

JCEEA

---

Czasopismo  
Inżynierii Lądowej,  
Środowiska  
i Architektury

---

Journal of Civil  
Engineering,  
Environment  
and Architecture

---

Kwartalnik  
tom XXXIV  
zeszyt 64 (nr 1/2017)  
styczeń-marzec

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją  
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

**R e d a k t o r n a c z e l n y**  
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej  
prof. dr hab. Grzegorz OSTASZ

**R a d a N a u k o w a**

prof. Hasan Arman (Zjednoczone Emiraty Arabskie), prof. Zinoviy Blikharskyy (Ukraina)  
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia), prof. Marina Ciuna (Włochy)  
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina), prof. Maurizio d'Amato (Włochy)  
prof. Endre Domokos (Węgry), prof. Mohamed Eid (Francja), prof. Maria Elektorowicz (Kanada),  
prof. Haritha Malladi (USA), prof. Samuel Hudson (USA), prof. Dušan Katunsky (Słowacja)  
prof. Krzysztof Knapik (Polska), prof. Ryszard L. Kowalczyk (Australia)  
prof. Jozef Kriš (Słowacja), prof. Vincent Kvočák (Słowacja), prof. Stanisław Kuś (Polska)  
prof. Mladen Radujkovic (Chorwacja), prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska)  
prof. Francesca Salvo (Włochy), prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)  
prof. Marco Simonotti (Włochy), prof. Nadežda Številová (Słowacja),  
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. David Valis (Czechy)  
prof. António Avelino Batista Vieira (Portugalia), prof. Oksana Vovk (Ukraina)  
prof. Tomasz Winnicki (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)

**K o m i t e t R e d a k c y j n y**

(afiliacja: Polska)

*redaktor naczelny*

dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

*redaktorzy tematyczni (naukowi)*

dr hab. inż. Bartosz MILLER, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

*redaktor statystyczny*

dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

*sekretarz redakcji*

dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

*członkowie*

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA, dr inż. Michał JUREK,  
dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz, mgr inż. Artur SZALACHA

**P r z y g o t o w a n i e m a t r y c**

Artur SZALACHA

e-ISSN 2300-8903

p-ISSN 2300-5130

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska  
i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, [www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-  
-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-<br/>-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/) (e-mail: [kpiet@prz.edu.pl](mailto:kpiet@prz.edu.pl))

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12,  
35-959 Rzeszów, [www.oficyna.prz.edu.pl](http://www.oficyna.prz.edu.pl) (e-mail: [oficyna@prz.edu.pl](mailto:oficyna@prz.edu.pl))

Informacje dodatkowe i stopka – str. 517

## SPIS TREŚCI

Dariusz GAWIN, Przemysław WOŹNIAK: Wielokryterialna optymalizacja zużycia energii na chłodzenie w budynkach wielkopowierzchniowych .....	7
Michał MUSIAŁ: Zastosowania materiałów PCM we współpracy z przegrodami transparentnymi.....	15
Dorota PIWIŃSKA, Renata GRUCA-ROKOSZ: Wskaźniki pochodzenia i kierunków przemian materii organicznej w osadach dennych zbiorników wodnych .....	23
Mariusz CHALAMOŃSKI, Marek SZYMCZAK: Wyszuszony osad ściekowy jako paliwo alternatywne.....	35
Anna ŚPIEWAK, Małgorzata ULEWICZ: Analiza trwałości stalowych obiektów mostowych w zależności od środowiska korozyjnego .....	43
Witold BASIŃSKI: Wyznaczanie częstości drgań własnych ortogonalnych ram portalowych o węzłach podatnych.....	53
Karol FIREK: Analysis of the Influence of Mining Impacts on the Intensity of Damage to Masonry Building Structures .....	69
Ewa BURSZTA-ADAMIAK, Agnieszka STEC: Wpływ wysokości opadów na wielkość i szybkość odpływu wód z dachów zielonych .....	81
Janusz P. KOGUT, Jakub ZIĘBA: The Measurement of Selected Soil Parameters of Former Open Pit Mine with the Use of Triaxial Stress Apparatus.....	97
Adam SZELAĞOWSKI: Klimatyzacja z wykorzystaniem sorpcyjno-wyparnych systemów chłodzenia .....	105
Maria RATAJCZAK: Spectral Analysis of Polymer Modified Bitumen Used in Waterproofing .....	113
Dorota MACHOWSKA: Efekty i możliwości termomodernizacji bryły zabytkowego, murowanego kościoła .....	125

Tomasz CIEŚLIK, Klaudia METELSKA: Skuteczność prognozowania zużycia gazu z wykorzystaniem metod regresji i sztucznych sieci neuronowych.....	133
Janusz R. RAK, Anna SOBUŚ: Badania sondażowe opinii konsumentów wody z wodociągu mieleckiego.....	143
Piotr STRZELCZYK, Paweł GIL: Wpływ zaćmienia Słońca na produkcję energii elektrycznej przez system fotowoltaiczny .....	155
Aleksander STARAKIEWICZ, Lech LICHOLAŁ, Przemysław MIĄSIK: Charakterystyka energetyczna budynku jednorodzinnego oparta na faktycznym zużyciu energii .....	165
Justyna PIETRASZEK, Sławomir GUŁKOWSKI: Badania nad technologią otrzymywania cienkich warstw emitera metodą rozpylania magnetronowego dla zastosowań w ogniwach CIGS .....	173
Iwona PIEBIAK: Zasady doboru współczynnika całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego przeszkleń w energooszczędnych budynkach jednorodzinnych .....	181
Andrzej MARECKI: Specyfika realizacji liniowych inwestycji w pasie drogowym w aglomeracji miejskiej z uwzględnieniem obszarów zabytkowych .....	189
Dominik WRÓBEL: Występowanie roślin inwazyjnych w obrębie budowli i powierzchni utwardzonych w dolinach rzecznych Karpat i Kotliny Sandomierskiej.....	197
Sławomir SŁONINA: Ścieralność betonowych posadzek przemysłowych utwardzanych powierzchniowo .....	209
Bartosz MICHALAK: Pęknięcie ściany w modernistycznym kościele pod wezwaniem Najświętszego Zbawiciela w Zielonej Górze – przyczyna.....	219
Mateusz SZARATA: Wykorzystanie modelu mikrosymulacyjnego do analizy funkcjonowania dynamicznego pasa autobusowego.....	229
Kamil DUBAŁA, Jacek SELEJDAK: Analiza dwuwarstwowej powłoki łukowej na przykładzie przykrycia hali sportowej .....	243

Bartosz PIĄTEK: Efektywność wzmocnienia belek żelbetonowych wstępnie naprężonymi taśmami CFRP .....	251
Teresa KUSIONOWICZ: Zagrożenia biologiczne docieplanych ścian zewnętrznych budynków mieszkalnych.....	269
Grzegorz GÓRNIK: Wyznaczenie modalnej odpowiedzi konstrukcji na wstrząsy z uwzględnieniem kierunków ich działania .....	279
Kinga BRÓZDA, Jacek SELEJDAK: Analiza nośności na zginanie belki zbrojonej prętami GFRP na podstawie amerykańskich i włoskich zaleceń projektowych .....	297
Paulina SOBOLEWSKA: Sorpcja chromu (VI) na modyfikowanych zeolitach naturalnych.....	305
Michał BETLEJ, Henryk CIUREJ, Edyta PIĘCIORAK: Wpływ wielkości geometrycznych na częstotliwości drgań własnych kompozytowego dyfuzora laminatowego .....	317
Ewelina DEC, Vyachelsav PISAREV: Analiza środowiska zewnętrznego przebywania ludzi w okresie letnim .....	335
Mariusz MAŚLAK, Michał PAZDANOWSKI, Janusz SIUDUT: Kształtowanie elementów w modernizowanych stalowych zbiornikach paliwowych wynikające ze zmian użytkowych oraz wzrastających wymagań środowiskowych .....	347
Daniel GAWRYŚ: Ryzyko wystąpienia kondensacji pary wodnej w zewnętrznych przegrodach poziomych.....	359
Małgorzata SZYMKOWIAK, Dariusz HEIM: Energochłonność systemu lokalnej wentylacji mechanicznej przy różnych strategiach sterowania.....	369
Marta WÓJCIK, Feliks STACHOWICZ, Adam MASŁOŃ: Możliwość wykorzystania popiołów lotnych w celu poprawy odwadniania osadów ściekowych .....	377
Marcin NIEDOŚPIAŁ: Sztywność łączników sworzniowych w elementach zespolonych stalowo-betonowych – zalecenia normy a wyniki badań.....	395

Mateusz RAJCHEL, Tomasz SIWOWSKI: Analiza numeryczna i badania pod obciążeniem mostu drogowego z kompozytów FRP.....	407
Paweł WAJSS, Mariusz FILIPOWICZ: Charakterystyka heliostatów i ich zastosowanie w helioelektrowniach .....	423
Bożena BABIARZ, Justyna BORKOWSKA: Analiza eksploatacyjna instalacji słonecznej pracującej na potrzeby przygotowania c.w.u. dla budynku wielorodzinnego.....	431
Norbert SZMOLKE: Audyt energetyczny budynku według obowiązujących przepisów.....	441
Grzegorz PIĄTKOWSKI, Barbara MARKIEWICZ, Karol PERETA: Measured and Calculated Dynamic Properties of the Bridge Deck Model Reinforced with FRP Bars.....	449
Wojciech BIALIK, Stanisław GIL, Bolesław MACHULEC, Józef OCHMAN: Wykorzystanie odnawialnych źródeł energii i ciepła odpadowego w niskotemperaturowym systemie ogrzewczo-chłodzącym hali drukarni.....	461
Janusz RUSEK: A Proposal for an Assessment Method of the Dynamic Resistance of Concrete Slab Viaducts Subjected to Impact Loads Caused By Mining Tremors.....	469
Marek URBANIK: Approach to Clustering Costs and Losses Incurred as a Result of Gas Network Failure	487
Lech LICHOLAI, Joanna KRASOŃ, Przemysław MIĄSIK, Aleksander STARAKIEWICZ: Udział materiału zmiennie-fazowego w pracy energetycznej przegrody kolektorowo-akumulacyjnej w przejściowych warunkach klimatycznych .....	495
Bartosz MILLER, Grzegorz PIĄTKOWSKI, Dominika ZIAJA, Leonard ZIEMIAŃSKI: Dynamic Measurements of Grot-Rowecki Bridge in Warsaw .....	505

Dariusz GAWIN<sup>1</sup>  
Przemysław WOŹNIAK<sup>2</sup>

## WIELOKRYTERIALNA OPTYMALIZACJA ZUŻYCIA ENERGII NA CHŁODZENIE W BUDYNKACH WIELKOPOWIERZCHNIOWYCH

Poszukując optymalnego sposobu eksploatacji budynku, występują trudności w znalezieniu rozwiązania charakteryzującego się jak najmniejszym zużyciem energii, przy jednoczesnym zapewnieniu komfortu cieplnego ludziom w nim przebywającym, ponieważ kryteria te są sobie przeciwstawne. Sprowadza się to do rozwiązania problemu optymalizacji wielokryterialnej i wyznaczenia zbioru punktów optymalnych, stanowiących kombinację danych parametrów wejściowych do symulacji. Do takiej sytuacji dochodzi coraz częściej w okresie letnim, gdy temperatura operatywna w budynku na skutek działania wysokich wartości temperatur powietrza zewnętrznego i natężenia promieniowania słonecznego, przekracza dopuszczalne normy. Powszechnie stosowane instalacje chłodzenia w budynkach użyteczności publicznej powinny więc zostać poddane optymalizacji, zarówno na etapie projektowania, jak i eksploatacji, polegającej na doborze parametrów określających ich działanie. W niniejszym artykule pokazano zastosowanie algorytmów genetycznych do powyższego zagadnienia optymalizacji wielokryterialnej dla przypadku sklepu wielkopowierzchniowego, zakładając dostępność do prognozowanych danych pogodowych z wyprzedzeniem 24-godzinnym. Dodatkowo, harmonogramy pracy instalacji chłodzenia zostały dobrane w sposób uwzględniający zarządzanie stroną popytową w sposób minimalizujący pobieranie energii elektrycznej w okresie największego obciążenia sieci elektroenergetycznej. Z obliczeń otrzymano kombinacje parametrów wejściowych, pozwalających na zmniejszenie kosztów eksploatacyjnych przy zastosowaniu zmiennej taryfy energetycznej, jednocześnie zapewniając komfort termiczny przez cały okres pracy budynku i pobierając energię elektryczną w sposób bardziej równomierny w ciągu doby. Dowodzi to zasadności podjętych badań i możliwości zastosowania powyższej procedury w zarządzaniu rzeczywistych obiektów wielkopowierzchniowych przy użyciu skalibrowanych z nimi modeli komputerowych.

