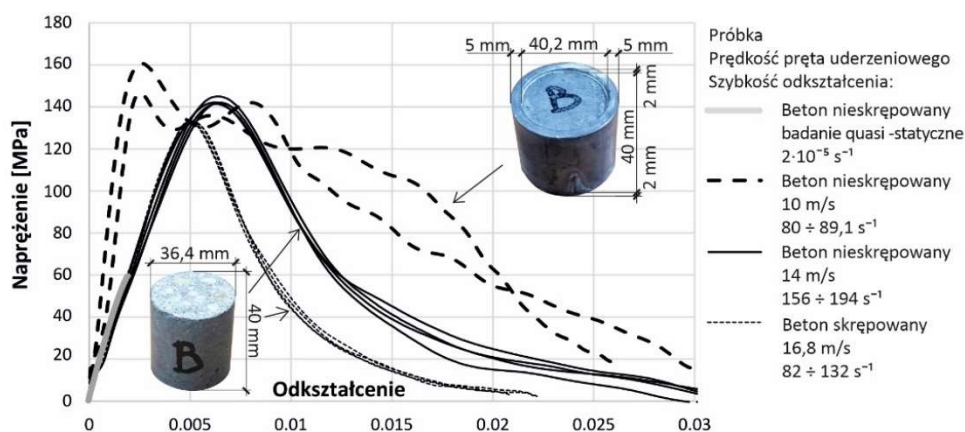
### 2. Badania laboratoryjne

Badania przeprowadzono na próbkach nieskrępowanych i skrępowanych tuleją ołowianą o grubości 5 mm wykonanych z betonu o quasi-statycznej wytrzymałości na ściskanie wynoszącej  $59,5 \pm 1$  MPa. Badania dynamiczne przeprowadzono za pomocą układu badawczego SHPB o średnicy prętów równej 40 mm opracowanego w Wojskowej Akademii

Technicznej. Zasada badania za pomocą techniki SHPB polega na uderowym (falowym) obciążeniu próbki materiałowej umieszczonej pomiędzy dwoma długimi prętami pełniącymi rolę czujników siły. Na podstawie profilu fal można obliczyć naprężenie, odkształcenie oraz przyrost szybkości odkształcenia w próbce. W badaniach przeprowadzono kontrolę równowagowego stanu naprężenia w próbce, którego spełnienie dowodzi wiarygodności otrzymanych wyników. Próbki nieskrępowane badano przy dwóch prędkościach pręta uderzeniowego wynoszących: 10 lub 14 m/s, co odpowiadało szybkościom odkształcenia odpowiednio z zakresów  $80 \div 89 \text{ s}^{-1}$  oraz  $156 \div 194 \text{ s}^{-1}$ . Próbki betonowe skrępowane były badane przy prędkości pręta uderzeniowego wynoszącej 16,8 m/s co odpowiadało szybkości odkształcenia z zakresu  $82 \div 164 \text{ s}^{-1}$ .

### 3. Wyniki badań i wnioski

Otrzymane wyniki w postaci krzywych ilustrujących zależności naprężenia od odkształcenia ( $\sigma - \epsilon$ ) przedstawiono na rys. 1. Badany beton wykazał znaczną wrażliwość na wysokie szybkości odkształcenia. Profile krzywych  $\sigma - \epsilon$  próbek skrępowanych różnią się wyraźnie od krzywych próbek nieskrępowanych. Najbardziej widoczna różnica wyraża się obecnością dwóch pików wartości szczytowych naprężenia na krzywych oraz znacznym wzrostem modułu sprężystości w porównaniu do próbek nieskrępowanych.



Rys. 1. Wpływ skrępowania betonu na krzywą naprężenie-odkształcenie

Przedstawione wyniki badań dowodzą, że metoda dzielonego pręta Hopkinsona może być wykorzystana do oceny wytrzymałości betonu w warunkach skrępowania bezwładnościowego poprzez zastosowanie tulei ołowianych.

### Bibliografia

- [1] Marzec I., Tejchman J., Winnicki A.: *Computational simulations of concrete behaviour under dynamic conditions using elasto-visco-plastic model with non-local softening*. Comput. Concr. 2015, nr 15.
- [2] Pająk M., Baranowski P., Janiszewski J., Kucwicz M., Mazurkiewicz Ł., Łażniewska-Piekarczyk B.: *Experimental testing and 3D meso-scale numerical simulations of SCC subjected to high compression strain rates*. Constr. Build. Mater. 2021, nr 203.



## OPTIMALIZACJA PARAMETRÓW ABSORBERA DRGAŃ W ZABYTKOWYM MOŚCIE BELKOWYM

Monika Podworna<sup>1</sup>, Jacek Grosel<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego,  
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, mail: monika.podworna@pwr.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego,  
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, mail: jacek.grosel@pwr.edu.pl

**Słowa kluczowe:** tłumienie drgań, proces Poissona, stochastyczne obciążenie dynamiczne, DVA.

### 1. Wstęp

Wzmocnienia konstrukcyjne obiektów zabytkowych stwarzają wiele trudności, gdyż każda ingerencja może zmienić historyczny wygląd. Dlatego istotne jest opracowanie technik naprawczych, które nie ingerują w wygląd zewnętrzny konstrukcji. Takim rozwiązaniem, w przypadku obciążeń dynamicznych, mogą być amortyzatory drgań, które stosowane są od ponad wieku. Znanych jest już wiele sposobów i środków zapobiegania nadmiernym drganiom, a badania nad optymalnymi parametrami amortyzatorów trwają zarówno dla wymuszeń deterministycznych, jak i stochastycznych. Jako kryterium optymalizacji można przyjąć wiele parametrów, np. minimum wariancji drgań [1], minimum współczynnika nadmiaru [2], minimalne zmęczenie materiału [3] itp. Optymalizacja amortyzatorów jest bardzo złożonym problemem, zwłaszcza gdy rozważa się drgania wywołane obciążeniem o losowych parametrach. Optymalizacja może dotyczyć zarówno rodzaju jak i liczby tłumików, a także ich rozmieszczenia na konstrukcji.

Optymalizacja polega na znalezieniu optymalnych parametrów absorbera w odniesieniu do parametrów układu, przy czym celem optymalizacji jest minimalizacja danej funkcji celu [4]. Generalnie jako kryterium optymalizacyjne przyjmuje się często maksymalizację trwałości konstrukcji w założonym czasie jej użytkowania. Kryterium takie można przyjąć jako: 1) minimalizację oczekiwanej wartości przekroczenia granicznego poziomu naprężeń lub odkształceń, albo 2) maksymalizację trwałości konstrukcji w odniesieniu do degradacji zmęczeniowej konstrukcji lub propagacji pęknięć.

W artykule przeanalizowano problem optymalnego doboru parametrów DVA (dynamic vibration absorber) redukujących drgania belki poddanej losowemu ciągowi sił poruszających się ze stałą prędkością. Zarówno siły, jak i czas między ich pojawieniem się są przyjęte jako zmienne losowe. W artykule przedstawiono dwa różne warianty: jeden dla przypadku, gdy strumień poruszających się sił jest modelowany jako proces Poissona [5], a drugi, gdy dodatkowo jedna z sił znajduje się w takim punkcie na belce, że powoduje maksymalną odpowiedź układu. W drugim modelu, losowa odpowiedź belki traktowana jest jako nieskończona seria zmiennych losowych. Problem został rozwiązany przy użyciu idei

dynamicznej funkcji wpływu [6]. Rozważono kilka kryteriów optymalizacji na podstawie wartości oczekiwanych oraz wariancji odpowiedzi belki.

## 2. Analizowany problem

Rozważane są tłumione drgania swobodnie podpartej belki Eulera-Bernoulliego o sztywności giętej  $EI$  i skończonej długości  $L$ , która ma zamocowany absorber w punkcie  $x_0$ . Konstrukcja modelowana jest jako układ o skończenie wielu stopniach swobody (MDOF), absorber zaś jako układ o jednym stopniu swobody (SDOF). Belka obciążona jest losowym strumieniem sił poruszających się ze stałą prędkością  $v$ .

Do analizy drgań belki mostowej, przyjęto dwie dynamiczne funkcje wpływu:  $H_1(x, t)$  i  $H_2(x, t - L/v)$ . Funkcja  $H_1(x, t)$  jest odpowiedzią belki w czasie  $t$  ( $0 \leq t \leq L/v$ ) na siłę ruchu równą jedności ( $A_k = 1$ ). Funkcja  $H_2(x, t - L/v)$  jest odpowiedzią belki na siłę jednostkową, która jest poza belką mostową.

Analizowano dwa modele: w pierwszym przypadku ugięcie belki jest liczone w dowolnym czasie  $t \geq L/v$ , przy czym żadne położenie siły nie jest znane, w drugim przypadku rozpatruje się sytuację w chwili  $t_i$ , gdy pojedyncza siła powoduje ekstremalne przemieszczenie belki w punkcie  $x$ . Ugięcie belki dla pierwszego przypadku [ $w_I(x, t)$ ] oraz drugiego przypadku [ $w_{II}(x, t)$ ] można zapisać za pomocą całki Stieltjesa [6]:

$$w_I(x, t) = \int_{t-\frac{L}{v}}^t A(\tau) H_1(x, t - \tau) dN(\tau) + \int_{t_b}^{t-\frac{L}{v}} A(\tau) H_2(x, t - \tau - \frac{L}{v}) dN(\tau) \quad (1)$$

$$w_{II}(x, t_i) = A(t_i) H_1(x, t_i) + w_I(x, t) \quad (2)$$

Stosując metodę transformacji własnej i uwzględniając  $j$  pierwszych form własnych belki można uzyskać równania:

$$\frac{d^2 y_{1n}(t)}{dt^2} + 2\alpha \frac{dy_{1n}(t)}{dt} + \omega_n^2 y_{1n}(t) + r(t) \sin \frac{n\pi x_0}{L} = \frac{2}{mL} \sin \frac{n\pi vt}{L} \quad (3)$$

$$\frac{d^2 y_{2n}(t)}{dt^2} + 2\alpha \frac{dy_{2n}(t)}{dt} + \omega_n^2 y_{2n}(t) + r(t) \sin \frac{n\pi x_0}{L} = 0 \quad (4)$$

gdzie  $n = 1, 2, \dots, j$ ,  $2\alpha = \frac{c}{m}$ ,  $\omega_n^2 = \left(\frac{n\pi}{L}\right)^4 \frac{EI}{m}$  oraz  $y_{1n}(t)$ ,  $y_{2n}(t)$ , – współrzędne dynamiczne,  $r(t)$  – siła interakcji absorber – belka mostowa. Równanie (3) opisuje sytuację, gdy siła jest na belce. Natomiast równanie (4) gdy siła jest poza belką mostową.