**Słowa kluczowe:** algorytmy genetyczne, Demand-Side Management, Model Predictive Control, Precooling

<sup>1</sup> Dariusz Gawin, Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, [dariusz.gawin@p.lodz.pl](mailto:dariusz.gawin@p.lodz.pl)

<sup>2</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Przemysław Woźniak, Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, [przemyslaw.wozniak@p.lodz.pl](mailto:przemyslaw.wozniak@p.lodz.pl)

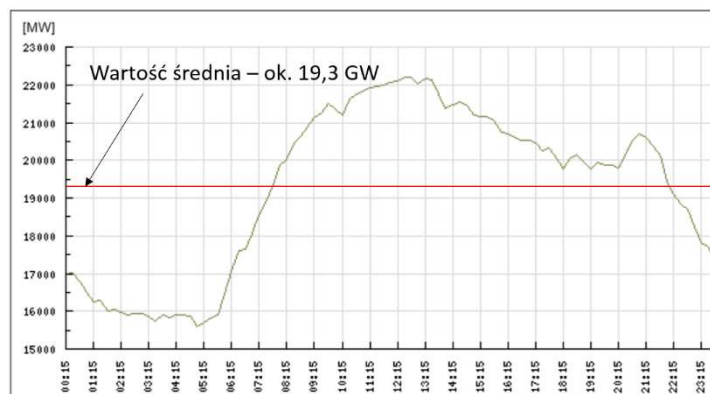
## 1. Wprowadzenie

Budynek w trakcie eksploatacji poddawany jest zmiennym obciążeniom termicznym i wilgotnościowym. Wynikają one głównie z warunków klimatycznych otaczającego go środowiska zewnętrznego oraz przeznaczenia i sposobu użytkowania obiektu, które prowadzą do powstawania zysków wewnętrznych od urządzeń i ludzi w nim przebywających.

Zastosowanie komputerowych symulacji energetycznych budynków w celu doboru optymalnych ustawień systemów ogrzewania, chłodzenia i wentylacji w odpowiedzi na prognozowane wartości wyżej wymienionych czynników staje się coraz częściej podejmowaną tematyką badawczą [1]. Wielokrotnie dowiedziono, że predyktywny model zarządzania budynkiem (ang. Model Predictive Control – MPC) jest bardziej efektywny od sposobu klasycznego i prowadzi do minimalizowania zużycia energii i kosztów operacyjnych, przy jednoczesnym zapewnieniu komfortu termicznego [2]. Może być również z powodzeniem zaimplementowany w konstrukcji inteligentnych sieci elektroenergetycznych (ang. Smart Grid) wykorzystujących dynamicznie zmieniające się w ciągu dnia jednostkowe ceny energii (ang. Real-Time Pricing – RTP) [3]. Efektem dostosowania się do wysokich ich wartości w okresie szczytowego zapotrzebowania [4] jest taki dobór parametrów definiujących pracę budynku, aby pobierać możliwie jak najwięcej energii w okresie pozaszczytowym. Taki sposób zarządzania stroną popytową energii (ang. Demand-Side Management – DSM) prowadzi do uniknięcia przeciążenia sieci elektroenergetycznej, bez konieczności zwiększania maksymalnej mocy wytwórczej [5].

Celem niniejszej pracy jest dobór optymalnych parametrów chłodzenia w sklepie wielkopowierzchniowym dla przykładowych prognoz meteorologicznych dla okresu doby w okresie letnim, które mogłyby stanowić bazę dla zastosowania MPC. Szczególny nacisk położono na użycie technik DSM, uwzględniając zmienną taryfę energetyczną. Motywacją do przeprowadzenia takiej analizy jest narastający problem niezrównoważonego poboru energii elektrycznej w Polsce (rys. 1), który w 2015r. doprowadził do wprowadzenia 20-tego stopnia zasilania w dniach o najwyższych temperaturach powietrza zewnętrznego i tym samym do ograniczenia maksymalnej dostępnej mocy dla odbiorców.



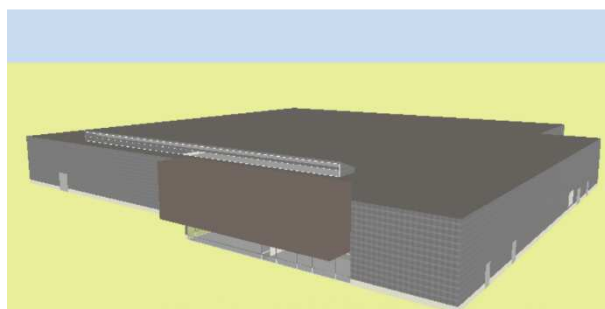


Rys. 1. Przykładowy rozkład obciążenia Polskiej Sieci Elektroenergetycznej - 6 sierpnia 2015r. [5]

Fig. 1. Exemplary electricity load distribution of Polish Power System on August 6th, 2015 [5]

## 2. Opis budynku i parametrów wejściowych symulacji

Analizowany obiekt handlowy charakteryzuje się powierzchnią użytkową 4900 m<sup>2</sup> i kubaturą 31900 m<sup>3</sup>. Konstrukcja przegród jest typowa dla przemysłowych hal stalowych – ściany zew. z płyt warstwowych o współczynniku przenikania ciepła  $U=0,28 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ , posadzka betonowa bez warstwy izolacji cieplnej. Okna dwuszybowe ( $U=1,5 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ ), o łącznej powierzchni ok. 150 m<sup>2</sup>, zlokalizowane są wyłącznie na elewacji wschodniej. Założono pracę budynku w godzinach 9:00-21:00, podczas której uwzględniono zyski ciepła od oświetlenia (o mocy 40 kW) oraz od przebywających w nim ludzi.



Rys. 2. Wizualizacja analizowanego obiektu w programie DesignBuilder

Fig. 2. Visualisation of the analyzed building using DesignBuilder software

Obiekt wyposażony jest w system elektrycznego ogrzewania, chłodzenia oraz wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej. Strumień powietrza wentylacyjnego został założony na poziomie 10 l/(s·osobę) w godzinach pracy budynku, przy zagęszczeniu 1 osoby na 10 m<sup>2</sup> powierzchni użytkowej. Wizualizację obiektu przedstawiono na rys. 2.

Symulacje energetyczne, jak i cała procedura optymalizacji wielokryterialnej, wykorzystująca algorytmy genetyczne (wg [6]), zostały przeprowadzone w programie DesignBuilder – nakładce na moduł obliczeniowy EnergyPlus, który jest najczęściej wykorzystywanym programem komputerowym w badaniach dotyczących optymalizacji budynków [1].

Wyniki symulacji reprezentowane są przez pojedyncze „osobniki”, których genotyp (parametry wejściowe symulacji) zapisywany jest jako kombinacja różnych wartości zmiennych decyzyjnych. Poszukiwanie rozwiązań optymalnych odbywa się poprzez określanie zbioru niezdominowanych osobników (optymalnych w sensie Pareto) w obrębie poszczególnych pokoleń [7]. Dominację określa się na zasadzie jak najlepszego przystosowania do przyjętych dwóch funkcji celu: 1) zużycia energii elektrycznej na chłodzenie, 2) liczby godzin dyskomfortu termicznego wg [8], z których każda podlega minimalizacji.

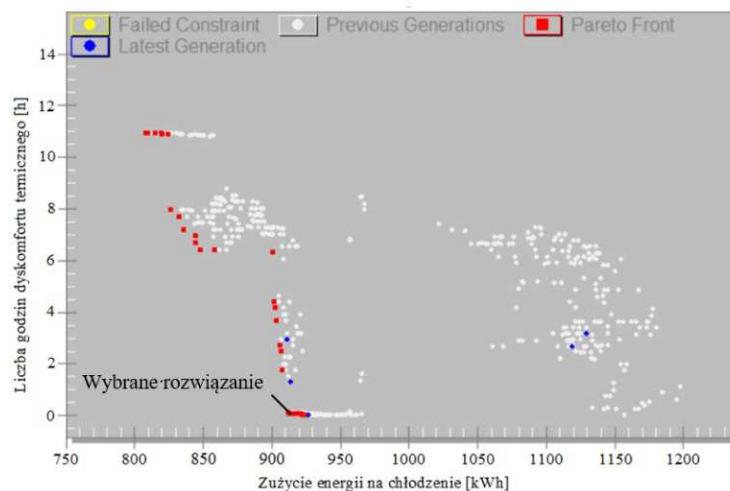
Przyjęto następujące zmienne decyzyjne:

- harmonogramy działania instalacji chłodzenia, uwzględniające dodatkowo wstępne schłodzenie w okresie nocnym (ang. precooling) jako technikę DSM,
- wartość temperatury operatywnej w budynku przy wstępnym chłodzeniu (18,0÷20,0°C),
- maksymalną dopuszczalną temperaturę operatywną w budynku (20,1÷26,0°C).

Obliczenia optymalizacyjne wykonano dla 100 pokoleń populacji złożonej z 20 „osobników” dla najczęściej stosowanego okresu prognozowania odpowiedzi budynku – 24h. Godzinowe dane klimatyczne, przyjęte jako przykładowe dane z prognozy pogody, pochodzą z bazy danych Typowego Roku Meteorologicznego dla lokalizacji Warszawa – Okęcie [9] dla dnia 9 lipca, który charakteryzował się najwyższą wartością temperatury powietrza zewnętrznego w całym roku.

### 3. Analiza wyników przeprowadzonych symulacji

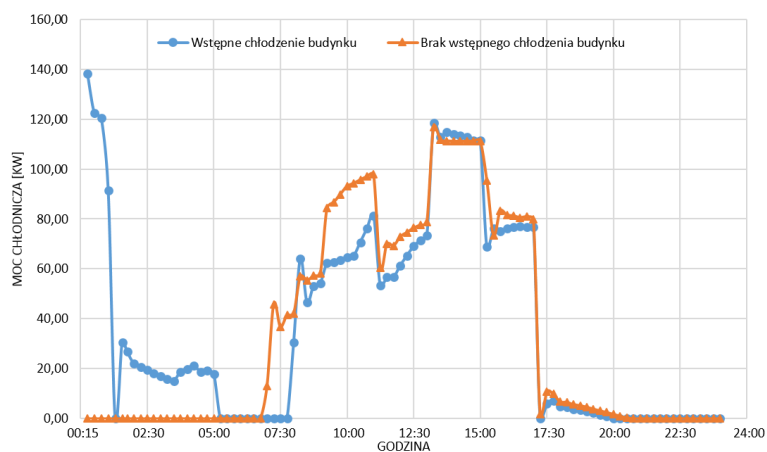
Na rys. 3 przedstawiono wyniki wszystkich symulacji wykorzystanych w procedurze optymalizacyjnej, z zaznaczeniem kolorem czerwonym rozwiązań należących do frontu Pareto. Dalszej analizie poddano wariant należący do frontu Pareto, charakteryzujący się zapewnieniem komfortu cieplnego w trakcie wszystkich godzin pracy obiektu (wstępne schłodzenie budynku w godzinach 1:00÷6:00, temperatura operatywna wstępnego schłodzenia: 20,0°C, maksymalna temperatura operatywna: 22,3°C).