Równania ruchu absorbera SDOF zamontowanego do belki mostowej w dowolnym punkcie  $x_0 \in (0, L)$  opisują równania:

$$M_a \frac{d^2 q_a(t)}{dt^2} + c_a \left[ \frac{dq_a(t)}{dt} - \frac{dH_i(x_0, t)}{dt} \right] + k_a [q_a(t) - H_i(x_0, t)] = 0 \quad (5)$$



$$\frac{d^2 q_a(t)}{dt^2} + 2\alpha_a \left[ \frac{dq_a(t)}{dt} - \sum_{n=1}^j \frac{dy_{in}(t)}{dt} \sin \frac{n\pi x_0}{L} \right] + \omega_a^2 \left[ q_a(t) - \sum_{n=1}^j y_{in}(t) \sin \frac{n\pi x_0}{L} \right] = 0 \quad (6)$$

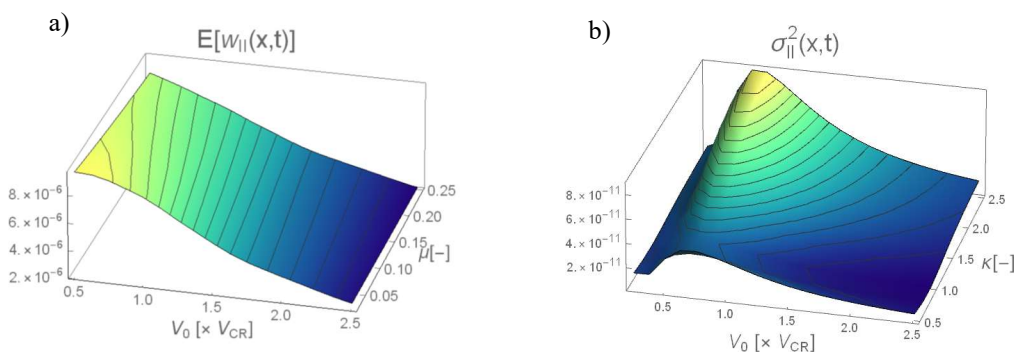
gdzie  $2\alpha_a = \frac{c_a}{M_a}$ ,  $\omega_a^2 = \frac{k_a}{M_a}$ , oraz  $i = 1, 2$ .

Jako kryterium optymalizacji przyjęto minimalne wartości oczekiwane oraz wariancji ugięć dla pierwszego modelu  $w_I(x, t)$  [1] oraz dla drugiego modelu  $w_{II}(x, t)$ .

### 3. Analiza numeryczna

Do analizy numerycznej przyjęto żelbetowy most belkowy rozpiętości teoretycznej  $L = 30$  m z pierwszą częstotliwością własną równą  $\omega_s = 4$  rad/s. Przyjęto stałą prędkość poruszających się pojazdów, a następnie porównano z prędkością krytyczną dla konstrukcji.

Rozważono różne położenia absorbera  $x_0 \in (0, L)$ . Ponadto przeanalizowano różne parametry absorbera (masę i sztywność). Do scharakteryzowania masy absorbera wykorzystano parametr  $\mu = M_a/mL$ , czyli stosunek masy absorbera do masy belki mostowej. Wpływ masy absorbera analizowano w szerokim zakresie  $\mu \in \langle 0; 0,3 \rangle$ , podczas gdy w praktyce najczęściej przyjmuje się wartości do 0,1. Podobnie parametr  $\kappa = \omega_a/\omega_s$  jest stosunkiem częstotliwości własnej absorbera do częstotliwości własnej mostu. Przeanalizowano również szeroki zakres częstotliwości absorbera  $\kappa \in \langle 0,5; 2,5 \rangle$ , jednak w praktyce najczęściej stosuje się absorber o częstotliwości zbliżonej do częstotliwości konstrukcji ( $\kappa \approx 1$ ). Analizowany zakres prędkości dla wybranej konstrukcji wynosi 68 – 336 km/h. Większa prędkość odpowiada mniejszemu ugięciu, co oznacza większy wpływ amortyzatora. Przykładowe wyniki przedstawiono na rys. 1.



**Rys. 1.** Funkcja ugięcia belki mostowej w środku rozpiętości:

- (a) wartość oczekiwana ugięcia pierwszego modelu  $[w_I(x, t)]$  dla różnych parametrów absorbera  $\mu$ ;
- (b) wariancja ugięcia drugiego modelu  $[w_{II}(x, t)]$  dla różnych parametrów absorbera  $\kappa$

### 4. Wnioski

Utrzymanie zabytkowych mostów wymaga stałej kontroli ich stanu technicznego oraz systematycznych prac remontowych. Możliwą metodą zmniejszenia wyęczenia

konstrukcji zabytkowych, zwłaszcza tych poddanych obciążeniom dynamicznym jest zastosowanie DVA w celu zmniejszenia ich drgań. Istotne jest, aby odpowiednio dobrać amortyzator, ponieważ źle dobrane urządzenie może zwiększać wibracje zamiast je redukować. W celu ustalenia optymalnych parametrów absorbera, analizie poddano dwie różne sytuacje. Pierwszy przypadek to strumień poruszających się sił, modelowany jako proces Poissona, który generuje ugięcie belki mostowej  $w_I(L/2, t)$ . W drugim wariancie jedna z poruszających się sił znajduje się w punkcie, który generuje odpowiedź belki o największej wartości  $w_{II}(L/2, t)$ . W większości przeprowadzonych analiz wyniki były dosyć zbliżone dla obu przypadków –  $w_I(L/2, t)$  oraz  $w_{II}(L/2, t)$ . Zauważalne różnice były w przypadku wartości oczekiwanych w zakresie prędkości od 0,5 do 1,5 prędkości krytycznej, a największe dla  $v = (0,6 - 0,8)v_{cr}$ , co w niniejszej analizie odpowiada zakresowi prędkości normalnego ruchu pojazdów, tj. 68-200 km/h. Optymalna praca absorbera to montaż w odległości 0,3-0,6 rozpiętości belki, zarówno dla pierwszego, jak i drugiego przypadku. Odpowiednie parametry absorbera ze względu na jego zastosowanie to:  $\mu = M_a/mL \in \langle 5\%, 15\% \rangle$  oraz  $\kappa = \omega_a/\omega_s \in \langle 0,5; 2,5 \rangle$ . Biorąc pod uwagę fakt, że autorzy w pracy [7] stwierdzili, iż przyjęcie stosunku masy (stosunku masy absorbera do masy konstrukcji głównej) poniżej 1% jest niewystarczające, zasadne wydaje się zastosowanie się do tego zalecenia.

## Bibliografia

- [1] Grosel J., Podwórna M.: *Optimisation of absorber parameters in the case of stochastic vibrations in a bridge with a deck platform for servicing pipelines*, *Studia Geotechnica et Mechanica* 2021, 43, 1–9. DOI:10.2478/sgem-2021-0030.
- [2] Nishihara O., Asami T.: *Closed-form solutions to the exact optimizations of dynamic vibration absorbers (minimizations of the maximum amplitude magnification factors)*, *Transactions of ASME Journal of Vibration and Acoustics* 2002. 124(4), 576-582. doi.org/10.1115/1.1500335.
- [3] Christenson R. E., Hoque S.: *Reducing fatigue in wind-excited support structures of traffic signals with innovative vibration absorber*, *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board* 2011, 2251(1), 16-23. doi.org/10.3141/2251-02.
- [4] Yoon G.H., Choi H., So H.: *Development and optimization of a resonance-based mechanical dynamic absorber structure for multiple frequencies*, *Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control* 2021. 40(2) 880–897. doi.org/10.1177/1461348419855533.
- [5] Śniady P.: *Podstawy stochastycznej dynamiki konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. 2000.
- [6] Podwórna M., Śniady P., Grosel J.: *Random vibrations of a structure modified by damped absorbers*, *Probabilistic Engineering Mechanics* 2021. 66; doi.org/10.1016/j.probenmech.2021.103151.
- [7] Nasr A., Mrad C., Nasri R.: *Explicit formulas for optimal parameters of friction dynamic vibration absorber attached to a damped system under various excitations*. *Journal of Vibration Engineering & Technology* 2023, 11, 85–97 doi.org/10.1007/s42417-022-00560-6.



## PÓLANALITYCZNE CAŁKOWANIE AKCELEROGRAMU I RÓWNAŃ RUCHU UKŁADU PODDANEGO WSTRZĄSOWI PARASEJSMICZNEMU

Ryszard Walentyński<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: ryszard.walentyński@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** wstrząsy parasejsmiczne, akcelerogram, półanalityczna metoda całkowania, równanie ruchu, Mathematica.

### 1. Wprowadzenie

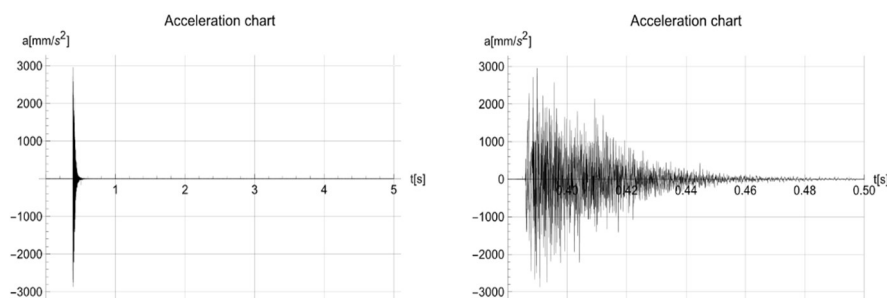
Jednym z istotnych problemów budownictwa na terenach górniczych jest ocena wpływu wstrząsów na budowle.

Wynikiem pomiaru za pomocą akcelerometru jest zbiór par liczb w której pierwsza reprezentuje chwilę czasu, a druga to pomierzone przyspieszenie w tej chwili czasu. Zwykle do wyznaczenia z akcelerogramu funkcji prędkości i przemieszczenia stosuje się algorytmy numeryczne [2].

Niniejszy referat przedstawia podejście półanalityczne, możliwe do przeprowadzenia w systemie *Mathematica*.

### 2. Przykładowy akcelerogram

Rys. 1 przedstawia akcelerogram będący przykładem zastosowanej metody. Cały zarejestrowany sygnał objął 5 sekund, ale największe amplitudy przyspieszenia zanotowano w podprzedziale pokazanym po prawej stronie rysunku.



**Rys. 1.** Akcelerogram w całym przedziale pomiarowym i podprzedziale dużych przyspieszeń

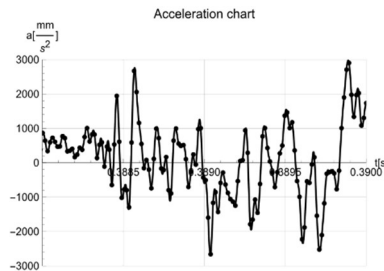
W systemie *Mathematica* możemy zbiór punktów pomiarowych zinterpolować funkcją. Argumentem niniejszej funkcji jest rząd funkcji interpolacyjnej. Odpowiada to w przybliżeniu stopniowi wielomianu wpasowanemu pomiędzy punktami pomiarowymi.

```

a[i_] :=
a[i] =
Interpolation[ts, InterpolationOrder -> i]

```

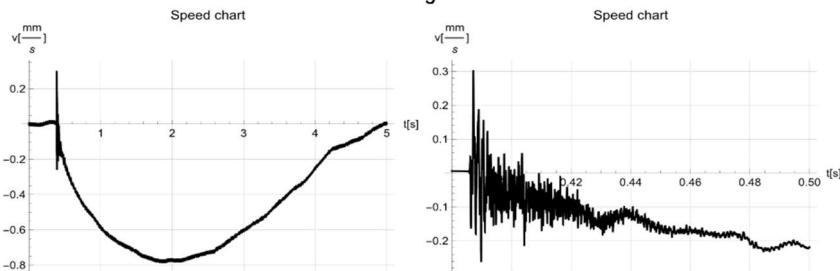
Rys. 2 pokazuje efekt interpolacji w bardzo wąskim podprzedziale, w którym zanotowano największe przyspieszenia.