Rys. 3. Rozwiązania należące do frontu Pareto w przestrzeni wszystkich możliwych rozwiązań

Fig. 3. Solutions belonging to Pareto front within feasible solution space

Na rys. 4 przedstawiono przebieg zmian zużycia mocy na chłodzenie dla powyższego wariantu i odpowiadającego mu konwencjonalnego harmonogramu pracy instalacji chłodzenia, zakładającego chłodzenie jedynie w czasie pracy obiektu (przy takiej samej maksymalnej temperaturze operatywnej).



Rys. 4. Porównanie zapotrzebowania na moc chłodniczą dla optymalnego wariantu wstępnego schłodzenia z odpowiadającym mu klasycznym sposobem sterowania instalacjami

Fig. 4. Comparison of cooling load demand for the optimal precooling technique and conventional way of HVAC control

Analizując Rys. 4, można zaobserwować wyraźne zmniejszenie zapotrzebowania na pobieraną moc elektryczną w godzinach szczytowego zapotrzebowania (tj. 9:00-13:00) dla wariantu stosującego technikę DSM. Największą redukcję, wynoszącą 31% otrzymano o godz. 10:00 (64,57kW w stosunku do wyjściowych 93,05kW). W tabeli 1 zestawiono wyniki obliczeń kosztów operacyjnych dla tych samych wariantów, z wykorzystaniem zmiennej, dwustrefowej taryfy energetycznej w przypadku wstępnego schładzania budynku.

Tabela 1. Koszt operacyjny chłodzenia dla wybranych wariantów sterowania instalacjami

Table 1. Cooling operating costs for the chosen variants of HVAC control

Wariant	Maksymalna temperatura operatywna [°C]	Zużycie energii na chłodzenie [kWh]	Koszt operacyjny chłodzenia wg jednostrefowej taryfy C11 [10] [zł]	Koszt operacyjny chłodzenia wg dwustrefowej taryfy C22a (lipiec) [10] [zł]
Ze wstępnym chłodzeniem do 20°C	22,3°C	916,59	-	355,67
Bez wstępnego chłodzenia		835,22	356,64	-

Mimo większego zużycia energii na chłodzenie, przy zastosowaniu odpowiedniej zmiennej taryfy energetycznej, koszt operacyjny w przypadku wstępnego schładzania budynku jest niższy niż bez stosowania tego zabiegu. Jednocześnie uzyskiwana jest redukcja wymaganej mocy elektrycznej, co czyni ten wariant bardziej korzystnym z punktu widzenia zarządcy sieci elektroenergetycznych. Alternatywnie, możliwe jest także wybranie innego punktu z frontu Pareto, np. takiego, który określa wariant charakteryzujący się dodatkowo mniejszym zużyciem energii na cele chłodnicze (przy jednoczesnym pogorszeniu warunków komfortu cieplnego).

#### 4. Podsumowanie

W niniejszym artykule zaproponowano procedurę pozwalającą na wyznaczenie optymalnego sposobu sterowania systemem chłodzenia w sklepie wielkopowierzchniowym, w oparciu o prognozowane dane meteorologiczne z wyprzedzeniem 24-godzinnym. Wykorzystano w tym celu moduł optymalizacyjny z programu DesignBuilder, bazujący na algorytmach genetycznych, przystosowanych do optymalizacji wielokryterialnej, która jest niezbędna w przypadku jak najlepszego dostosowania się do przeciwstawnych funkcji celu (w tym przypadku zużycia energii i godzin dyskomfortu cieplnego). W ten sposób uniknięto konieczności ręcznego sterowania instalacją chłodzącą, która nie gwarantuje znalezienia optymalnej kombinacji ustawień tej instalacji. Taki sposób zarządzania chłodzeniem w budynku, po wstępnym skalibrowaniu modelu z istnieją-

cym obiektem, pozwala na zmniejszenie kosztów operacyjnych związanych z zużyciem energii na chłodzenie w okresie letnim, jednocześnie nawiązując do metodyki DSM, wpływającej na zrównoważenie poboru energii z sieci elektroenergetycznej w ciągu doby.

Innym możliwym podejściem byłoby dodanie, jako trzeciej funkcji celu, kryterium minimalizujące koszt operacyjny. W takim przypadku występowałby jednak problem związany z wizualizacją przestrzeni możliwych rozwiązań, w tym też z wyborem punktu ze zbioru rozwiązań Pareto-optymalnych. Możliwe jest również zastosowanie optymalizacji wielokryterialnej z dwiema funkcjami celu, rezygnując z kryterium zużycia energii i zastępując je wcześniej wspomnianym kryterium kosztu operacyjnego. Oba modele pozwalałyby na znalezienie kombinacji parametrów jeszcze korzystniejszych finansowo dla zarządcy budynku, jednak otrzymane większe zużycie energii byłoby sprzeczne z obowiązującą polityką energooszczędności i zrównoważonego rozwoju.

## Literatura

- [1] Nguyen A-T, Reiter S., Rigo P.: A review on simulation-based optimization methods applied to building performance analysis, *Applied Energy*, vol. 113, 2014, pp. 1043-1058.
- [2] Afram A., Janabi-Sharifi F.: Theory and applications of HVAC control systems – A review of model predictive control (MPC), *Building and Environment*, vol. 72, 2014, pp. 343-355.
- [3] Avci M., Erkoc M., Rahmani A., Asfour S.: Model predictive HVAC load control in buildings using real-time electricity pricing, *Energy and Buildings*, vol. 60, 2013, pp. 199-209.
- [4] Adika C. O., Wang L.: Smart charging and appliance scheduling approaches to demand side management, *Electrical Power and Energy Systems*, vol. 57, 2014, pp. 232-240.
- [5] <http://www.pse.pl> {dostęp 19.05.2016}.
- [6] Deb K., Pratap A., Agarwal S., Meyarivan T.: A Fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II., *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, vol. 6, no. 2, 2002.
- [7] Zitzler E.: *Evolutionary Algorithms for Multiobjective Optimization: Methods and Applications*, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, Zurich, 1999.
- [8] ANSI/ASHRAE Standard 55-2013: *Thermal environmental conditions for human occupancy*, Atlanta: American Society of Heating, Ventilation and Air-conditioning Engineers Inc., 2013.
- [9] <http://www.mib.gov.pl> {dostęp 19.05.2016}.
- [10] <http://www.energa.pl> {dostęp 19.05.2016}.

## MULTIOBJECTIVE OPTIMIZATION OF COOLING ENERGY USAGE IN LARGE-FLOOR-AREA BUILDINGS

### Summary

While searching for an optimal way of building exploitation, the difficulty in finding a solution characterized by the lowest energy consumption with simultaneously assuring thermal comfort of the people inside arises. The solution aiming at meeting the two contrary criteria results in application of multi-objective optimization through determining the set of optimal points being a combination of simulation entry parameters. Assuring thermal comfort of the people inside a building is especially inconvenient in summer, when the building's operative temperature exceeds allowable standards due to influence of high exterior air temperature and solar radiation intensity. Hence, commonly utilized air - conditioning systems should undergo optimization at the stage of both design and during exploitation based on the proper operating parameters choice. This paper analyzes the usage of genetic algorithms in the multi-objective optimization of a large - floor - area store assuming the access to weather conditions forecasted in 24 - hour advance. Furthermore, the HVAC system work schemes were set in a way including the minimization of electrical energy consumption in the peak hours of the power system demand. The performed calculations made it possible to obtain the combination of entry parameters allowing mitigation of exploitation costs through variable electrical energy tariff as well as assuring thermal comfort within the whole building's operation period while consuming the electrical energy in a more sustainable way. The results prove validity of the undertaken research and possibility of application of the aforementioned procedure in a control system of real large - floor - area buildings, taking advantage of their calibrated computational models.

**Keywords:** genetic algorithms, Demand-Side Management, Model Predictive Control, Precooling

*Przesłano do redakcji: 23.05.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Michał MUSIAŁ<sup>1</sup>

## ZASTOSOWANIA MATERIAŁÓW PCM WE WSPÓŁPRACY Z PRZEGRODAMI TRANSPARENTNYMI

Poniższy artykuł stanowi przegląd wiedzy na temat przykładów wykorzystania materiałów PCM (ang. phase change materials) w celu modyfikacji transparentnych przegród budowlanych.

W związku z powstawaniem nowych sposobów wykorzystywania PCM w przegrodach przezroczystych, konieczne jest usystematyzowanie wiedzy w tym zakresie. W artykule przedstawiono zasadnicze właściwości substancji zmiennofazowych uzasadniające ich coraz częstsze stosowanie w budownictwie, występujące na rynku budowlanym produkty modyfikowane w/w substancjami, jak i wyniki badań prowadzonych nad nowymi, dotychczas nie stosowanymi w budownictwie zastosowaniami PCM-ów. Autor odnosi się do prac, w których opisano różne możliwości stosowania w/w materiałów w celu zwiększenia, między innymi, bezwładności cieplnej przegród budowlanych. Przedstawione zostały zastosowania PCM-ów zarówno w przegrodach nieprzeziernych i przeziernych, z przewagą ostatniej z wymienionych grup. W pracach przedstawiających zalety i wady modyfikowania przegród transparentnych materiałami PCM autorzy odnoszą się przede wszystkim do zwiększenia bezwładności cieplnej przegrody, a co za tym idzie zmniejszenia wrażliwości przeszkleń na zmianę warunków atmosferycznych i natężenia promieniowania słonecznego.

Autor zwraca uwagę na czynniki takie jak zakres i wartość temperatury przemiany fazowej, charakter substancji, powtarzalność cykli topnienie-krzepnięcie, zmiany objętości związanych ze zmianą stanu skupienia, przewodność cieplną substancji. Dodatkowo w zależności od chęci ograniczenia przegrzewania lub przechłodzenia pomieszczeń znaczenie ma również sposób oraz miejsce aplikacji PCM-ów. Powyższe czynniki mają znaczący wpływ na skuteczność wymienionych w artykule rozwiązaniach.

Przeważająca ilość prac naukowych opisujących wykorzystanie substancji zmiennofazowych w budownictwie odnosi się do nieprzezroczystych przegród budowlanych, co świadczy o niekonwencjonalnym ujęciu niniejszej pracy.

**Słowa kluczowe:** substancje zmiennofazowe, przegrody przezroczyste, modyfikacja przegród budowlanych

---

<sup>1</sup> Michał Musiał, Politechnika Rzeszowska, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 12, tel. 178651005, email: mmusial@prz.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

W dobie dążenia do zmniejszenia kosztów związanych z utrzymaniem w budynkach pożądanego zakresu temperatury powietrza coraz częściej wykorzystuje się energię ze źródeł odnawialnych.

Dodatkowym argumentem świadczącym o potrzebie zwiększenia produkcji ilości energii ze źródeł odnawialnych jest podpisana, między innymi przez Polskę, dyrektywa 2009/28/WE, na mocy której kraje członkowskie Unii Europejskiej do 2020 roku powinny osiągnąć dwudziestoprocentowy udział energii ze źródeł odnawialnych. Jedną z możliwości obniżenia kosztów związanych z ogrzewaniem i chłodzeniem pomieszczeń jest modyfikacja materiałami PCM przegród przezroczystych.

Substancje zmiennofazowe to związki chemiczne lub ich mieszaniny, które posiadają wysokie ciepło przemiany fazowej (topnienie-krzepnięcie). W zależności od charakteru związków ciepła przemian fazowych mogą wynosić 100-190 kJ/kg dla związków organicznych oraz 100-280 kJ/kg dla związków nieorganicznych [1].

Wykorzystanie w/w związków przy modernizacji przegród transparentnych skutkuje zwiększeniem bezwładności cieplnej przegrody, a co za tym idzie zmniejszeniem wrażliwości przegród transparentnych na nagłe zmiany natężenia promieniowania słonecznego i temperatury powietrza zewnętrznego.

Najczęściej podawanymi właściwościami, charakteryzującymi PCMy wykorzystywane w budownictwie są:

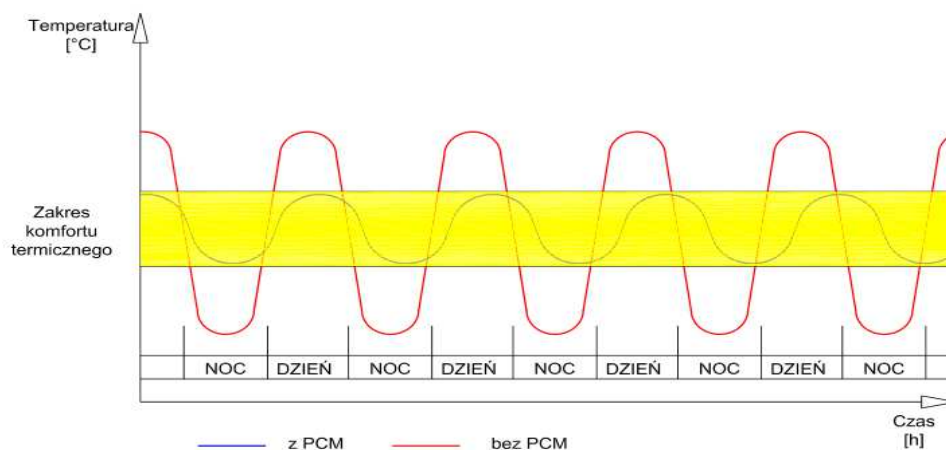
- zdolność do akumulacji ciepła (zależy od ciepła przemiany fazowej związku od 100-280 kJ/kg),
- przewodność cieplna substancji ( $\lambda = 0,10-0,30$  W/m K),
- zachowanie substancji w warunkach przegrzania i przechłodzenia,
- zakres oraz wartość temperatury, w których dochodzi do przemiany fazowej,
- stabilność związku przy wielu cyklach przemiany fazowej.

Przedstawione wyżej parametry szerzej zostały opisane w [2].

Użycie substancji zmiennofazowych w konstrukcji dowolnej przegrody powoduje zarówno zwiększenie jej akumulacyjności cieplnej, jak i przesunięcie fazowe zmian temperatury przegrody w stosunku do zmian temperatury powietrza na zewnątrz budynku.

Poniżej przedstawiono porównanie przegród budowlanych z PCM i bez PCM. Na podstawie wykresu rys.1. można stwierdzić zarówno obniżenie szczytowych wartości temperatur przegrody z PCM w stosunku do tradycyjnego rozwiązania, jak i wcześniej wspomniane przesunięcie fazowe wzrostu i spadku temperatury przegrody w porównaniu do przegrody bez PCM.





Rys. 1. Schemat ilustrujący sposób działania PCM w przegrodach budowlanych [3]

Fig. 1. Schematic showing an effect of PCMs on building barrier [3]

## 2. Przykłady zastosowań PCM-ów w budownictwie

Materiały zmiennofazowe stosowane są w budownictwie od kilkadziesiąt lat, jednak wprowadzane nowe rozwiązania wymagają usystematyzowania. Poniżej przedstawiono najczęściej spotykane przykłady zastosowań PCM-ów w przezroczystych i nieprzezroczystych przegrodach budowlanych.

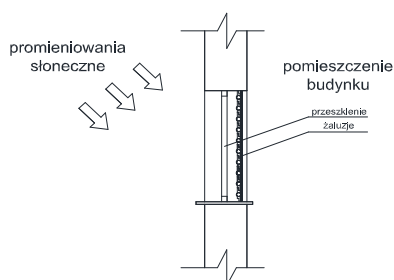
W przegrodach nieprzezroczystych stosowane są następujące sposoby łączenia materiałów zmiennofazowych z tradycyjnymi materiałami budowlanymi:

- łączenie kapsułek, mikrokapsułek zawierających PCM z cementem lub gipsem [4],
- nasączenie materiałów porowatych, np. gazobeton, cegły ceramiczne,
- bezpośrednie mieszanie PCM-u z cementem lub gipsem,
- wytwarzanie stabilnych kompozytów zawierających do 80% czystego PCMu z osnową polimerową (HDPE shape stabilized PCM),
- płyty laminowane wełną mineralną z wewnętrzną warstwą PCM-u,
- jako akumulator ciepła w postaci walców lub prostopadłościanów o wymiarach kilku – kilkunastu centymetrów pokryte powłoką polimerową, umieszczone w wolnych przestrzeniach elementów drażonych.

Bezpośrednie łączenie PCM-ów z materiałami budowlanymi jest bardzo rzadko stosowane ze względu na trudności z wkomponowaniem poszczególnych elementów oraz możliwość powstania korozji chemicznej.

### 3. Wybrane zastosowania PCM - ów w przegrodach przezroczystych

Poniżej zostały przedstawione wybrane rozwiązania ukazujące zalety i wady użycia substancji zmiennofazowych we współpracy z przegrodami transparentnymi (rys. 2-5): okna, rolety (żaluzje), luksfery.



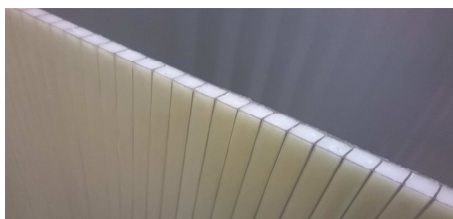
Rys. 2. Przykładowe zastosowanie PCM w żaluzjach wewnętrznych

Fig. 2. Example of PCM application in internal shutters



Rys. 3. Panele poliwęglanu komorowego z PCM

Fig. 3. Cellular polycarbonate panels filled with PCM



Rys. 4. Przekrój panelu poliwęglanowego z PCM

Fig. 4. Cross section of cellular polycarbonate panels with PCM



Rys. 5. Częściowo roztopiony PCM wewnątrz poliwęglanu komorowego

Fig. 5. Partially melted PCM in cellular polycarbonate

Jednym z rozwiązań, wpisujących się w powyższe założenia, są żaluzje bądź rolety, które ograniczają straty ciepła przez przegrody transparentne w miesiącach zimowych oraz zapobiegają przegrzewaniu pomieszczeń w sezonie letnim. W literaturze naukowej można spotkać się z wieloma rozwiązaniami, polegającymi na przeciwdziałaniu przepływowi ciepła z lub do wnętrza budynku przez przegrody transparentne, jednak tylko nieliczne rozwiązania zakładają wykorzystanie zmagazynowanej energii cieplej, zgromadzonej z energii promieniowania słonecznego w trakcie dnia (szczególnie w okresie przejściowym), aby zmniejszyć dobowy gradient temperatury powietrza wewnątrz budynku [5, 6, 7].

Opisane w [8] rozwiązanie polega na wykorzystaniu materiałów zmienno-fazowych w ruchomych roletach wewnętrznych działających w systemie 24-godzinnym. System polega na cyklicznym topnieniu i zestaleniu PCMu zlokalizowanego wewnątrz listew rolet odpowiednio w dzień i w nocy w celu zmniejszenia dobowej amplitudy temperatur w pomieszczeniu oraz zwiększenia bezwładności termicznej przegrody. Badania [8] były prowadzone w Karlsruhe i Kassel w Niemczech w latach 2008-2010, a wyniki wykazały, że system jest dobrym rozwiązaniem w przypadku lekkich konstrukcji, szczególnie w zimie, gdy zwiększona bezwładność cieplna przegrody zwiększa komfort termiczny. Z kolei badania [8] przeprowadzone w lecie wykazały mniejszy przyrost temperatury powietrza wewnątrz pomieszczenia w stosunku do rolet bez PCM, co zmniejszyło szczytowe obciążenie klimatyzatorów.

Dodatkowo w [8, 9, 10] zostały opisane możliwości wykorzystania PCM do bezpośredniej modyfikacji przeszkleń, badania były prowadzone przy użyciu modeli fizycznych i numerycznych. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że nawet podczas słonecznych dni miesięcy zimowych w klimacie umiarkowanym potencjał ciepła utajonego materiału fazowozmiennego był w pełni wykorzystany. Potrzebne są jednak okresy wysokiego natężenia promieniowania słonecznego przy dość wysokich temperaturach powietrza zewnętrznego.

W [11] opisano badania nad żaluzjami z wkomponowanym PCM w ruchomych listwach. Badania [11] zostały przeprowadzone dla dwóch przypadków: dla komory z żaluzjami z PCM wewnątrz listew oraz dla komory z konwencjonalnymi żaluzjami. Badania przeprowadzono w miesiącach zimowych w klimacie śródziemnomorskim. Poszczególne listwy żaluzji zostały wykonane w sposób, który zakłada umieszczenie PCM jedynie w połowie szerokości przekroju poprzecznego pojedynczej listwy.

Stosowanie PCM w żaluzjach powoduje ograniczenie przepływu ciepła przez przegrody przezroczyste oraz zwiększa jej bezwładność termiczną, co zmniejszy dobową amplitudę temperatur. Mankamentem powyższego rozwiązania jest dobór niewłaściwego PCMu o zbyt niskiej temperaturze topnienia jak dla śródziemnomorskich danych klimatycznych.

Rozwiązaniem wykorzystującym PCM do zwiększenia bezwładności termicznej przegród oraz zmniejszenia dobowej amplitudy temperatury w pomieszczeniach budynku są również żaluzje opisane w [12].

Badania [12] zostały przeprowadzone dla Kuwejtu oraz innych krajów o klimacie gorącym. Celem powyższych badań było zminimalizowanie ilości energii potrzebnej do zasilania klimatyzatorów. Badaniom zostały poddane okiennice z zamontowanymi zewnętrznymi żaluzjami z listwami o grubości 3 cm, w których znajduje się PCM oraz okiennice ze standardowymi żaluzjami, które są wypełnione pianką poliuretanową. Wyniki przeprowadzonych badań wykazały, że prócz wymienionych wyżej właściwości, stosowanie PCM wewnątrz zewnętrznych żaluzji w klimacie gorącym skutkuje 20-24 % zmniejszeniem przyrostu temperatury powietrza w pomieszczeniu w stosunku do po-

mieszczenia ze standardowymi żaluzjami. Dodatkowo należy wspomnieć, że o sprawności całego systemu będzie decydować odpowiednio dobrany PCM, którego temperatura topnienia zbliża się do maksymalnej temperatury okien w ciągu dnia (w przypadku klimatu gorącego).