Rys. 2. Interpolacja danych pomiarowych przyspieszenia funkcją szóstego rzędu interpolacyjnego

Od chwili utworzenia funkcji interpolacyjnej można ją traktować jako funkcję analityczną. Okazuje się, że analityczne całkowanie tej funkcji jest bardzo szybkie. Funkcję prędkości obliczamy jako całkę:

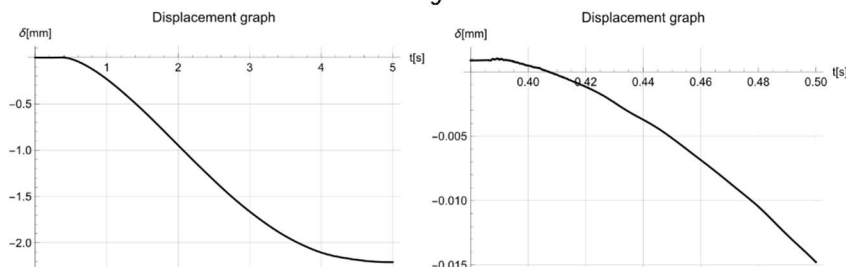
$$v[i][t_] := v[i][t] = \int \text{Evaluate}[a[i][t]] dt$$



Rys. 3. Wykres prędkości w całym przedziale pomiarowym i podprzedziale dużych przyspieszeń

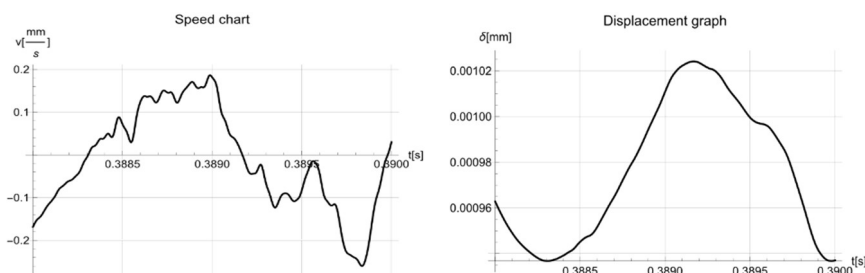
Rys. 3 pokazuje, że największe wartości prędkości osiągane są w okolicach drugiej sekundy pomiaru, gdy zdawałoby się drgania ustają. Wartość prędkości jest około trzykrotnie wyższa niż w momencie największych przyspieszeń. Dalsze drgania z małymi przyspieszeniami sprawiają, że w piątej sekundzie prędkość spada do zera. Całkując analityczną funkcję prędkości, otrzymujemy funkcję przemieszczeń.

$$\delta[i][t_] := \delta[i][t] = \int \text{Evaluate}[v[i][t]] dt$$



Rys. 4. Wykres przemieszczeń w całym przedziale pomiarowym i podprzedziale dużych przyspieszeń

Pokazane na rys. 4 wykresy mogą sugerować, że funkcja przemieszczeń jest całkiem gładka. Jednak „mikroskopowe” przybliżenie (Rys. 5) do przedziału czasu jak na rys. 2 pokazuje faktyczny przebieg funkcji po kolejnych całkowaniach.

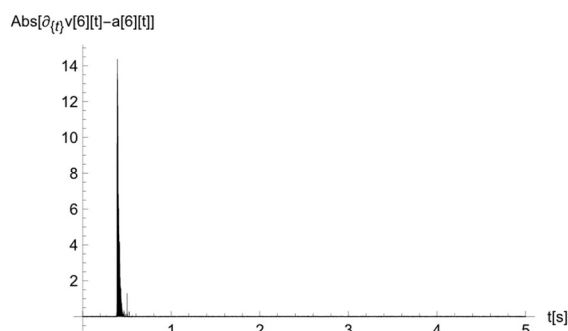


Rys. 5. Wykresy prędkości i przemieszczeń w przedziale jak na rys. 2

Jakość całkowania możemy sprawdzić przez różniczkowanie. Zatem jeśli zróżniczkujemy funkcje prędkości i odejmiemy od niej funkcję przyśpieszenia,

$$\text{Abs}[\partial_{\{t\}} v[\xi][t] - a[\xi][t]]$$

otrzymamy to co widać na rys. 6, że błąd jest pomijalny ze względu na porównanie z wartościami na akcelerogramie (Rys. 1), gdzie ekstremalne wartości przyśpieszeń sięgają  $3000 \text{ mm/s}^2$ , czyli względny błąd nie przekracza 0,4%.



Rys. 6. Oszacowanie względnego błędu interpolacji

### 3. Całkowanie równań ruchu

Powyższą metodę można wykorzystać do całkowania równań ruchu [1]. Pokażemy to na przykładzie układu dynamicznego o jednym stopniu swobody wzbudzonego analizowaną funkcją przyśpieszenia.

Ogólne rozwiązanie tego zadania *Mathematica* potrafi podać, wykorzystując funkcję do analitycznego rozwiązywania równań różniczkowych:

$$\text{DSolve}[\{q''[t] + 2 c q'[t] + \omega^2 q[t] == a[t], q[0] == 0, q'[0] == 0\}, q[t], t] \\ /. \{K[i_] \rightarrow \tau\}$$

Wynik tak ogólnie sformułowanego zadania program podaje w postaci:

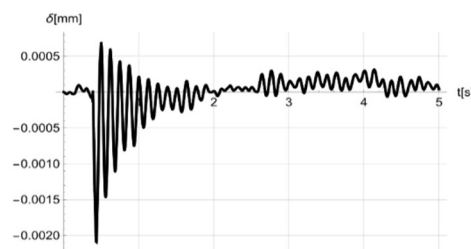
$$\left\{ \left\{ q[t] \rightarrow -e^{t(-c+\sqrt{c^2-\omega^2})} \int_1^0 \frac{e^{2c\tau+t(-c-\sqrt{c^2-\omega^2})} \sqrt{c^2-\omega^2} a[\tau]}{2(c-\omega)(c+\omega)} d\tau + \right. \right. \\ \left. e^{t(-c+\sqrt{c^2-\omega^2})} \int_1^t \frac{e^{2c\tau+t(-c-\sqrt{c^2-\omega^2})} \sqrt{c^2-\omega^2} a[\tau]}{2(c-\omega)(c+\omega)} d\tau - \right. \\ \left. e^{t(-c-\sqrt{c^2-\omega^2})} \int_1^0 \frac{e^{2c\tau+t(-c+\sqrt{c^2-\omega^2})} \sqrt{c^2-\omega^2} a[\tau]}{2(c-\omega)(c+\omega)} d\tau + \right. \\ \left. e^{t(-c-\sqrt{c^2-\omega^2})} \int_1^t \frac{e^{2c\tau+t(-c+\sqrt{c^2-\omega^2})} \sqrt{c^2-\omega^2} a[\tau]}{2(c-\omega)(c+\omega)} d\tau \right\} \left. \right\}$$

To wyrażenie – jako istoty obdarzone rzeczywistą inteligencją, a nie sztuczną, nadal przewyższające maszyny – możemy uprościć do postaci:

$$q[t] := \\ e^{-t(c-\sqrt{c^2-\omega^2})} \int \frac{e^{-(c-\sqrt{c^2-\omega^2})\tau} a[\tau]}{2\sqrt{c^2-\omega^2}} d\tau - \\ e^{-t(c+\sqrt{c^2-\omega^2})} \int \frac{e^{-(c+\sqrt{c^2-\omega^2})\tau} a[\tau]}{2\sqrt{c^2-\omega^2}} d\tau$$

W pełnej wersji artykułu pokonferencyjnego pokazany zostanie pełny opis procedury. Tu ograniczę się do podania przykładu.

Przyjmując  $\omega = 5\theta$ ;  $c = 2$  dostajemy wynik, którego wykres pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Wynik całkowanie równania ruchu

#### 4. Podsumowanie

Przedstawione podejście może stanowić alternatywę i narzędzie weryfikacyjne algorytmów numerycznych wbudowanych w oprogramowanie akcelerometrów i systemów do obliczeń numerycznych. Za stosowaniem przemawia duża szybkość obliczeń i weryfikowalność wyników.

Pragnę tu dodać, że inspiracją do podjęcia tych badań były stwierdzone istotne różnice w wynikach całkowania funkcji przyspieszeń w dwóch programach do obliczeń numerycznych, a z problemem zgłosiła się do mnie ówczesna dyplomantka, a obecnie doktorantka naszego Wydziału pani Kinga Zemła.

#### Bibliografia

- [1] Chmielewski T., Zembaty Z.: *Podstawy dynamiki budowli*. Warszawa: Arkady 2015.
- [2] Gromysz K.: *Dynamika budowli. Obliczenia układów prętowych o masach skupionych*. Warszawa: PWN 2016.



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**  
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



**68. Krynicka Konferencja Naukowa**

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB

**Rozdział 10**

**NIEZAWODNOŚĆ KONSTRUKCJI**







## ZASTOSOWANIE METOD PRZEDZIAŁOWYCH DO OCENY CZASU EKSPLOATACJI RUROCIĄGÓW

Iwona Duszyńska<sup>1</sup>, Tomasz Krykowski<sup>2</sup>, Paweł Stefanek<sup>3</sup>, Joanna Bzówka<sup>4</sup>

<sup>1</sup> KGHM Polska Miedź S.A., Oddział Zakład Hydrotechniczny, Lubin, Polska,  
mail: id4723@student.polsl.pl

<sup>2</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: tomasz.krykowski@polsl.pl

<sup>3</sup> KGHM Polska Miedź S.A., Oddział Zakład Hydrotechniczny, Lubin, Polska,  
mail: pawel.stefanek@kgm.com

<sup>4</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: joanna.bzowka@polsl.pl

*Słowa kluczowe: interwały, trwałość, rurociągi, parametry niepewne.*

### 1. Wprowadzenie

Problemy erozji rur spowodowane transportem materiału zawierającego odpady poflotacyjne stanowiące mieszaninę frakcji pyłowej, piaskowej i ilowej stanowią bardzo ważny problem w zakresie eksploatacji kopalń i zakładów wydobywczych rudy miedzi. W odniesieniu do KGHM Polska Miedź S.A. problem odnosi się do eksploatacji rurociągów o łącznej długości przekraczającej 250 km, a to z kolei przekłada się na znaczne ponoszenie nakładów finansowych, związane z kosztami eksploatacji rurociągów, jak i ich awariami. Fundamentalnym problemem z punktu widzenia eksploatacji rurociągów w KGHM Polska Miedź S.A. jest bardzo duże zużycie rur do transportu odpadów poflotacyjnych, jak również określanie czasu bezawaryjnej pracy elementów konstrukcji systemu rur. Awaryje wiążą się ze znacznymi nakładami finansowymi, poważnymi ograniczeniami w eksploatacji oraz, w niektórych przypadkach, nawet z zatrzymaniem eksploatacji.

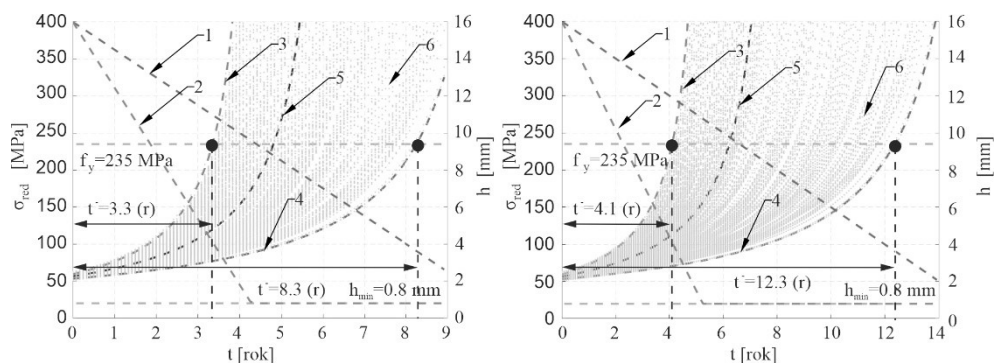
W pracy skupiono się na zastosowaniu teorii powłok [1] w ujęciu przedziałowym do oceny trwałości systemów orurowania. Obliczenia wykonano stosując klasyczne modele interwałowe z zastosowaniem bibliotek INTLAB [2]. Poprawność otrzymanych rozwiązań weryfikowano, stosując metodę Monte-Carlo [3] przy założeniu jednostajnego rozkładu zmiennych losowych.