Kolejne wykorzystanie PCM w przegrodach przeziernych zostało opisane w [13]. Autor przedstawił wyniki badań użycia glikolu propylenowego (organicznego PCM) wewnątrz jednokomorowego zespołu szybowego w celu zmniejszenia ilości energii przekazywanej do pomieszczeń. Badania zostały przeprowadzone przy użyciu różnych grubości szyb i warstw PCM umieszczonego między nimi. Mierzone parametry zostały porównane z wynikami modelu numerycznego i wskazują na dużą redukcję ilości energii przesyłanej przez komponent (w zakresie podczerwieni i ultrafioletu) przy zachowaniu dobrej przezierności. Powyższe badania odnoszą się jedynie do sytuacji przegrzewania pomieszczeń i nie odnoszą się do klimatu umiarkowanego Polski.

#### **4. Inne zastosowania PCM w budownictwie**

Coraz częściej materiały zmiennofazowe znajdują zastosowanie w systemach wykorzystujących energię odnawialną jako akumulator ciepła oraz pozyskują energię z systemów zysków bezpośrednich. Oto przykładowe zastosowania:

- pochłanianie nadmiaru ciepła powstałego podczas wiązania betonu [14],
- pochłanianie nadmiaru ciepła z paneli fotowoltaicznych nadmiernego wzrostu temperatury. Wzrost temperatury paneli wpływa negatywnie na ich sprawność [15],
- modyfikacja materiałami zmiennofazowymi akumulatorów ciepła (często połączone z instalacją kolektorową),
- modyfikacja ścian kolektorowo - akumulacyjnych [16],
- nasączenie ceramicznych materiałów porowatych [17, 18, 19].

W [17, 18, 19] przedstawiono zalety i wady nasączenia parafiną ceramicznych materiałów porowatych. Przedstawione wyniki badań w [18] ukazują możliwość znacznego zwiększenia przewodności cieplnej kompozytu zbudowanego z pianki grafitowej nasączonej parafiną w stosunku do samej parafiny. Tak duże zwiększenie przewodności cieplnej skutkuje znacznym zwiększeniem efektywności PCM, np. w przegrodach budowlanych.

#### **5. Wnioski**

Wymienione przykłady zastosowań PCM-ów we współpracy z budowlanymi przegrodami przezroczystymi obrazują potencjalne zyski związane z obniżeniem kosztów utrzymania w pomieszczeniach pożądanego zakresu temperatur. Należy jednak zwrócić uwagę na potrzebę każdorazowego doboru PCM o odpowiedniej wartości ciepła przemiany fazowej, jak i zakresowi temperatur, w jakim powyższe zjawisko ma miejsce.

Konieczność doboru odpowiednich PCM w zależności od ich zastosowania, rozmieszczenia oraz warunków klimatycznych, świadczy o potrzebie dedykowania grup PCM o zbliżonych właściwościach do konkretnych zastosowań.

W przedstawionych powyżej przykładach wykorzystanie substancji zmiennofazowych w przegrodach przezroczystych daje lepsze rezultaty w klimacie ciepłym, podczas próby ograniczenia przegrzania pomieszczeń niż w przypadkach dotyczących klimatu umiarkowanego, gdzie PCM ma również minimalizować koszty związane ze stratami ciepła przez w/w przegrody.

## Literatura

- [1] Shamberger P. J., Reid T: Thermophysical Properties of Potassium Fluoride Tetrahydrate from (243 to 348) K, *Journal of chemical & engineering data* 2013, 58, 294-300.
- [2] Jaworski M: Materiały zmiennofazowe (pcm) w budownictwie – właściwości i rodzaje, [www.izolacje.com](http://www.izolacje.com).
- [3] Musiał M: Zastosowania materiałów zmiennofazowych (PCM) w budownictwie, s.42-45, 2015 Dom Wydawniczy Medium, *Izolacje*, Z.(195).
- [4] Heim D: Efektywna Głębokość Wnikania Ciepła W Przegrodzie Pełnej Wypełnionej Mfz, *Budownictwo I Inżynieria Środowiska Zeszyt* 58 Nr3/2011/3 Rzeszów 2011.
- [5] Lichołai L., Musiał M: Wpływ organicznych materiałów zmiennofazowych na efektywność energetyczną przegrody przezroczystej, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury - Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (4/16), 2016, s. 329-338, DOI:10.7862/rb.2016.277.
- [6] Musiał M., Kaczmarski M: Thermal properties of transparent Barrier modified with organic PCMs, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury - Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, JCEEA t. XXXIII 63 (2/1/2016), 2016, s. 171-178, DOI:10.7862/rb.2016.15.
- [7] Heim D., Janicki M: Wpływ doboru typowych rozwiązań przegród transparentnych na zyski ciepła przez fasadę podwójną, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska Kwartalnik* z. 58, 3/2011/III Rzeszów 2011.
- [8] Soares N, Costa J.J, Gaspar A. R, Santos P: Review of passive PCM latent heat thermal energy storage systems towards buildings' energy efficiency, *Energy and Buildings* Volume 59, April 2013, Pages 82-103.
- [9] Grynning S, Goia F, Rognvik E, Tømte B: Possibilities for characterization of a PCM window system using large scale measurements, *International Journal of Sustainable Built Environment* Volume 2, Issue 1, June 2013, Pages 56-64.
- [10] Kamal A.R. Ismail, Carlos T. Salinas, Henriquez J.R: Comparison between PCM filled glass windows and absorbing gas filled window, *Energy and Buildings* Volume 40, Issue 5, 2008, Pages 710-719.
- [11] Silva T, Vicente R, Rodrigues F, Samagaio A, Cardoso C: Development of a Window Shutter with Phase Change Materials: full scale outdoor Experimental Approach, *Energy And Buildings* Volume 88, 1 February 2015, Pages 110-121.
- [12] Esam M. Alawadhi E. M: Using Phase Change Materials In Window Shutter To Reduce The Solar Heat Gain, *Energy And Buildings* Volume 47, April 2012, Pages 421-429.

- [13] Ismail K. A. R, Henriequez J. R „Pcm Glazing Systems” International Journal Of Energy Research, Vol. 21, 1241-1255 (1997).
- [14] Hsino M., Paślawski J: Materiały zmiennofazowe jako modyfikator betonu dojrzewającego w klimacie gorącym i suchym, [www.izolacje.com](http://www.izolacje.com).
- [15] Kuhn T. E: Solar Control: A General Evaluation Method For Facades With Venetian Blinds Or Other Solar Control Systems, Energy And Buildings volume 38, Issue 6, June 2006, Pages 648-660.
- [16] Lichołai L., Krasoń J: Badania laboratoryjne cieplnego funkcjonowania przegród kolektorowo-akumulacyjnych modyfikowanych materiałem zmiennofazowym, *Fizyka budowli w teorii i praktyce*. tom VII, nr 2 2015, s. 39-44.
- [17] Xiangfa Z., Hanning X., Feng J., Changrui Z., Yonggang J: Preparation and thermal properties of paraffin/porous silica ceramic composite, *Composites Science and Technology* 69 (2009) 1246-1249.
- [18] Xiangfa Z., Hanning X., Feng J., Changrui Z., Yonggang J: Pore structure modification of silica matrix infiltrated with paraffin as phase change material, *Chemical Engineering Research and Design* 8 8 (2010) 1013-1017.
- [19] Yajuan Z., Quanguai G., Sizhong L., Jingli S., Lang L: Heat transfer enhancement of paraffin wax using graphite foam for thermal energy storage, *Solar Energy Materials & Solar Cells* 94 (2010) 1011-1014.

## APPLICATION OF PHASE CHANGE MATERIALS ON TRANSPARENT BARRIERS

### Summary

This paper is a review of contemporary research and actual applications of phase change materials (PCM) on transparent barriers. It was found necessary to systemize actual knowledge concerning the subject, as new applications of PCMs on transparent barriers are developed.

The paper describes basic properties of phase change materials, that justify their increasingly often use in civil engineering. Already existing products augmented with PCMs are presented here along with results of the most recent research conducted on innovative solutions that have never been tested before. Author refers to other works, that describe various solutions, that use PCMs in order to increase thermal inertia of building barriers. Applications of phase change materials on either transparent and opaque building barriers were presented.

Authors of the Papers that elaborate on advantages and disadvantages of using phase change materials with transparent barriers, focus mostly on an ability of PCMs to increase thermal inertia of a barrier, that makes it less susceptible for external temperature and solar irradiance changes. Author emphasizes importance of such material properties as melting point, volumetric thermal expansion and thermal conductivity, as well as reversibility of melting/solidifying cycles. Additionally, it is vital to determine, whether PCM is to serve as overheating or overcooling protection, as the function influences exact way of application and location of phase change material.

Mentioned factors have considerable impact on effectiveness of described solutions.

The fact, that the majority of the works concerning PCMs applications in civil engineering is dedicated to opaque building barriers, points out an innovative character of this work.

**Keywords:** phase change materials, transparent barriers, modifications of building barriers

*Przestano do redakcji: 24.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Dorota PIWIŃSKA<sup>1</sup>  
Renata GRUCA-ROKOSZ<sup>2</sup>

## WSKAŹNIKI POCHODZENIA I KIERUNKÓW PRZEMIAN MATERII ORGANICZNEJ W OSADACH DENNYCH ZBIORNIKÓW WODNYCH

W osadach dennych zbiorników wodnych gromadzi się materia organiczna pochodzenia autochtonicznego i allochtonicznego. Pochodzenie materii organicznej można opisać za pomocą wskaźników, do których należą: skład izotopowy węgla  $\delta^{13}\text{C}$  i azotu  $\delta^{15}\text{N}$ , iloraz C:N, biomarkery lipidowe oraz pigmenty roślinne. Izotopy węgla i azotu występują powszechnie w środowisku w dużych ilościach. Stężenia mierzonych izotopów można opisać za pomocą delty ( $\delta$ ), wyrażanej w promilach [‰]. Materia organiczna pochodzenia lądowego jest zubożona w izotop  $^{13}\text{C}$  w porównaniu do materii organicznej pochodzenia autochtonicznego. Wskaźnik  $\delta^{13}\text{C}$  ulega zmianie podczas sedymentacji, mineralizacji oraz transformacji materii organicznej w środowisku wodnym. Natomiast wartość  $\delta^{15}\text{N}$  zmienia się w zależności od przebiegu procesów denitryfikacji i odgazowania amoniaku. Materia organiczna jest również zróżnicowana pod względem stosunku C:N, gdzie dla autochtonicznej materii organicznej osiąga wartości mniejsze w porównaniu do materii pochodzenia allochtonicznego. Z kolei biomarkery lipidowe stanowią ważną grupę związków uznawanych za substancje wskaźnikowe, gdyż nie ulegają przeobrażeniom na przestrzeni lat. Stąd też wykorzystuje się je w badaniach ekologicznych i paleoekologicznych. Podobne właściwości wykazuje kolejna grupa biomarkerów, do której należą pigmenty roślinne. Dzielą się na trzy rodzaje: chlorofile, karotenoidy i fikobiliny. Analiza zawartości i składu materii organicznej w osadach dennych zbiorników wodnych za pomocą wskaźników jest skuteczną metodą pozwalającą na ocenę pochodzenia materii organicznej oraz produktywności biologicznej akwenów. Na podstawie wielkości rozkładu i stopnia zachowania wskaźników w osadach można wyznaczyć warunki środowiskowe panujące w zbiornikach wodnych w przeszłości. W artykule scharakteryzowano poszczególne wskaźniki pochodzenia materii organicznej i możliwości interpretacji w badaniach zbiorników wodnych.

**Słowa kluczowe:** materia organiczna, stabilne izotopy, biomarkery lipidowe, pigmenty roślinne, stosunek C:N

<sup>1</sup> Dorota Piwińska, Politechnika Rzeszowska, d.piwinska@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Renata Gruca-Rokosz, Politechnika Rzeszowska, ul. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 865 12 78, renatagr@prz.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Materia organiczna zgromadzona w osadach dennych może być pochodzenia allochtonicznego lub autochtonicznego [25]. Do źródeł allochtonicznych należą: spływy ze zlewni, działania antropogeniczne i terygeniczne. Z kolei do źródeł autochtonicznych zalicza się planktoniczną i bentosową produkcję pierwotną. Znaczna ilość materii organicznej zostaje zdeponowana w osadach dennych dzięki zachodzącym procesom fizycznym, chemicznym i biologicznym [5, 23]. Wzrost aktywności antropogenicznej (industrializacja, urbanizacja i rolnictwo) powoduje intensywne dostarczanie materii organicznej do wyższych warstw osadów dennych. Materia ta ulega mineralizacji, co prowadzi do wzmożonego uwalniania azotu i fosforu z osadów. Skutkuje to pogorszeniem jakości zbiorników wodnych [15, 19, 25]. Rozpoznanie źródeł oraz losów materii organicznej w poszczególnych ekosystemach umożliwia prowadzenie właściwej gospodarki wodnej oraz odpowiedniej polityki ekologicznej w celu osiągnięcia dobrego stanu wód [25]. Do tego celu wykorzystuje się wskaźniki pochodzenia materii organicznej, do których należą: skład izotopowy węgla  $\delta^{13}\text{C}$  i azotu  $\delta^{15}\text{N}$ , stosunek C:N, biomarkery lipidowe oraz pigmenty roślinne [20, 33]. Analiza tych wskaźników w osadach dennych jest istotna w kontekście globalnego bilansu węgla i azotu, m. in. ze względu na emisję gazów cieplarnianych [8]. Rozróżnienie pochodzenia materii organicznej pozwala również określić przyczyny eutrofizacji i degradacji zbiorników wodnych. Gromadzenie się materii organicznej na powierzchni osadów dennych powoduje tworzenie się warstw (lamin) i może stanowić nieocenione archiwum przeszłych zmian środowiska [3, 24].

## 2. Wskaźniki pochodzenia materii organicznej

### 2.1. Stosunek C:N

Jednym z najczęściej wykorzystywanych wskaźników pochodzenia materii organicznej w osadach dennych jest stosunek węgla organicznego do azotu ogólnego (C:N) [14, 33].

Rośliny lądowe i glony są zróżnicowane pod względem wartości C:N. Glony bogate w białka charakteryzują się stosunkiem C:N w zakresie od 4 do 10, natomiast rośliny lądowe bogate w celulozę – powyżej 20. Przyjmuje się, że jeżeli wartość C:N jest wyższa niż 12, to materia organiczna jest pochodzenia lądowego, natomiast gdy jest mniejsza od 8 – pochodzenia autochtonicznego [7]. Stąd też, dla fitoplanktonu wartość stosunku C:N mieści się w granicach 6,7 – 10,1, a dla bakterii 2,6 – 4,3 [14].

Wielkość stosunku C:N jest również związana z procesami, które zachodzą w zbiornikach wodnych [14]. Stosunek C:N określa tempo mineralizacji materii organicznej. Im ten stosunek jest mniejszy, tym stopień mineralizacji wzrasta



[32]. Dzieje się tak dlatego, że rozkład materii organicznej w znacznym stopniu redukuje zawartość węgla i substancji odżywczych w osadach dennych [33]. Rozkładany węgiel ulatnia się w postaci ditlenku węgla ( $\text{CO}_2$ ) i metanu ( $\text{CH}_4$ ), natomiast azot w postaci jonów amonowych ( $\text{NH}_4^+$ ) może zostać związany z minerałami w osadach [14]. Na zmianę stosunku C:N wpływa również utlenianie materii organicznej w kolumnie wody lub na powierzchni osadów dennych [33]. Tak więc, wartość stosunku C:N w osadach może być wskaźnikiem czasowych zmian w cyklu materii organicznej w ekosystemach wodnych [32].

## 2.2. Skład izotopowy węgla ( $\delta^{13}\text{C}$ ) i azotu ( $\delta^{15}\text{N}$ )

Innymi, powszechnie wykorzystywanymi wskaźnikami pochodzenia materii organicznej w osadach dennych są stabilne izotopy węgla i azotu. Występują one naturalnie w środowisku w dużej ilości i biorą udział w przemianach biogeochemicznych. Najczęściej spotykanym sposobem określania stężeń mierzonych izotopów jest delta  $\delta$ , wyrażana w promilach [‰]. Jest to pomiar względem laboratoryjnego wzorca przyjętego jako standard, kalibrowanego wobec standardu międzynarodowego, np. (1) [7]:

$$\delta^{13}\text{C} = \left( \frac{R_{\text{prb}} - R_{\text{std}}}{R_{\text{std}}} \right) \cdot 1000 \text{ [‰]} \quad (1)$$

gdzie R jest stosunkiem zawartości izotopów  $^{13}\text{C}/^{12}\text{C}$  odpowiednio w próbce ( $R_{\text{prb}}$ ) i we wzorcu ( $R_{\text{std}}$ ) [7].

Materia organiczna pochodzenia lądowego i wodnego różni się między sobą wartościami  $\delta^{13}\text{C}$  i  $\delta^{15}\text{N}$  [19]. Wyższe wartości  $\delta^{15}\text{N}$  stwierdza się w okresie lata ze względu na zwiększony udział materii organicznej pochodzenia fitoplanktonowego [16]. Za pomocą wskaźnika  $\delta^{15}\text{N}$  w osadach dennych można określić szybkość sedimentacji allochtonicznej materii organicznej, źródła azotu dla fitoplanktonu oraz przebieg procesów rozkładu (denitryfikacja). Frakcjonowanie  $\delta^{15}\text{N}$  podczas absorpcji i asymilacji azotu przez fitoplankton zależy od stężenia i form azotu nieorganicznego [33]. Głównymi procesami, w których dochodzi do znaczącego frakcjonowania izotopowego jest denitryfikacja i odgazowanie amoniaku, szczególnie silne w środowiskach alkalicznych stowarzyszone z efektem izotopowym na poziomie 34‰. W obu procesach dyskryminowany jest cięższy izotop azotu, prowadząc do znacznego wzrostu  $\delta^{15}\text{N}$  pozostałego amoniaku i azotanów [14]. Wzrost wartości  $\delta^{15}\text{N}$  materii organicznej świadczy o dostarczaniu azotu ciężkiego izotopowo ( $\delta^{15}\text{N} = 10 - 25\text{‰}$ ) ze spływów powierzchniowych z terenów rolniczych oraz ze ścieków komunalnych [33].

Materia organiczna pochodzenia lądowego jest zubożona w izotop  $^{13}\text{C}$  (zazwyczaj  $\delta^{13}\text{C} < -28\text{‰}$ ) w porównaniu do materii organicznej pochodzenia autochtonicznego ( $\delta^{13}\text{C} \sim -22\text{‰}$ ) [13]. Rośliny pobierają węgiel z dwóch głównych źródeł: z atmosferycznego  $\text{CO}_2$  oraz wodnego  $\text{CO}_2$  i  $\text{HCO}_3^-$  [25]. Rośliny lądo-

we, nazywane inaczej C3, mogą wiązać CO<sub>2</sub> bezpośrednio z atmosfery, wykorzystując fotosyntetyczną ścieżkę Calvina-Bensona. Z kolei inne rośliny, zaliczane do C4, wiążą CO<sub>2</sub>, używając ścieżki Hatcha-Slacka [6, 7]. Materia organiczna produkowana przez roślinność lądową i glony słodkowodne z CO<sub>2</sub> atmosferycznego i rozpuszczonego ( $\delta^{13}\text{C} \sim -8\text{‰}$ ) w rezultacie posiada niższe wartości  $\delta^{13}\text{C}$ , gdzie dla roślin C3 wartość  $\delta^{13}\text{C}$  wynosi  $\sim -38\text{‰} - -22\text{‰}$  [7, 21, 25]. Dla roślin C4 wartość wskaźnika  $\delta^{13}\text{C}$  wynosi średnio od  $-15$  do  $8\text{‰}$ . Zubożenie w węgiel <sup>13</sup>C w roślinach z grupy C3 w porównaniu do roślin C4 wynika głównie z tego, że enzymy roślin C3, które biorą udział w wiązaniu CO<sub>2</sub> są bardziej dyskryminacyjne w stosunku do <sup>13</sup>CO<sub>2</sub> niż enzymy roślin C4 [7, 14]. Z kolei fitoplankton preferuje pobieranie rozpuszczonego CO<sub>2</sub>, który jest zubożony w <sup>13</sup>C w stosunku do HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> o  $8\text{‰} - 11\text{‰}$ . Zakładając frakcjonowanie izotopowe  $\epsilon(\text{CO}_2 \rightarrow \text{HCO}_3^-)$  na poziomie  $9\text{‰}$ , efektywne zubożenie materii organicznej w <sup>13</sup>C w porównaniu do rozpuszczonego CO<sub>2</sub> mieści się w zakresie od  $15\text{‰}$  do  $21\text{‰}$  [14, 25]. W środowisku zdominowanym przez rośliny z grupy C3 wartość  $\delta^{13}\text{C}$  glonów słodkowodnych mieści się w granicach od  $-35\text{‰}$  do  $-25\text{‰}$  oraz  $\delta^{15}\text{N}$  ok.  $5\text{‰}$ . Różnice w  $\delta^{13}\text{C}$  wynikają głównie z odmiennych wartości  $\delta^{13}\text{C}$  rozpuszczonego węgla nieorganicznego (DIC – Dissolved Inorganic Carbon) wykorzystywanego przez fitoplankton i roślinność lądową. Wskaźnik  $\delta^{13}\text{C}$  zmienia się również podczas sedymentacji, degradacji i transformacji materii organicznej w środowisku wodnym [33].

### 2.3. Biomarkery lipidowe

Lipidy należą do grupy związków stymulujących wzrost, gromadzących energię, utrzymujących strukturę błony komórkowej oraz jej właściwości dynamiczne, a także stanowią substrat do syntezy kwasów tłuszczowych [22]. Są powszechnie obecne w środowisku, wykazują właściwości obojętne, przez co zachowują swoją trwałość w geologicznej skali czasu [26]. Stąd też, określone grupy lipidów noszą nazwę biomarkerów. Wykorzystuje się je m. in. w badaniach nad stanem troficznym wód, ponieważ określają źródło i przemiany materii organicznej w środowisku [11, 22].

Biomarkery lipidowe są charakterystyczne dla poszczególnych organizmów w danym ekosystemie [1]. Mimo przeobrażeń jakim podlega materia organiczna, mogą przetrwać w osadach dennych nawet setki tysięcy lat [6, 28]. Dlatego też, wykorzystywane są w badaniach paleoekologicznych i paleośrodowiskowych, gdzie ustala się źródła i transport biomarkerów lipidowych na obszarze zlewni oraz wpływ działalności człowieka na środowisko wodne na przestrzeni lat. Skład biomarkerów lipidowych w osadach dennych może zmieniać się pod wpływem produkcji pierwotnej i/lub transportu allochtonicznej materii organicznej [26].

Lipidy najprościej można podzielić na: proste, złożone oraz pochodne tłuszczów i sterole. Do tłuszczów prostych należą tłuszcze właściwe (estry gli-

cerolu i kwasów tłuszczowych) i woski (cerydy), do tłuszczów złożonych – fosfolipidy i glikolipidy, a do pochodnych tłuszczów i steroli – wolne kwasy tłuszczowe i sterole [34].

W tabeli 1 przedstawiono w sposób szczegółowy wybrane grupy lipidów i pochodzenie poszczególnych związków.