### 2. Model matematyczny

Obliczenia w zakresie oceny wpływu niepewności zostały wykonane z zastosowaniem bibliotek dostępnych w pakiecie INTLAB, za pomocą klasycznej arytmetyki dla liczb przedziałowych  $\bar{X}$  [4]:

$$\bar{X} = [X^-, X^+], \quad X^- < X^+, \quad X^- = \inf(\bar{X}), \quad X^+ = \sup(\bar{X}) \quad (1)$$

gdzie  $X^-$  jest kresem dolnym liczby przedziałowej,  $X^+$  jest kresem górnym liczby przedziałowej. Uzyskane wyniki obliczeń analitycznych dla modelu powłokowego z uwzględnieniem podejścia interwałowego oraz metody MC zobrazowano w sposób graficzny na rys. 1 (rejon ZWR Polkowice i ZWR Rudna, rurociągi R1 i R2). Na rysunkach zostały przyjęte oznaczenia: górna granica przedziału grubość ścianki rury  $h^+$  (ograniczenie górne zbioru) – 1, dolna granica przedziału grubość ścianki rury  $h^-$  (ograniczenie dolne zbioru) – 2, naprężenie zredukowane  $\sigma_{red}^+$  (ograniczenie górne zbioru) – 3, naprężenie zredukowane  $\sigma_{red}^-$  (ograniczenie dolne zbioru) – 4, naprężenie zredukowane  $\sigma_{red}^{avg}$ , uzyskane dla wartości średnich – 5, wartości naprężeń zredukowanych uzyskane z zastosowaniem metody MC – 6.



Rys. 1. Wyniki obliczeń szacunkowej oceny przedziału czasu  $\bar{t} = \langle t^-, t^+ \rangle$  awarii rurociągu R1 (opis w tekście)

### 3. Wyniki obliczeń

Uzyskane wyniki obliczeń bazują na uproszczonym modelu bazującym na teorii powłok, w którym przyjęto założenie o równomiernym ścieraniu się systemów orurowania na całym obwodzie. Założenie to nie oddaje w pełni warunków eksploatacji rurociągów, w których dominuje mechanizm nierównomiernego po obwodzie zużywania się ścianek rur. Analizując degradację materiału rury pomijano również wszelkie wpływy o charakterze elektrochemicznym i chemicznym, jakie mogą ewentualnie wystąpić i prowadzić do obniżenia parametrów materiału i jego granicy plastyczności.

Pomimo tego, zarówno uzyskane rezultaty obliczeń, jak i sposób podejścia do szacowania trwałości, należy uznać za perspektywiczny.

### Bibliografia

- [1] Magnucki K.: *Wytrzymałość i optymalizacja zbiorników cienkościennych*. PWN 1998.
- [2] Rump S. M., Kashiwagi M.: *Implementation and improvements of affine arithmetic*. Nonlinear Theory and Its Applications, IEICE, vol. 2, no. 3, pp. 1101–1119, 2015.
- [3] Metropolis N., Ulam S.: *The Monte Carlo Method*. Journal of the American Statistical Association, 1949.
- [4] Richtmyer R.D., Moore R.E.: *Interval Analysis. Mathematics of Computation*. vol. 22, no. 101:219. <https://doi.org/10.2307/2004792>.



## OCENA NIEZAWODNOŚCI KONSTRUKCJI Z UWZGLĘDNIENIEM ZMIENNOŚCI OTULENIA ZBROJENIA NA PODSTAWIE POMIARÓW WYBRANYCH OBIEKTÓW

Katarzyna Sienkowska-Szpetnar<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: k.sienkowska@prz.edu.pl

*Słowa kluczowe: niezawodność konstrukcji, otulenie zbrojenia, błędy wykonawstwa.*

### 1. Wstęp

Pomimo dość powszechnego zrozumienia znaczenia bezpieczeństwa konstrukcji, analiza niezawodnościowa nie jest powszechnie przyjętą praktyką projektową. W celu uproszczenia obliczeń lub obniżenia kosztów na etapie projektowania, dość często rezygnuje się z dokładnego zbadania wpływu rozrzutu wartości zmiennych losowych na określony stan graniczny konstrukcji. Statystyki pokazują, że głównymi przyczynami katastrof i awarii niewynikających ze zdarzeń losowych był zły stan techniczny obiektów budowlanych oraz wadliwe wykonawstwo [1]. Jednym z takich błędów jest brak należytej staranności w procesie wykonywania zbrojenia elementów, co najczęściej skutkuje zwiększeniem otulenia zbrojenia. Zgodnie z normą PN-EN-13670 dopuszczalna odchyłka dodatnia otulenia zbrojenia w zależności od wysokości elementu i klasy tolerancji nie może być większa niż: 10 mm dla elementów o  $h \geq 150$  mm i 15 mm dla elementu o  $h = 400$  mm. Jednak jak wykazały przeprowadzone pomiary na wybranych obiektach rzeczywistych, w większości przypadków warunki normowe są przekroczone.

Wpływ zmiany grubości otulenia zbrojenia na niezawodność konstrukcji nie jest zbyt szeroko opisanym zagadnieniem. Informacje na temat takich badań dla belek żelbetowych można znaleźć w publikacji [2]. Zbadano też wpływ zmiany grubości otulenia zbrojenia na spełnienie wymagań klas niezawodności określonych w [3] oraz [4, 5]. Sprawdzono również wpływ błędów wykonania na odkształcenia i zarysowanie belek żelbetowych [8]. Przeprowadzone analizy wykazały znaczący wpływ zmiany grubości otulenia zbrojenia na pracę oraz niezawodność belek żelbetowych i wraz z przeprowadzonymi pomiarami na obiektach stały się inspiracją dla przeprowadzenia dalszych badań i analiz.

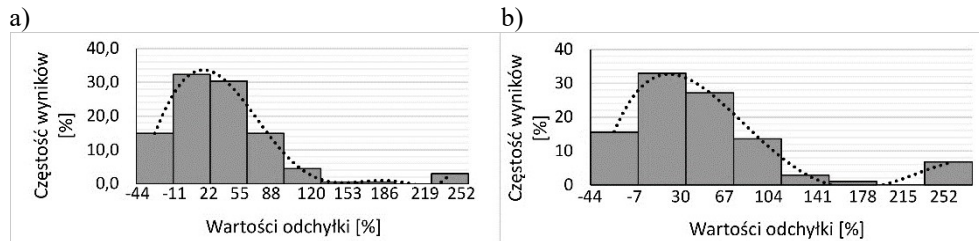
### 2. Pomiary grubości otulenia zbrojenia na obiektach

Pomiary grubości otulenia zbrojenia przeprowadzono na kilku obiektach powstających w Rzeszowie w roku 2022 r. W większości przypadków były to budynki mieszkalne wielorodzinne, wykonywane w technologii tradycyjnej tj. stropy żelbetowe monolityczne płytowo-słupowe, wielopolowe płyty dwukierunkowo zginane oraz w pojedynczych

przypadkach płyty jednokierunkowo zginane i stropy filigran. Obiekty realizowane były przez kilka dużych i cenionych firm rzeszowskich. Otulenie zbrojenia pomierzono w losowo wybranych punktach elementów płytowych.

### 3. Wyniki pomiarów

Pomiary przeprowadzono w ponad 200 punktach pomiarowych. Około połowa z tych punktów znajdowała się w obszarach o założonym w dokumentacji projektowej otuleniu wynoszącym 25 mm, w pozostałych elementach otulina wynosiła odpowiednio: 30, 35, 40 lub 50 mm. Z tego powodu przeprowadzone analizy podzielono na dwa warianty: w jednym uwzględniono wszystkie pomierzone wartości, natomiast osobno, jako wariant drugi, uwzględniono tylko odchyłki w pomiarach, gdzie projektowana wartość otulenia wynosiła 25 mm. Histogramy częstości odchyłki dla obu wariantów pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Histogram częstości wyników w zależności od wartości odchyłki: a) dla wyników zbiorczych, b) dla wyników z bazową wartością otulenia zbrojenia 25 mm

W przypadku wyników zbiorczych średnia wartość odchyłki wynosiła 32%, największa odchyłka zmniejszająca grubość otulenia wynosiła 44%, natomiast największa pomierzona wartość zwiększenia grubości otuliny wyniosła 252%. Biorąc pod uwagę wszystkie wyniki, co drugi wynik różni się od wartości projektowej o 25%, co trzeci o 50%, a co 16 o 100%. W drugim wariantcie średnia odchyłka wyniosła 36,5 mm. Maksymalne wartości odchyłek pokryły się z przedstawionymi dla wyników zbiorczych. Rozkład wyników w tym wariantcie charakteryzuje się asymetrią prawostronną o wartości skośności 1,6, odchyleniem standardowym wynoszącym 16,1 mm oraz logarytmicznym współczynnikiem zmienności równym 44%. Dla wyników w punktach o projektowanej grubości otulenia równej 25 mm, 54% wyników różni się od wartości projektowej o 25%, 34% o 50%, a co ósmy o 100%.

### 4. Analizy niezawodności

Otrzymane rozkłady grubości otulenia zbrojenia wykorzystano do wyznaczenia niezawodności płyty stropowej o schemacie statycznym – belka swobodnie podparta. Takie uproszczenie pozwala na łatwe i czytelne zastosowania metody analitycznej FORM do oceny niezawodności.

Analizy przeprowadzono dla czterech płyt różniących się rozpiętością przęsła i wysokością przekroju. Każda z płyt została zaprojektowana na takie samo obciążenie, tj. stałe równe  $1,4 \text{ kN/m}^2$  oraz użytkowe równe  $2,8 \text{ kN/m}^2$ . Zastosowano beton klasy C25/30, stal o granicy plastyczności  $f_y = 500 \text{ MPa}$  i otulenie zbrojenia 25 mm. W tabeli 1 zestawiono rozpiętości oraz grubości płyty oraz dobraną powierzchnię zbrojenia  $A_s$ .

**Tabela 1.** Zbrojenie dobrane dla rozpatrywanych płyt

Lp.	Rozpiętość [m]	Grubość płyty [mm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
1.	3,2	80	3,87
2.	4,8	120	5,03
3.	7,2	180	6,54
4.	8,0	200	7,14

Analizy niezawodności wykonano za pomocą metody pierwszego rzędu FORM w programie FREeT firmy Cervenka Consulting. W celu oszacowania wskaźnika niezawodności metodą FORM sformułowano funkcję zapasu bezpieczeństwa w postaci:

$$\Delta = R - E = A_s \cdot f_y \cdot \left( h - c - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{A_s^2 \cdot f_y^2}{2b \cdot f_c} - 0,125 \cdot l^2 \cdot (g + p) \quad (1)$$

w którym:

$R$  – nośność,  $E$  – efekt oddziaływania,  $A_s$  – pole przekroju zbrojenia,  $f_y$  – granica plastyczności zbrojenia,  $f_c$  – wytrzymałość betonu na ściskanie,  $h$  – grubość płyty,  $c$  – grubość otulenia zbrojenia,  $\phi$  – średnica zbrojenia,  $b$  – szerokość płyty,  $l$  – rozpiętość przęsła,  $g$  – wartość obciążenia stałego,  $p$  – wartość obciążenia zmiennego.

Ważnym etapem analizy niezawodności jest decyzja, które parametry przyjąć jako deterministyczne, a które jako zmienne losowe. W przedstawionych analizach jako wartości deterministyczne przyjęto wymiary płyty oraz średnicę i pole przekroju zbrojenia. Pozostałe parametry przyjęto do obliczeń jako zmienne losowe o parametrach z tabeli 2.