Tabela 1. Wybrane grupy lipidów i pochodzenie poszczególnych związków (opracowane na podstawie [9])

Table 1. Groups of lipids and origin of particular compounds (based on [9])

Lipidy	Pochodzenie
<b>sterole</b> koprostanol epikoprostanol epicholestanol cholesterol cholestanol stigmasterol sitosterol dinosterol lanosterol	odchody ludzkie odchody ssaków wyższych fototroficzne bakterie siarkowe zooplankton bruzdnica (glon), okrzemki fitoplankton, rośliny naczyniowe, glony rośliny wyższe, okrzemki bruzdnica (glon) grzyby, zwierzęta, bruzdnica (glon)
<b>kwasy tłuszczowe</b> <b>kwasy alkanowe</b> $\Sigma C_{14}-C_{19}$ FA $\Sigma C_{20}-C_{23}$ FA $\Sigma C_{24}-C_{33}$ FA <b>hydroksykwas</b> $\omega-C_{16}$ OH-FA $\omega-C_{18}$ OH-FA $\omega-C_{22}$ OH-FA $\omega-C_{24}$ OH-FA <b>rozgałęzione kwasy tłuszczowe</b> $\Sigma C_{15}-C_{18}$ FA ( <i>iso-</i> i <i>anteiso-</i> ) <b>nienasycone kwasy tłuszczowe</b> $C_{16:1}$ , $C_{18:1}$ FA	fitoplankton, bakterie zróżnicowane rośliny wyższe kutyna, suberyna kutyna suberyna suberyna bakterie fitoplankton, bakterie, mikroskopijne glony
<b>n-alkanole</b> $\Sigma C_{12}-C_{19}$ OH $\Sigma C_{20}-C_{23}$ OH $\Sigma C_{24}-C_{33}$ OH	fitoplankton, bakterie epifity, mikroskopijne glony rośliny wyższe
<b>n-alkany</b> $\Sigma C_{12}-C_{19}$ $\Sigma C_{20}-C_{25}$ $\Sigma C_{26}-C_{33}$	fitoplankton, bakterie makrofity rośliny wyższe
<b>inne</b> $\beta$ -amyryna tetrahymanol 17 $\beta$ (H),21 $\beta$ (H)-bishomohopanol	rośliny wyższe orzęski, fototroficzne bakterie beztlenowe bakterie glebowe

gdzie: FA (ang. fatty acids) – kwasy tłuszczowe

OH-FA (ang. hydroxy fatty acids) - hydroksykwas

Krótkołańcuchowe kwasy alkanowe o liczbie atomów węgla  $n\text{-C}_{16}\text{-n-C}_{18}$  pochodzą głównie od fitoplanktonu, natomiast długołańcuchowe kwasy alkanowe ( $n\text{-C}_{24}\text{-n-C}_{32}$ ) świadczą o obecności wosku z liści roślin wyższych. Rozgałęzione kwasy tłuszczowe, do których należą iso- i anteiso- $\text{C}_{15}$  FA (Fatty Acids – kwasy tłuszczowe), występują w bakteriach żyjących zarówno w glebach, jak i osadach dennych. Z kolei nienasycone kwasy tłuszczowe ( $\text{C}_{16:1}$  i  $\text{C}_{18:1}$ ) występują w znacznych ilościach w fitoplanktonie.  $\text{C}_{18:1}$  FA może zostać syntezowany przez bakterie glebowe. Związki tłuszczu nienasyconych są bardziej podatne na rozkład bakteryjny niż ich nasycone odpowiedniki. Brak tłuszczu nienasyconych, z wyjątkiem  $\text{C}_{18:1}$  FA, może świadczyć o pobieraniu labilnej materii organicznej przez drobnoustroje. Kwasy hydroksylowe są głównym składnikiem kutyny i suberyny. Kutyna składa się głównie z hydroksykwasów o liczbie atomów węgla  $\text{C}_{16}$  i  $\text{C}_{18}$  i tworzy warstwę ochronną nadziemnych części roślin (woski roślinne). Suberyna zawiera natomiast znaczne ilości  $\omega$ -hydroksykwasów  $\text{C}_{16}$ ,  $\text{C}_{22}$  i  $\text{C}_{24}$  i występuje w materiale korzeniowym. O pochodzeniu lądowym materii organicznej świadczą n-alkany oraz n-alkanole długołańcuchowe  $n\text{-C}_{24}$  i  $n\text{-C}_{26}$ . N-alkany krótkołańcuchowe wskazują na obecność glonów, a średniołańcuchowe o występowaniu makrofitów [6, 9]. Sterole należą do lipidów błonowych, które występują w organizmach eukariotycznych (tj. zwierzęta, rośliny, grzyby i niektóre mikroorganizmy), natomiast są nieobecne w prokariotach (bakterie), z wyjątkiem bakterii metylotroficznych. Cholestanol występuje powszechnie w organizmach żywych. Cholestanol może pochodzić od zooplanktonu (skorupiaki), bądź zoobentosu (mięczaki). Może również wchodzić w skład glonów (bruzdnic) oraz niektórych okrzemek. Sitosterol jest głównym steroidem roślin wyższych, jednakże może pojawiać się również w okrzemkach i mikroglonach. Z kolei dinosterol i dinostanol pochodzą od glonów z grupy bruzdnic. Koprostanol należy do steroli występujących w odchodach człowieka, podczas, gdy epikoprostanol jest produktem przemiany materii ssaków wyższych. Oba związki są zatem często stosowane jako wskaźnik zanieczyszczenia ściekami gleb i osadów dennych. Epicholestanol jest wytwarzany z cholesterolu przez bakterie w warunkach silnie anoksydacyjnych. Znaczne ilości epicholestanolu mogą pojawiać się w fototroficznych bakteriach siarkowych żyjących w strefie osad-woda w warunkach beztlenowych. Pozostałe lipidy, pochodzą z następujących źródeł:  $17\beta(\text{H}),21\beta(\text{H})$ -bishomohopanol znajduje się w bakteriach żyjących w glebach, tetrahymanol w orzęskach, a także w beztlenowych fototroficznych bakteriach purpurowych *Phodopseudomonas palustris*, natomiast  $\beta$ -amyryna stanowi składnik roślin wyższych [9, 24].

## 2.4. Pigmenty roślinne

Pigmenty roślinne są obecne zarówno w lądowych, jak i wodnych organizmach fotosyntetyzujących i mogą być wykorzystywane jako wskaźniki pochodzenia materii organicznej w ekosystemach wodnych oraz w badaniach limno-

logicznych i paleolimnologicznych [4]. Wyróżnia się trzy grupy: chlorofile, karotenoidy i fikobiliny. Chlorofile uchodzą za indykatory biomasy fitoplanktonu, z kolei karotenoidy za wskaźniki jego taksonomicznego zróżnicowania [2]. Dodatkowo, chlorofile stanowią główny barwnik asymilacyjny roślin zbiorników słodkowodnych. Istnieje pięć rodzajów tych barwników: a, b, c, d i e. Spośród wszystkich chlorofili jedynie chlorofil-a posiada zdolność kierowania zaabsorbowanej energii świetlnej na drogę przemian chemicznych, a pozostałe barwniki pełnią tylko rolę pomocniczą [30]. Pigmenty w wodzie i osadach zbiorników wodnych pochodzą od glonów planktonowych i bentosowych, bakterii fototroficznych, makrofitów wodnych oraz w mniejszej części od niezdegradowanych pigmentów roślinności allochtonicznej [18]. Niektóre grupy fitoplanktonowe i bakterioplanktonowe zawierają specyficzne pigmenty, które stosuje się jako jednoznaczne wskaźniki. Przykładowo, występowanie okrzemek można stwierdzić poprzez obecność fucoxanthiny, natomiast cyjanobakterii poprzez występowanie scytonemy, myxoxanthophylu i echinenony. Chlorofil *b* i luteina znajdują się zarówno w *Chlorophyceae*, jak i w roślinach lądowych oraz w wodnych makrofitach. W związku z tym, stosunek węgiel/pigment jest znacznie niższy dla fitoplanktonu, niż dla roślin wyższych. Stąd też, istnieje możliwość rozróżnienia allochtonicznej materii organicznej od autochtonicznej [4].

Pigmenty słabo rozpuszczają się w wodzie, charakteryzują się dużą zdolnością absorpcji promieniowania słonecznego. Poszczególne rodzaje pigmentów absorbują fale o różnej długości, co umożliwia wyznaczenie ich składu metodami fotometrycznymi. Macierzyste cząsteczki pigmentów są mało trwałe w środowisku. Ulegają rozkładowi w wodzie i powierzchniowej warstwie osadów pod wpływem różnych czynników środowiskowych, tworząc dziesiątki derywatów. Karotenoidy stanowią grupę pigmentów bardziej odpornych na degradację, z kolei mniej odporne są chlorofile, z których najmniej stabilny jest chlorofil typu a i c [18, 28]. Produkty degradacji chlorofili (feopigmenty) są zdecydowanie bardziej trwałe w środowisku, co umożliwia ich wykrycie nawet po upływie tysięcy lat [27].

Pomimo, że pigmenty roślinne są podatne na degradację, uważane są za indykatory w badaniach ekologicznych i paleoekologicznych. W połączeniu z analizą okrzemek uznaje się je za wskaźnik obfitości glonów w ekosystemie wodnym, a także za wskaźnik jego produktywności [29]. Takim wskaźnikiem określającym wielkość produkcji pierwotnej jest chlorofil [12]. Produktywność zbiorników wodnych, pomijając uwarunkowania biologiczne, zależy także od wielu czynników abiotycznych, m. in. od warunków klimatycznych, hydrologicznych, dostępności światła, a przede wszystkim od dostawy biogenów. Ich wpływ na ekosystem zbiornika wodnego wiąże się znacząco z przebiegiem procesów przyrodniczych i antropogenicznych, które zachodzą w ich zlewniach. Dlatego, też pigmenty roślinne mogą być również indykatorami monitorującymi zmiany klimatu oraz przebieg procesów geomorfologicznych, co powoduje, że są one również skutecznym narzędziem w rekonstrukcjach paleogeograficznych [28].

Pigmenty roślinne utrzymują się przez dłuższy czas w głębokich, słabo natlenionych, chłodnych oraz pozbawionych światła częściach zbiorników wodnych, gdzie na dnie zalegają osady bogate w materię organiczną i frakcję ilastą [31]. Pigmenty w osadach zachowują swoją trwałość dzięki zwiększonej sedymentacji osadów, które szybko izolują już zdeponowane pigmenty od aktywnej chemicznie i biologicznie strefy kontaktowej osad-woda [10]. Niekorzystne warunki, z punktu widzenia akumulacji pigmentów w osadach dennych, występują w płytkich, zasobnych w tlen oraz dobrze oświetlonych i intensywnie mieszanych partiach zbiorników wodnych. W środowiskach tych, duża część chloropigmentów może ulec rozkładowi nawet do produktów bezbarwnych [17].

### 3. Podsumowanie

Materia organiczna zgromadzona w osadach dennych zbiorników wodnych charakteryzuje się zróżnicowanym pochodzeniem, które określa się za pomocą omówionych w artykule wskaźników: skład izotopowy węgla  $\delta^{13}\text{C}$  i azotu  $\delta^{15}\text{N}$ , stosunek C:N, biomarkery lipidowe oraz pigmenty roślinne. Ich analiza pozwala wyznaczyć pochodzenie materii organicznej, zarówno w sposób ogólny (allochtoniczna, autochtoniczna), jak i szczegółowy (obecność substancji i związków przypisanych do określonych grup roślin i organizmów). Dodatkowo, ustalenie składu materii organicznej w osadach dennych oraz wielkości rozkładu i stopnia zachowania wskaźników pozwala scharakteryzować warunki środowiskowe panujące w zbiornikach wodnych obecnie i w przeszłości.