**Tabela 2.** Parametry zmiennych losowych

Lp.	Zmienna	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	Rozkład
1.	$f_c$	33 MPa	4,86 MPa	logarytmicznie normalny
2.	$f_y$	535,2 MPa	42,8 MPa	logarytmicznie normalny
3.	$g$	1,27 N/mm	0,08 N/mm	normalny
4.	$p$	1,87 N/mm	0,56 N/mm	normalny
5.	$c$	36,51 mm	16,1 mm	logarytmicznie normalny

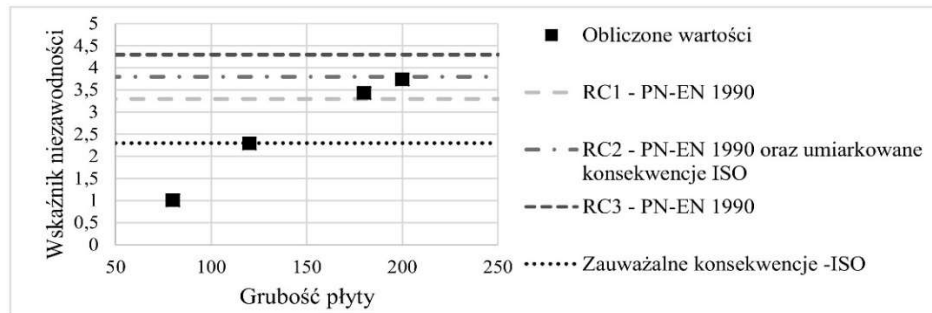
Parametry rozkładu zmiennej grubości otulenia zbrojenia dobrane na podstawie omówionych wcześniej wyników pomiarów na realnych obiektach. W programie FREeT na podstawie wartości średniej, odchylenia standardowego oraz współczynnika asymetrii dobrane najlepiej dopasowany rozkład – logarytmicznie normalny.

Przedstawione rozkłady posłużyły do wygenerowania  $10^6$  próbek metodą hipersześcianu łacińskiego, które stanowiły dane wejściowe dla sformułowanej funkcji zapasu bezpieczeństwa. W wyniku obliczeń otrzymano rozkłady nośności płyty oraz efektu oddziaływań, na podstawie których obliczone zostało prawdopodobieństwo zniszczenia  $P_f$  oraz wskaźnik niezawodności  $\beta$  (Tabela 3).

**Tabela 3.** Wyznaczone wartości prawdopodobieństwa zniszczenia oraz wskaźnika niezawodności

Lp.	Grubość płyty	$\beta$	$P_f$
1.	80	1,01	0,16
2.	120	2,29	$10,9 \cdot 10^{-3}$
3.	180	3,43	$2,97 \cdot 10^{-4}$
4.	200	3,74	$9,34 \cdot 10^{-5}$

Na rys. 2 porównano otrzymane wyniki z wartościami wymaganymi w [3] dla okresu odniesienia 50 lat oraz dla umiarkowanych oraz zauważalnych konsekwencji według [4].



Rys. 2. Porównanie obliczonych wartości wskaźnika niezawodności z wartościami normowymi

## 5. Wnioski

Pomiary na rzeczywistych obiektach wykazały, że w wielu przypadkach odchyłka otulenia zbrojenia przewyższa wartości dopuszczalne, co istotnie wpływa na bezpieczeństwo konstrukcji. Analizy niezawodności przeprowadzone z uwzględnieniem otrzymanego rozkładu zmiennej grubości otulenia na podstawie pomiarów na obiektach rzeczywistych, losowo zmiennych charakterystyk materiałowych i obciążeń wykazały, że dla tak przyjętych zmiennych losowych wartości wskaźnika niezawodności nie spełniają wymagań stawianych klasie niezawodności RC 2 oraz klas wyższych. Oczywistym jest fakt, że im mniejsza grubość płyty tym większe znaczenie mają wszelkie odchyłki powodujące zmniejszenie wysokości użytecznej przekroju, to jednak nie jest wyraźnie uwzględnione w zaleceniach normowych (10 mm dla elementów o  $h \geq 150$  mm i 15 mm dla elementów o  $h = 400$  mm). Uwzględniając przeprowadzone pomiary otulenia zbrojenia na obiektach rzeczywistych i przeprowadzone na ich podstawie analizy, stwierdzono, że istnieje potrzeba dalszych badań i analiz w celu uściślenia dopuszczalnych odchyłek wykonawczych w zależności od wysokości elementu oraz oceny ich wpływu na niezawodność konstrukcji.

## Bibliografia

- [1] Runkiewicz L., Sieczkowski J.: *Zagrożenia i awarie obiektów budowlanych w ostatnich latach*, Materiały budowlane 5'2018 (nr 549)
- [2] Tworzewski P., Goszczyńska B.: *Relation between reliability and reinforcement manufacturing errors in reinforced concrete beams*, Structure and Environment, 2017 Tom. 9
- [3] PN-EN 1990: Podstawy projektowania konstrukcji, PKN 2004.
- [4] ISO 2394, General principles on reliability for structures. 2010.
- [5] Buda-Ożóg L., Sieńkowska K.: *Influence of random character of reinforcement cover in bending elements*, Archives of Civil Engineering, 2021, Tom 67, nr 4
- [6] Goszczyńska B., Tworzewski P.: *Wpływ błędów wykonania belek żelbetowych na ich odkształcenia i zarysowanie oraz grubość otuliny*, Przegląd Budowlany, 2015 r. 86, nr 9.



## MODELOWANIE RYZYKA W OCENIE JAKOŚCI BETONU TOWAROWEGO Z WYKORZYSTANIEM METOD SYMULACYJNYCH

*Izabela Skrzypczak<sup>1</sup>, Joanna Zięba<sup>2</sup>, Tomasz Pytlowany<sup>3</sup>*

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Powstańców Warszawy 12, 35-211 Rzeszów, mail: izas@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,  
ul. Powstańców Warszawy 12, 35-211 Rzeszów, mail: j.zieba@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Państwowa Akademia Nauk Stosowanych w Krośnie, Instytut Politechniczny,  
Zakład Budownictwa, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, mail: tomasz.pytlowany@pans.krosno.pl

**Słowa kluczowe:** ryzyko, beton towarowy, zbiory rozmyte, metody symulacje MC, kopuły.

### 1. Wstęp

Zrozumienie i efektywne zarządzanie ryzykiem w produkcji betonu towarowego może przyczynić się nie tylko do lepszego zarządzania ryzykami podczas poszczególnych faz jego produkcji, ale może wpłynąć na końcową jakość produkowanego betonu. Beton podlega ocenie zgodności i identyczności według zaleceń normy PN-EN 206 [1] i jej krajowego uzupełnienia PN-B-06265 [2]. Jednak normowe metody nie są doskonałe i zostały opracowane przy zastosowaniu uproszczeń, które skutkują tym, że kryteria normowe uwzględniają tylko ryzyko producenta, pomijając całkowicie ryzyko odbiorcy betonu [3-5]. Producenci wybierając optymalne procedury, stosują najtańsze kosztowo metody oceny i nie analizują wpływu ich stosowania na ryzyko odbiorcy betonu. W odniesieniu do produkcji betonu towarowego, prowadzone dotychczas analizy dotyczyły głównie postaci kryteriów, a tylko nieliczne prace dotyczą oceny statystyczno-rozmytej jakości produkowanego betonu czy analizy ryzyka np. z wykorzystaniem zbiorów rozmytych czy metod symulacyjnych. Należy podkreślić, że efektywna ocena jakości, niezawodności, bezpieczeństwa czy ryzyka, zarówno obiektów, jak i procesów budowlanych umożliwiają walidację prospektywną inwestycji budowlanych.

### 2. Materiały i metody

Algorytm oraz przykład z wykorzystaniem metody logiki rozmytej obliczania wartości ryzyka przy produkcji betonu towarowego o zaniżonej jakości zaprezentowano na Krynicy 2022 [6]. Procedura szacowania ryzyka z wykorzystaniem logiki rozmytej obejmowała funkcje przynależności, reguły wnioskowania oraz trzy metody defuzyfikacji. Poziom ryzyka oceniono, biorąc pod uwagę złożoność decyzji dotyczącej rzeczywistej jakości wyprodukowanego betonu towarowego, tj. średnią wytrzymałość na ściskanie uzyskaną

dla próby o liczebności  $n = 3$  i betonu klasy C16/20, wadliwość uzyskaną podczas kontroli zgodności –  $w_1$  oraz wadliwość po kontroli –  $w_2$ . Innym podejściem jest wykorzystanie metod symulacyjnych i kopuł [7, 8]. Jeśli znane są rozkład brzegowy zmiennych wejściowych oraz funkcja zagrożenia to rozkład ryzyka dotyczący oceny jakości betonu towarowego można oszacować za pomocą symulacji. W poniższym przykładzie podano przykładowe rozkłady brzegowe zmiennych wejściowych i ich zależności. Do wyznaczenia funkcji przynależności poszczególnych rozkładów brzegowych opisujących parametry wejściowe ryzyka zastosowano metodę statystyczno-rozmytą [9, 10] lub przyjęto arbitralnie. Metoda statystyczno-rozmyta została zaproponowana przez Yagera [9], a zastosowana do klasyfikacji betonu m.in. przez Sz. Wolińskiego [10]. Pierwszym etapem jest wyznaczenie parametrów rozkładów brzegowych dla zdefiniowanych zmiennych losowych  $\xi$  i  $\eta$ . Zmienna  $\xi$  reprezentuje punkt rozdziału wartości wytrzymałości poszczególnych klas betonu dla rozważanej i niższej klasy betonu, a  $\eta$  punkt rozdziału rozważanej i wyższej klasy betonu. Założono, że para  $(\xi, \eta)$  jest dwuwymiarową, normalną zmienną losową, dla której można wyznaczyć rozkłady brzegowe  $p_\xi(k)$  i  $p_\eta(k)$  zmiennych losowych  $\xi \rightarrow N(m_\xi, \sigma_\xi)$  i  $\eta \rightarrow N(m_\eta, \sigma_\eta)$ . Funkcję przynależności dla rozważanej klasy betonu opisano wzorem (1) [10]:

$$\mu_{Ci}(f_{cm}) = F\left(\frac{f_{cm} - m_\xi}{\sigma_\xi}\right) - F\left(\frac{f_{cm} - m_\eta}{\sigma_\eta}\right) \quad (1)$$

gdzie:

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp(-0,5z^2) dz \quad (2)$$

Natomiast, dla wadliwości przyjęto arbitralnie funkcje Gamma. Dysponując funkcjami przynależności dla rozważanych danych wejściowych, przy założeniu, że zmienne wejściowe są skorelowane, a rozkład łączny jest modelowany za pomocą wybranych rodzajów kopuł przy założeniu znanej funkcji zagrożenia, rozkład ryzyka określono metodą symulacyjną. W przypadku kopuły Gaussa [7, 8] zdefiniowano macierz korelacji poszczególnych zmiennych, przyjmując dla wszystkich zmiennych  $\rho = 0,8$ , w przypadku zastosowania kopuły Claytona [7, 8], założono również silną dodatnią korelację, zakładając  $\theta = 6$ . Korzystając z metody symulacji i wybranych kopuł, oszacowano rozkład ryzyka niewłaściwej oceny jakości betonu towarowego (Rys. 1) i obliczono podstawowe statystyki opisowe dotyczące ryzyka. Ryzyko jest miarą zagrożenia definiowaną jako kombinacja prawdopodobieństwa i skutków zajścia niepożądanego zdarzenia. Zagrożenie  $E_i$  oznacza możliwość wystąpienia zdarzenia powodującego utratę życia, zdrowia ludzi i/lub straty materialne, społeczne, ekologiczne. W przypadku losowego charakteru zdarzeń są one traktowane jako zdarzenia losowe, a ryzyko jest wielkością zdeterminowaną lub losową i można je obliczyć za pomocą wzoru (3):

$$R = \sum_{i=1}^n p(E_i) \cdot D_i \quad (3)$$

gdzie:  $E_i$  – waga punktowa dotycząca prawdopodobieństwa wystąpienia rozważanego parametru/ zdarzenia,  $D_i$  – waga punktowa określająca straty związane z wystąpieniem tego zdarzenia.

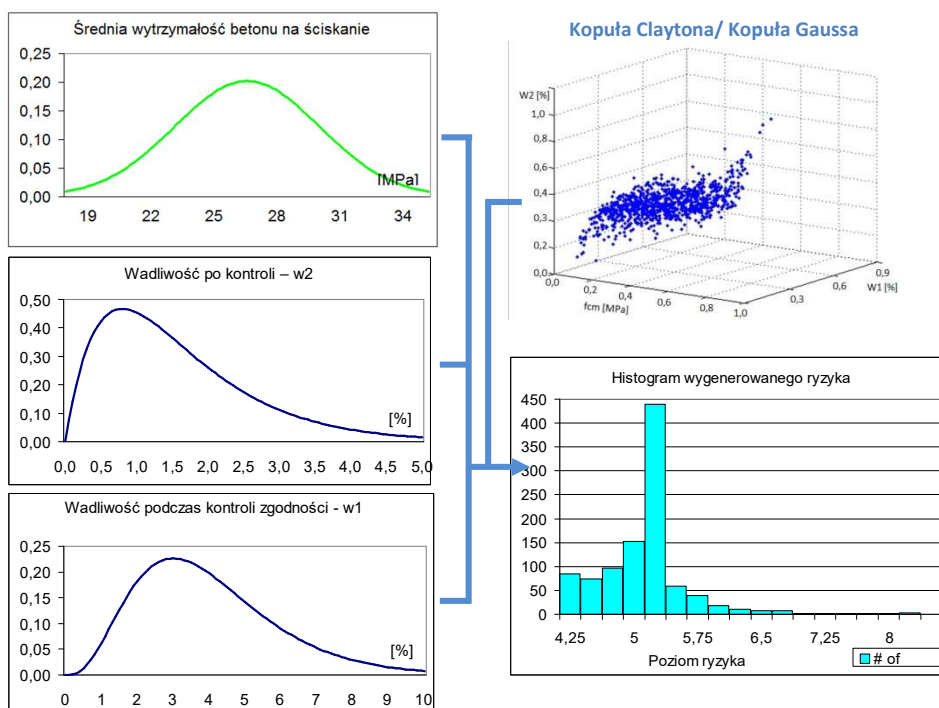


Matrycę ryzyka uwzględniającą przyjęte do analizy parametry przedstawiono w postaci tabeli 1. Według matrycy ryzyka (Tabela 1), ryzyko opisuje trójstopniowa skala: ryzyko małe  $R_L = [1 \div 2]$ , ryzyko średnie  $R_M = [3 \div 5]$ , ryzyko duże  $R_H = [6 \div 9]$ .

**Tabela 1.** Matryca ryzyka obliczona wg wzoru (1)

$E_i$ [waga]	$D_i$ [waga]		
	1	2	3
1	1	2	3
2	2	4	6
3	3	6	9

W przyjętym modelu wartościami wejściowymi są parametry kontrolowane, tj. średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie dla próby o liczebności  $n = 3$  dla betonu klasy C16/20, wadliwość podczas kontroli zgodności oraz wadliwość po kontroli. Zdefiniowane parametry determinują wystąpienie betonu o zaniżonej jakości i są parametrami wejściowymi, natomiast wartość ryzyka wyjściem.



**Rys. 1.** Schemat blokowy - symulacja zmiennej wyjściowej ryzyka (schemat opracowany na podstawie [7])

### 3. Wyniki

Korzystając z zaproponowanego modelu obliczeniowego oszacowano wartość oraz poziom ryzyka (Tabela 2) przy produkcji betonu towarowego o zaniżonej jakości.

**Tabela 2.** Symulowane ryzyko niewłaściwego postępowania

Parametr	Kopuła Gaussa	Kopuła Claytona
Ilość symulacji	1000	1000
Maksimum	7,30	8,27
Minimum	0,21	4,21
Średnia	4,46	5,11
95% VaR	5,70	5,91

Otrzymane wartości wskazują, że szacowane ryzyko zgodnie ze zdefiniowaną matrycą ryzyka jest duże.

#### 4. Wnioski

Niepewności związane z oceną wytrzymałości betonu oraz wady statystycznych kryteriów oceny zgodności są powodami formułowania nowych procedur klasyfikacji wytwarzanego betonu, jak i szacowania ryzyka przy ocenie jego jakości. Korzystając z zaproponowanego modelu bazującego na metodach symulacyjnych oraz kopuł Gaussa czy Claytona, można obliczyć wartość ryzyka przy produkcji betonu towarowego o zaniżonej jakości. Ekspozycja na ryzyko w ocenie jakości betonu może być mierzona jako iloczyn poziomu ryzyka i konsekwencji wbudowania betonu o zaniżonej jakości w konstrukcję, a opracowana matryca umożliwi określenie poziomu ryzyka oraz przyczynić się może nie tylko do jego kwantyfikacji podczas poszczególnych faz jego produkcji, ale może wpłynąć na końcową jakość produkowanego betonu.

#### Bibliografia

- [1] PN-EN 206+A2:2021-08: Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
- [2] PN-B-06265:2022-08: Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie.
- [3] Brunarski L.: *Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów*, Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa, 2009
- [4] Woliński Sz.: *Conformity control of concrete strength based on the risk assessment*, ZN PRz, z. 53 (nr 265), 2009, s. 163-169.
- [5] Skrzypczak I.: *Analiza kryteriów oceny jakości betonu oraz ich wpływu na ryzyko producenta i odbiorcy*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2013.
- [6] Kujda J., Skrzypczak I.: *Analiza ryzyka w ocenie jakości betonu towarowego z wykorzystaniem logiki rozmytej*, KNT, Krynica-Kraków 2023
- [7] Shang K., Hossen Z.: *Applying Fuzzy Logic to Risk Assessment and Decision-Making*, Canadian Institute of Actuaries, 2013
- [8] Nelsen R. B.: *An Introduction to Copulas*, Springer, 2006
- [9] Yager R., Filev D.: *Podstawy modelowania i sterowania rozmytego*, WN-T, Warszawa, 1995
- [10] Woliński Sz.: *Statystyczne i rozmyte kryteria zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie*. Politechnika Krakowska, Monografie, z. 247, Kraków 1999.



## MODELE OBLICZENIOWE LINII ENERGETYCZNEJ PODDANEJ PRZEMIESZCZENIOM PODŁOŻA

Grzegorz Wandzik<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice,  
mail: grzegorz.wandzik@polsl.pl

**Słowa kluczowe:** konstrukcje wsporcze, linie elektroenergetyczne, deformacje terenu.

### 1. Wprowadzenie

W obszarach występowania deformacji terenu spowodowanych eksploatacją górnictwem ocenia się ich wpływ na linie energetyczne. Źródłem awarii mogą być wpływy lokalne (dodatkowe napory gruntu na fundament słupa) oraz globalne (zmiana wzajemnego położenia słupów prowadząca do zmiany oddziaływań przewodów na konstrukcje). Stany awaryjne słupów energetycznych spowodowane górnictwem deformacjami terenu oraz metody zabezpieczania były przedmiotem prac naukowych [1].

Zagadnienie oceny wpływu deformacji terenu na linie energetyczne, ze względu na jego specyfikę, nie jest objęte przepisami normowymi [2]. Zalecenia odnoszące się do sposobu analizy linii energetycznych publikowane były w latach 80-tych poprzedniego stulecia [3, 4] lub były przedmiotem opracowań niepublikowanych w czasopiśmie.

Porównano trzy sposoby modelowania odcinka linii energetycznej poddanej deformacjom terenu różniące się zastosowanymi uproszczeniami. Celem było stwierdzenie czy uproszczone modele mogą być wiarygodnym sposobem oceny stanu elementów linii.

### 2. Modele obliczeniowe

Rozpatrywano trzy modele uszeregowane od najprostszego do najbardziej złożonego. Wszystkie służą do analizy części naziemnej konstrukcji, a podłoże gruntowe traktowane jest wyłącznie jako źródło wymuszenia przemieszczeń. Oceniono 3 typy modeli:

- model **P1Sn**: wieloprzęsłowa sekcja naciągowa sprowadzona do pojedynczego przęsła (P1) o zastępczej rozpiętości wraz z założeniem o niepodatności słupów (Sn),
- model **PnSn**: przewody w wieloprzęsłowych sekcjach naciągowych odwzorowane z uwzględnieniem obrotu izolatorów na słupach przelotowych (Pn) wraz z założeniem o niepodatności słupów (Sn),
- model **PnSp**: przewody w wieloprzęsłowych sekcjach naciągowych odwzorowane z uwzględnieniem obrotu izolatorów na słupach przelotowych (Pn) wraz z założeniem o podatności słupów (Sp).

Podójście P1Sn może być zrealizowane prostymi metodami algebraicznymi bez użycia wyspecjalizowanego oprogramowania. Kolejne dwa modele wymagają implementacji w programie komputerowym opracowanym specjalnie do tego celu.

W podejściach P1Sn i PnSn każdy przewód rozpatrywany jest niezależnie i ich wzajemna interakcja jest pomijana. W podejściu PnSp, traktując słupy jako konstrukcje odkształcalne, odwzorowuje się nie tylko interakcję między słupami i przewodami, ale automatycznie określa się współzależność między przewodami. Takie podejście odbiega od postępowania stosowanego w praktyce projektowej, gdzie konstrukcje traktowane są jako nieodkształcalne i współzależność między przewodami i konstrukcją jest zaniechana.

W kolejnym podpunkcie wskazano problemy z realistycznym odwzorowaniem wpływu deformacji terenu przy użyciu prostszych modeli, a w podsumowaniu przedstawiono wyniki przykładowych obliczeń. Obliczenia z użyciem modeli PnSn i PnSp wykonano za pomocą autorskiego programu [5]. Uwzględniano w nich nieliniowość geometryczną przewodów, niepełną kompensację siły naciągu w przewodach na słupach przelotowych (oceniając wychylenie izolatorów). Funkcjonowanie algorytmu obliczeniowego bazującego na metodach numerycznych szczegółowo opisano w monografii [6], natomiast stanowiącą część problemu numeryczną analizę cięgien w monografii [7].

## 2.1. Modele – niedoskonałości odwzorowania

Każdy z punktów w terenie (w tym miejsca lokalizacji słupów) znajdujący się w zasięgu wpływów może zostać opisany wektorem przemieszczenia (3 składowe – pionowa  $w$  oraz dwie poziome – w kierunku linii  $u_x$  i prostopadle do niej  $u_y$ ) oraz nachyleniem terenu w dwóch płaszczyznach (odpowiednio  $T_x$  i  $T_y$ ). Najistotniejszymi dla stanu konstrukcji wielkościami są przemieszczenia  $u_x$  (translacja słupa) i  $T_x$  (nachylenie słupa).

Łatwo wskazać niedoskonałości modelu P1Sn. Aby obliczyć siłę naciągu w przewodzie (składową poziomą  $H$ ) zastępuje się kilkuprzęsłową sekcję naciągową o długości całkowitej  $L_s$  (o przęsłach  $L_1, L_2, \dots$ ) jednym przęsłem o rozpiętości zastępczej  $L_R$ . Traci się w ten sposób możliwość naturalnego przypisania prognozowanych przemieszczeń terenu do każdego ze słupów. Słupy przelotowe „znikają” z modelu, a jedynie pozostaje możliwość wyrażenia sumarycznego skrócenia lub wydłużenia przewodów w sekcji.

Definiując tzw. równanie stanów dla ciągu w przęsle zastępczym jedynym logicznym sposobem postępowania jest zastąpienie przemieszczeń  $u_{x,p}$ ,  $u_{x,k}$  dla słupów mocnych (na początku i końcu sekcji) odkształceniem  $\varepsilon_x$ , które pozwoli wyrazić zmianę długości  $\Delta L_R$  przewodu zawieszono na wysokości  $h_c$  w przęsle zastępczym:

$$\Delta L_R = \varepsilon_x \cdot L_{R,0} = \left[ \frac{u_{x,k} - u_{x,p} + (T_{x,k} - T_{x,p})h_c}{L_{s,0}} \right] \cdot L_{R,0} \quad (1)$$

a następnie wprowadzenie odpowiedniego składnika do równania stanów:

$$H^3 - \left\{ H_0 - \frac{L_{R,0}^2 g_0^2 EA}{24 H_0^2} - \left[ \alpha_T \Delta T - \left( \frac{\Delta L_R}{L_{R,0}} \right) \right] EA \right\} H^2 - \frac{(L_{R,0} + \Delta L_R)^2 g_k^2 EA}{24} = 0 \quad (2)$$

gdzie:  $H_0$  i  $H$  – siła naciągu;  $g_0$ ,  $g_k$  – obciążenie przewodu;  $\Delta T$  – zmiana temperatury;  $EA$  – sztywność przewodu (podwojone symbole dotyczą stanów początkowego i końcowego). Po rozwiązaniu równania (2) uzyskuje się naciąg  $H$ , będący skutkiem zmiany odległości między punktami zawieszenia przewodu na słupach mocnych (na końcach sekcji).

Stosując model P1Sn, nie da się bezpośrednio wyrazić zróżnicowania przemieszczeń słupów. Przyjęcie tego modelu zakłada idealistycznie pełne wyrównanie siły  $H$  we wszystkich przęsłach na długości pojedynczej sekcji. Nie da się więc wyznaczyć oddziaływań na słupy przelotowe, co może być istotne przy dużych przemieszczeniach poziomych, ewentualnie krótkich izolatorach lub zawiesiach przewodów odgromowych.

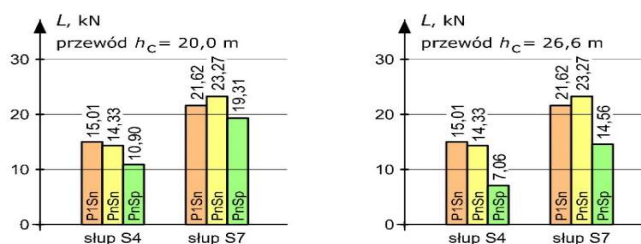
Model PnSn pozwala wyeliminować wspomniane mankamenty. Izolator przegubowo podwieszony do konstrukcji słupa przelotowego zapobiega istotnemu różnicowaniu się sił

po jego dwóch stronach, pod warunkiem, że wychylenie izolatora od pionu jest niewielkie. Wraz z wychylaniem izolatora od pionu zdolność do dalszej kompensacji staje się coraz mniejsza. Ten niekorzystny efekt można uchwycić stosując modele PnSn i PnSp.

Przewody w liniach przesyłowych są elementami dosyć silnie naprężonymi i przez to wrażliwymi na zmianę położenia punktów zawieszenia. W typowych sytuacjach (bez deformacji terenu), gdy słup mocny stoi na prostym odcinku trasy, spadek temperatury i/lub oblodzenie przewodów prowadzą do równoczesnego wzrostu sił po obydwu stronach słupa. W takich sytuacjach wypadkowa siła z przewodów może być znacząca tylko wtedy, gdy różne są rozpiętości sąsiadujących przęseł, zróżnicowane jest oblodzenie, a przede wszystkim, gdy słup stoi w miejscu dużej zmiany kierunku trasy (siły z przęseł nie działają współliniowo). Z kolei deformacje terenu wywołujące przemieszczenia poziome w płaszczyźnie linii prowadzą równocześnie do wzrostu siły po jednej stronie słupa mocnego i spadku po drugiej. Sytuacja jest więc diametralnie inna. Z tego względu deformacja słupa w płaszczyźnie linii może być większa i przez to być istotnym czynnikiem wpływającym na stan całego układu przewody – izolatory – słupy. Znaczenie tego wpływu może zostać ocenione przez symulację odkształceń słupa (model PnSp). Aby znaleźć równowagę układu składającego się z nieliniowo zachowujących się przewodów przy wychylających się izolatorach i odkształcających się słupach konieczne jest wdrożenie odpowiednio zaimplementowanych obliczeń iteracyjnych [6].

### 3. Przykład obliczeniowy

Dla zilustrowania wyboru modelu wykonano obliczenia prostoliniowego odcinka dwutorowej linii 110 kV składającego się z 3 jednakowych sekcji naciągowych po 3 przęsła o rozpiętości 200 m każda. Występowanie zróżnicowanego pola przemieszczeń liniowych i kątowych pod kolejnymi słupami utrudnia czytelne porównanie. W związku z tym przyjęto skrajnie proste założenie, że wyłącznie słup mocny między sekcjami nr 2 i 3 przemieścił się w poziomie o  $u_x = 0,6$  m w kierunku sekcji o wyższym numerze. Wszystkie pozostałe dane, takie jak: charakterystyki przewodów i izolatorów, naciąg wstępny przewodów, geometrię i podatność słupów przyjęto, bazując na rzeczywistych elementach linii 110 kV. Dla każdego z trzech modeli uzyskano rozkłady siły naciągu na długości wszystkich 9 przęseł. W modelach PnSn i PnSp otrzymano również kąty wychylenia izolatorów oraz siły oddziałujące na słupy przelotowe. Najistotniejszymi wynikami są siły wypadkowe  $L$  ( $L = H_p - H_L$ ) oddziaływania przewodów na słupy mocne nr 4 (na styku sekcji nr 1 i 2) i nr 7 (sekcje nr 2 i 3). Ich wartości pokazano na wykresach (Rys. 1).



Rys. 1. Siły wypadkowe  $L$  na słupy nr 4 i 7 w dwóch poziomach zawieszenia przewodów

Jak widać (Rys. 1), uwzględnienie obrotu izolatorów spowodowało, że w modelu PnSn uzyskano większą niż w modelu P1Sn siłę dla najbardziej obciążonego słupa nr 7. Jest to pochodna skokowo zmiennego rozkładu siły naciągu  $H$  na długości sekcji (model PnSn). W skrajnym przęśle sekcji nr 2 (przylegającym do słupa nr 7) jest ona większa niż w modelu

P1Sn. Po przeciwnej stronie słupa sytuacja jest odwrotna – siła w modelu PnSn jest mniejsza w tym przęśle niż siła w modelu P1Sn. Różnica tych sił jest większa o około 8% w modelu PnSn ( $L = 23,27$  kN) w stosunku do siły w modelu P1Sn ( $L = 21,62$  kN).

Zdecydowanie większe znaczenie w rozpatrywanym przykładzie miało uwzględnienie podatności słupów w modelu PnSp. Jest to szczególnie widoczne dla sił z przewodów położonych najwyżej. Ugięcie sprężyste słupa w modelu PnSp sprawiło, że siła spadła o prawie 40% w stosunku do wyniku z modelu PnSn (spadek  $L$  z 23,27 kN do 14,56 kN). Na przeciwległym końcu sekcji (słup nr 4 – w odległości 600 m od źródła zaburzenia) spadek siły wynikający z uwzględnienia odkształcalności konstrukcji wyniósł ponad 50% ( $L = 7,06$  kN w modelu PnSp, przy  $L = 14,33$  kN w modelu PnSn).

#### 4. Wnioski

Sposób modelowania odcinka linii energetycznej poddanej działaniu deformacji terenu ma istotny wpływ na uzyskiwane wyniki. Tradycyjne podejście stosowane w projektowaniu, w którym słupy traktowane są jako konstrukcje nieodkształcalne sprawia, że odwzorowanie jest nieprecyzyjne i może prowadzić do przeszacowania sił oddziaływania przewodów.

Zaprezentowanie przykładu było podyktowane wyłącznie chęcią czytelniejszego zasygnalizowania problemu. Przeniesienie i generalizacja ilościowa wniosków na temat redukcji sił w innych konfiguracjach linii energetycznych jest całkowicie nieuzasadniona. W rzeczywistości lista czynników decydujących o wrażliwości linii na wymuszone przemieszczenia terenu jest długa i można na niej umieścić takie wielkości jak: wysokość i sztywność trzonu słupa, wysięg poprzeczników, poziomy zawieszenia przewodów, naciąg wstępny przewodów, długość izolatorów, długość sekcji naciągowych, rozpiętości i liczbę przęseł, usytuowanie wieki względem linii, kąt załomu trasy itd.

Warto jednak pamiętać, że pobieżna analiza bazująca na prostym modelu może prowadzić do zbyt pesymistycznych wniosków o stanie linii. Z drugiej strony należy zdawać sobie sprawę, że deformacje terenu zawsze prowadzą do zmiany stanu elementów linii i obniżenia jej zdolności do przenoszenia obciążeń normowych.

#### Bibliografia

- [1] Ajdukiewicz A., Szojda L.: *Zagrożenia i zabezpieczenia słupów elektroenergetycznych linii przesyłowych w warunkach deformacji podłoża*. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje 2009.
- [2] PN-EN-50341-2-22:2016. *Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV – Część 2-22: Zbiór normatywnych warunków krajowych – Normatywne warunki krajowe dla Polski*.
- [3] Piątek B.: *Wpływ eksploatacji górniczej na elektroenergetyczne linie napowietrzne*. Energetyka, nr 3, 1979.
- [4] Piątek B., Szendzielorz A.: *Projektowanie napowietrznych linii elektroenergetycznych na terenach eksploatacji górniczej*. Energetyka, nr 5, 1981.
- [5] Wandzik G.: *SWN 2017. Program komputerowy do analizy przewodów i obciążeń konstrukcji wsporczych linii elektroenergetycznych według norm PN-EN 50341*, Gliwice 2009-2017.
- [6] Wandzik G.: *Wpływ deformacji górniczych terenu na słupy linii elektroenergetycznych*. Monografia. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej 2018.
- [7] Mendera Z., Szojda L., Wandzik G.: *Projektowanie stalowych słupów linii elektroenergetycznych*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN 2017.



## AKCEPTOWALNA NIEZAWODNOŚĆ KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Szczepan Woliński<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Budownictwa Inżynierii Środowiska, Architektury i Geodezji,  
ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, mail: szwolkkb@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** niezawodność akceptowalna, wymagania, weryfikacja.

### 1. Wstęp

Metoda częściowych współczynników nie pozwala na bezpośrednie sprawdzenie spełnienia podstawowego wymagania zawartego w aktualnej normie ISO 2394 [1] i Eurokodzie [2], stanowiącego, że „konstrukcję należy zaprojektować i wykonać w taki sposób, aby z należyłym poziomem niezawodności i bez nadmiernych kosztów spełniała określone wymagania podstawowe”. Posługiwanie się obliczeniowymi wartościami podstawowych zmiennych stanu, zdefiniowanymi jako iloczyn lub iloraz ich kwantyliów i deterministycznych współczynników częściowych  $\gamma$  oraz modelem kombinacji oddziaływań i współczynników do ich wartości kombinacyjnych  $\psi$  umożliwia jedynie formalne stwierdzenie czy konstrukcja może być uznana za niezawodną. W aktualnej wersji Eurokodów zamieszczono wartości współczynników  $\gamma$  oraz  $\psi$  określone „z wykorzystaniem doświadczeń z przeszłości i tradycji budowlanej” [2]. Weryfikacja ich wartości na podstawie danych statystycznych jest przedmiotem późniejszych, wrywkowych analiz. Zmiany parametrów współczesnych materiałów budowlanych, zasad i metod projektowania oraz technologii wykonawstwa konstrukcji powodują, że sposób oparty na doświadczeniach z przeszłości budzi uzasadnione wątpliwości.

### 2. Normowa i obserwowana niezawodność konstrukcji

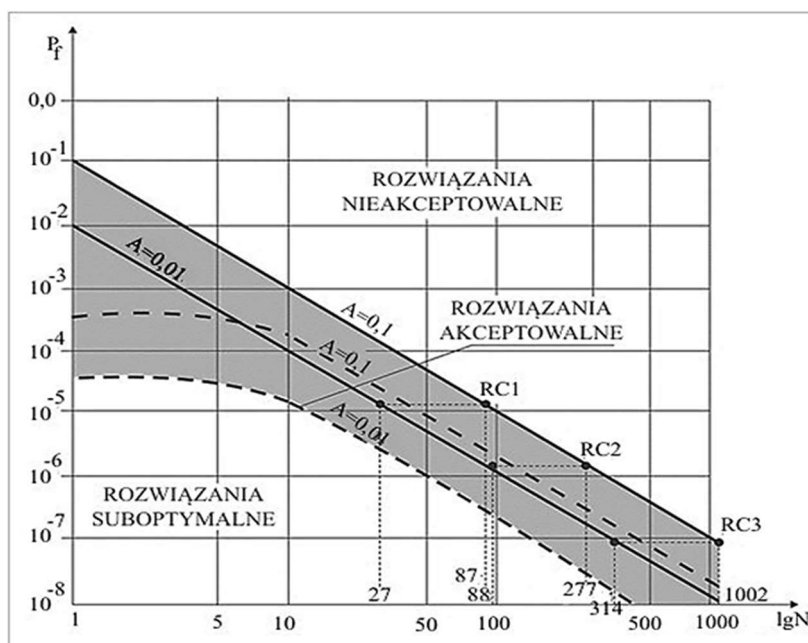
Minimalne wymagania dotyczące niezawodności konstrukcji ze względu na zagrożenie życia ludzi w wyniku zniszczenia lub uszkodzenia konstrukcji budowlanych określono w normie ISO 2394 [1] za pomocą wzoru:

$$P((f|rok) < A \times N^{-\alpha} \quad (1)$$

gdzie:  $P((f|rok)$  – oznacza warunkowe prawdopodobieństwo zniszczenia konstrukcji w okresie roku,  $A = 0,1$  lub  $A = 0.01$  – parametr traktowany zwykle jako iloraz kosztów związanych ze skutkami zniszczenia i kosztów projektowania oraz realizacji konstrukcji (a niekiedy również zysku związanego z jej istnieniem),  $N$  – liczba potencjalnych śmiertelnych ofiar,  $\alpha = 2$  – parametr związany z funkcją przyjętą do aproksymacji zależności  $P(f|rok) \div N$ .

Na rys. 1 przedstawiono wykresy zależności  $P(f|rok) \div N$  wyznaczone ze wzoru (1) oraz wg obliczeń R. Rackwitza [3] na podstawie kryterium społecznie akceptowalnych

kosztów zapobiegania śmierci (SLSC), dla ilorazu kosztów związanych ze zniszczeniem konstrukcji i jej wartości:  $A = 0,1$  i  $A = 0,01$ . W obliczeniach R. Rackwita wykorzystano makro-ekonomiczny model wzrostu Ramseya z maksymalizowaną funkcją użyteczności uwzględniającą liczbę ofiar zniszczenia konstrukcji  $N$ . Wykresy zależności  $(P(f|rok) \div N)$  rozgraniczają obszary rozwiązań nieakceptowalnych, zalecanych i suboptymalnych ze względu na liczbę osób  $N$  zagrożonych utratą życia oraz społecznie akceptowalne koszty związane z zapewnieniem bezpieczeństwa tym osobom, przy założeniu akceptowalnego poziomu niezawodności konstrukcji.



**Rys.1.** Wykresy zależności  $P(f|rok) \div N$  na podstawie kryterium liczby ofiar (linie ciągłe) oraz społecznie akceptowalnych kosztów zapobiegania śmierci (krzywe przerywane wg [3])

W normie ISO 2394 [1] przedstawiono również kryterium minimalnej niezawodności w postaci zależności (2), co było istotną przesłanką podczas ustalania zalecanych minimalnych poziomów niezawodności konstrukcji w aktualnej wersji rozważanych norm:

$$P(f|rok)P(d|f) < P_{lim}(f|rok) = 10^{-6}rok^{-1} \quad (2)$$

gdzie:  $P(f|rok) = 10^{-4}$  – warunkowe prawdopodobieństwo śmiertelnego wypadku jednej osoby w roku,  $P(d|f) = 10^{-2}$  – warunkowe prawdopodobieństwo śmierci osoby znajdującej się w budynku w chwili zniszczenia w roku,  $P_{lim}(f|rok) = 10^{-6}$  – akceptowalne prawdopodobieństwo śmierci 1 osoby w katastrofie budowlanej (dane statystyczne dotyczą państw UE sprzed 2004 r.).

Na podstawie polskich statystyk GUNB i GUS z lat 1995-2021 obliczono wartości tych prawdopodobieństw w Polsce:  $P(d|f) \cong 6,13 \times 10^{-2}$  i  $P(f|rok) \cong 1,4 \times 10^{-3}$ . Dla akceptowalnej wartości  $P_{lim}(f|rok) = 10^{-6}$  obliczono z wzoru (2) wymaganą wartość  $P_{lim/r} \cong P_{lim}(f|rok) \cong 1,2 \times 10^{-8}$ ;  $\beta \cong 5,6$  i  $P_{lim}(f|50lat) = 1 - [(1 - P_{lim}(f|rok))^{50}]$



$\cong 5,5 \times 10^{-7}$  i  $\beta \cong 4,8$ . Ze względu na znacznie większe niż w UE przeciętne wartości prawdopodobieństwa śmierci w wypadku oraz na budowie w wyniku zniszczenia konstrukcji, akceptowalne prawdopodobieństwo zniszczenia obliczone na podstawie kryterium (2) w Polsce powinno być znacznie mniejsze.

### 3. Niezawodność konstrukcji projektowanych wg Eurokodów

W Raporcie JCR [4] zamieszczono wyniki obliczeń dotyczące minimalnych i maksymalnych wartości wskaźnika niezawodności  $\beta$  dla żelbetowych, zespolonych i drewnianych belek, żelbetowych i stalowych słupów oraz ścian murowanych zwymiarowanych według norm EN i postanowień zawartych w Załącznikach Krajowych do Eurokodów przyjętych w 20 państwach UE i EFTA. W obliczeniach uwzględniono każdorazowo kilka kombinacji oddziaływań i wartości stosunku obciążeń zmiennych do stałych oraz krajowe wartości współczynników częściowych  $\gamma$  i współczynników do kombinacji obciążeń  $\psi$ . Analiza wyników obliczeń minimalnych i maksymalnych prawdopodobieństw zniszczenia, zdefiniowanego jako przekroczenie SGN tak zwymiarowanych elementów, wykazała w przypadku kilku państw bardzo duże zróżnicowanie uzyskanych poziomów niezawodności rozważanych elementów. Znaczne zaniżenie lub zawyżenie niezawodności podstawowych elementów konstrukcyjnych w porównaniu z projektowanymi wg EN prowadzi do zbyt „odważnego” lub nieekonomicznego projektowania konstrukcji. Główną przyczyną takiego zróżnicowania niezawodności jest przyjęcie w poszczególnych państwach różnych wartości współczynników częściowych i współczynników do kombinacji, ustalonych „z wykorzystaniem doświadczeń z przeszłości oraz tradycji budowlanej”, czyli lokalnych tradycji i doświadczeń. Raport nie zawiera wyników obliczeń na podstawie załączników krajowych do norm PN-EN, ale ponieważ nie wprowadzono w nich istotnych zmian wartości  $\gamma$  i  $\psi$ , można uznać, że wyniki dla uzyskane wg zaleceń norm EN i PN-EN są zbliżone.

### 4. Podsumowanie

Posługiwanie się obliczeniowymi wartościami podstawowych zmiennych stanu, które są zdefiniowane jako iloczyn lub iloraz ich kwantylów i deterministycznych współczynników częściowych  $\gamma$ , a także przyjętym w Eurokodzie sposobem kombinacji oddziaływań oraz wartościami współczynników do kombinacji  $\psi$  umożliwia jedynie dychotomiczny podział konstrukcji na niezawodne i zawodne.

W analizach ilościowych dotyczących określania akceptowalnego prawdopodobieństwa zniszczenia konstrukcji uwzględniane jest najczęściej kryterium liczby osób zagrożonych utratą życia oraz wyrażone w jednostkach monetarnych kryterium kosztów strat związanych ze zniszczeniem konstrukcji.

Obliczone na podstawie statystyk GUNB i GUS z lat 1995-2021 średnie roczne prawdopodobieństwa śmiertelnego wypadku i śmierci osoby znajdującej się w obiekcie budowlanym w chwili zniszczenia w Polsce są znacznie większe od średnich UE. W związku z tym, spełnienie kryterium (2) wymagałoby zmniejszenia akceptowalnego prawdopodobieństwa zniszczenia  $P_{lim}(f|rok) = 10^{-6}rok^{-1}$  do wartości  $P_{lim}(f|rok) \cong 1,1 \times 10^{-8} rok^{-1}$ .

Wyniki i spostrzeżenia zamieszczone w niniejszym opracowaniu potwierdzają często wyrażaną opinię, że projektowanie konstrukcji metodą częściowych współczynników obciążone jest wieloma poważnymi wadami i wymaga rozważenia możliwości podjęcia dość daleko idących zmian, w tym wprowadzenia możliwości stosowania metod probabilistycznych wyższego poziomu.

### **Bibliografia**

- [1] ISO Standard 2394:2015. General principles of reliability for structures.
- [2] PN-EN 1990:2004 Eurokod Podstawy projektowania konstrukcji.
- [3] Rackwitz R.: *Discounting for optimal and acceptable technical facilities involving risks*. Heron, vol.49, No.2, 2004, str. 139-170.
- [4] Markowa J., et. al.: *Reliability of structural members designed with the Eurocodes NDPs selected by EU and EFTA Member States*. JCR Technical Reports, European Commission, 2018, str. 98.



**WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ**  
**ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice**  
**tel. (32) 237-13-81, faks (32) 237-15-02**  
**www.wydawnictwopolitechniki.pl**

**UIW 48600**

**Sprzedaż i Marketing**  
**tel. (32) 237-18-48**  
**wydawnictwo\_mark@polsl.pl**

**Sprawy wydawnicze**  
**tel. (32) 237-13-81**  
**wydawnictwo@polsl.pl**

---

Nakł. 160 + 44

Ark. wyd. 27

Ark. druk. 21,25

Papier 80 g

---

Zam. 78/23



## Biuro Konferencji:



**Politechnika  
Śląska**

### Wydział Budownictwa

ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice



[konferencjakrynicka2023@polsl.pl](mailto:konferencjakrynicka2023@polsl.pl)



[www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023](http://www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023)

**ISBN 978-83-7880-923-4**

### Wydawnictwo Politechniki Śląskiej

44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5  
tel. (32) 237-13-81, faks (32) 237-15-02  
[www.wydawnictwopolitechniki.pl](http://www.wydawnictwopolitechniki.pl)

### Dział Sprzedaży i Reklamy

tel. (32) 237-18-48  
e-mail: [wydawnictwo\\_mark@polsl.pl](mailto:wydawnictwo_mark@polsl.pl)

# 68. Krynicka Konferencja Naukowa

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej  
Polskiej Akademii Nauk



Polski Związek Inżynierów  
i Techników Budownictwa



Wydział Budownictwa  
Politechniki Śląskiej