### Literatura

- [1] Aarons A., Using lipid biomarkers to determine changes in community structure and ecological processes occurring in the meromictic Sider's Pond, Falmouth, MA, 2011, s. 1-14.
- [2] Bianchi T.S., Biogeochemistry of estuaries. Oxford University Press, New York 2007.
- [3] Chodyka M., Nitychoruk J., Welc F., Rogóż A., Lubańska Z., Grudniewski T., Wpływ zmian klimatu na osadnictwo prehistoryczne Mazur w kontekście badań osadów jeziornych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal Of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (3/16), 2016, s. 43-50, DOI:10.7862/rb.2016.184.
- [4] de Junet A., Abril G., Guerin F., Billy and de Wit R.: Sources and transfers of particulate organic matter in a tropical reservoir (Petit Saut, French Guiana): a multi-traces analysis using  $\delta^{13}\text{C}$ , C/N ratio and pigments, Biogeosciences Discussions, nr 2, 2005, s. 1159-1196.
- [5] Gireeshkumar T.R., Deepulal P.M., Chandramohanakumar N., Distribution and sources of sedimentary organic matter in a tropical estuary, south west coast of India (Cochin estuary): A baseline study. Marine Pollution Bulletin, nr 66, 2013, s. 239-245.

- [6] Gong W., Zhang Z., Lipid biomarkers and organic matter carbon isotopes in estuarine sediments as proxies for evaluating seawater intrusion. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, nr 155, 2015, s. 38-46.
- [7] Gruca-Rokosz R., Dynamika węglowych gazów cieplarnianych w zbiornikach zaporowych – mechanizmy produkcji, emisja do atmosfery, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2015.
- [8] Gruca-Rokosz R., Zbiorniki zaporowe jako źródło emisji gazów cieplarnianych, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, t. 15, nr 1, 2012, s. 51-65.
- [9] Holtvoeth J., Vogel H., Wagner B., Wolff G.A., Lipid biomarkers in Holocene and glacial sediments from ancient Lake Ohrid (Macedonia, Albania). *Biogeosciences*, nr 7, 2010, s. 3473-3489.
- [10] Hurley J.P., Armstrong D.E., Fluxes and transformations of aquatic pigments in Lake Mendota, Wisconsin. *Limnol. Oceanogr.*, nr 35/2, 1990, s. 384-398.
- [11] Jeffreys R. M., Wolff G. A., Murty S. J., The trophic ecology of key megafaunal species at the Pakistan Margin: Evidence from stable isotopes and lipid biomarkers. *Deep-Sea Research I*, nr 56, 2009, s. 1816-1833.
- [12] Kajak Z., *Hydrobiologia-Limnologia. Ekosystemy wód śródlądowych*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1998.
- [13] Ke Z., Tan Y., Huang L., Zhao C., Jiang X., Spatial distributions of  $\delta^{13}\text{C}$ ,  $\delta^{15}\text{N}$  and C/N ratios in suspended particulate organic matter of a bay under serious anthropogenic influences: Daya Bay, China. *Marine Pollution Bulletin*, nr 114, 2017, s. 183-191.
- [14] Klisch M., Praca doktorska, pt. Kompleksowe badania izotopowe laminowanych osadów jeziora Gościąż. Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, Wydział Fizyki i Informatyki Stosowanej, Kraków 2009.
- [15] Kostecki M., Suschka J., The successful results of Pławniowice reservoir (Upper Silesia region – South of Poland) restoration by hypolimnetic withdrawal, vol. 39, no. 1, 2013, pp. 17-25, DOI: 10.2478/aep-2013-0004.
- [16] Koszelnik P., Źródła i dystrybucja pierwiastków biogenych na przykładzie zespołu zbiorników zaporowych Solina-Myczkowce, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
- [17] Kowalewska G., Szymczak M., Influence of selected abiotic factors on the decomposition of chlorophylls. *Oceanologia*, nr 43/3, 2001, s. 315-328.
- [18] Leavitt P.R., A review of factors that regulate carotenoid and chlorophyll deposition and fossil pigment abundance. *J. Paleolimnology*, nr 9, 1993, s. 109-127.
- [19] Lee Y., Hur J., Shin K.-H., Characterization and source identification of organic matter in view of land uses and heavy rainfall in the Lake Shihwa, Korea. *Marine Pollution Bulletin*, nr 84, 2014, s. 322-329.
- [20] Lin T., Ye S., Ma C., Ding X., Brix H., Yuan H., Chen Y., Guo Z., Sources and preservation of organic matter in soils of the wetlands in the Liaohe (Liao River) Delta, North China. *Marine Pollution Bulletin*, nr 71, 2013, s. 276-285.
- [21] Liu D., Li X., Emeis K.-C., Wang Y., Richard P., Distribution and sources of organic matter in surface sediments of Bohai Sea near the Yellow River Estuary, China. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, nr 165, 2015, s. 128-136.
- [22] Loh A. N., Canuel E. A., Bauer J. E., Potential source and diagenetic signatures of oceanic dissolved and particulate organic matter as distinguished by lipid biomarker distributions. *Marine Chemistry*, nr 112, 2008, s. 189-202.

- [23] Maj K., Koszelnik P., Metody zagospodarowania osadów dennych, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury Architektury – Journal Of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA*, t. XXXIII, z. 63(2/I/16), 2016, s. 157-169, DOI: 10.7862/rb.2016.118.
- [24] Naher S., Praca doktorska, pt. Sedimentary lipid biomarkers and trace metals as indicators for past hypoxia and eutrophication. Dipl. – Geol., Johannes Gutenberg University of Mainz, Germany 2012.
- [25] Remeikaite-Nikiene N., Lujaniene G., Malejevas V., Banseviciute R., Zilius M., Garnaga-Budre G., Stankevicius A., Distribution and sources of organic matter in sediments of the south-eastern Baltic Sea. *Journal of Marine Systems*, nr 157, 2016, s. 75-81.
- [26] Sarkar S., Wilkes H., Prasad S., Brauer A., Riedel N., Stebich M., Basavaiah N., Sachse D., Spatial heterogeneity in lipid biomarker distributions in the catchment and sediments of a crater lake in central India. *Organic Geochemistry*, nr 66, 2014, s. 125-136.
- [27] Scheer H., *Structure and Occurrence of Chlorophylls*. CRC Press, Boca Raton, Florida 1991, s. 3-30.
- [28] Sigareva L. E., Gierszewski P., Zakonov V. V., Fosylne pigmenty roślinne biomarkerami stanu środowiska ekosystemów wodnych. *Landform Analysis*, nr 12, 2010, s. 99-108.
- [29] Smol J.P., *Pollution of lakes and rivers: A paleoenvironmental perspective*. Oxford University Press, New York 2002.
- [30] Szykowski A., Barwniki roślinne i ich znaczenie w rozwoju fitoplanktonu. *Ochrona Środowiska*, nr 5/3-4, 1983, s. 47-53.
- [31] Szymczak-Żyła M., Kowalewska G., Chloropigments a in the Gulf of Gdańsk (Baltic Sea) as markers of the state of this environment. *Marine Pollution Bulletin*, nr 55, 2007, s. 512-528.
- [32] Tarnawski M., Baran A., Jasiewicz C., Ocena właściwości fizyczno-chemicznych osadów dennych zbiornika Chańcza. *Proceedings of ECOpole*, nr 6(1), 2012, s. 1-7, DOI: 10.2429/proc.2012.6(1)042.
- [33] Wang Y., Liu D., Richard P., Li X., A geochemical record of environmental changes in sediments from Sishili Bay, northern Yellow Sea, China: Anthropogenic influence on organic matter sources and composition over the last 100 years. *Marine Pollution Bulletin*, nr 77, 2013, s. 227-236.
- [34] [https://www.pum.edu.pl/\\_data/assets/pdf\\_file/0007/83068/Lipidy-org-BM-wyklad-9.pdf](https://www.pum.edu.pl/_data/assets/pdf_file/0007/83068/Lipidy-org-BM-wyklad-9.pdf) (dostęp: 23 styczeń 2017 r.).

## **INDICATORS OF ORIGIN AND DIRECTIONS OF TRANSFORMATION OF ORGANIC MATTER IN SEDIMENTS OF WATER RESERVOIRS**

### **S u m m a r y**

Autochthonous and allochthonous organic matter is accumulated in sediments of water reservoirs. Organic matter can be described as indicators, such as: isotopic signatures of  $\delta^{13}\text{C}$  and  $\delta^{15}\text{N}$ , C:N ratio, lipid biomarkers and plant pigments. A large amount of carbon and nitrogen isotopes widely occur in the environment. Concentrations of the measured isotopes can be described



with  $\delta$  delta, expressed in ‰. Allochthonous organic matter is depleted in  $^{13}\text{C}$  isotope in comparison to autochthonous organic matter.  $\delta^{15}\text{N}$  value changes according to denitrification process and ammonia degasification. Organic matter is also diverse in terms of C:N ratio and for autochthonous organic matter achieves values less than for allochthonous organic matter. Lipid biomarkers form an important group of compounds which are considered as indicators, because they do not undergo any transformation over the years. Thus they are used in ecological and paleoecological research. Another group of biomarkers to which plant pigments belongs has similar properties. Plant pigments are divided into three types: chlorophylls, carotenoids and phycobilins. Organic matter content and composition analysis in sediments of water reservoirs with indicators is an effective method which allows to assess organic matter origin and biological productivity of water reservoirs. On the basis of decomposition level and degree of conservation of indicators in sediments we can determine environmental conditions in water reservoirs in the past. In this scientific paper, particular indicators of organic matter origin and possibilities of interpretation in water ecosystem research were characterized.

**Keywords:** organic matter, stable isotopes, lipid biomarkers, plant pigments, C:N ratio

*Przesłano do redakcji: 16.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Mariusz CHALAMOŃSKI<sup>1</sup>  
Marek SZYMCZAK<sup>2</sup>

## WYSUSZONY OSAD ŚCIEKOWY JAKO PALIWO ALTERNATYWNE

W artykule przedstawiono sposób termicznej utylizacji wysuszonego osadu ściekowego o zawartości 90% suchej masy, w procesie współspalania i zgazowania w postaci luźnej. Wysuszony osad może stanowić rodzaj paliwa odnawialnego, który można wykorzystać w gospodarce cieplnej i energetycznej. Stosowanie techniki zgazowywania i pirolizy w procesach termicznych konwersji energii chemicznej paliw odnawialnych w tym wysuszonego osadu ściekowego spowodował podjęcie badań nad jego zastosowaniem i wykorzystaniem, jako paliwa alternatywnego. Wytworzony gaz powstały w wyniku procesu ulega spalaniu w komorze spalania kotła, a uzyskane ciepło w wyniku procesów termicznych, wykorzystywane może być do celów grzewczych. Stosowanie paliw odnawialnych w energetyce i ciepłownictwie może przyczynić się do wdrożenia recyklingu odpadów. Zastąpienie węgla kamiennego w ciepłownictwie zmniejszy emisję pyłów, szkodliwych związków do atmosfery przez zastosowanie bezodpadowego i nisko emisyjnego spalania. Nowe technologie przetwarzania i spalania paliw odnawialnych, szczególnie technologia zgazowywania jest bezpieczna dla środowiska ze względu na niski stopień zanieczyszczenia spalin szkodliwymi związkami siarki i azotu. Wysoka sprawność konwersji energii zapewnia opłacalność inwestycji związanych z wytwarzaniem paliw z biomasy i spalania gazu generatorowego w celu wytworzenia energii cieplnej lub elektrycznej. Spalając wysuszony osad ściekowy powstaje znaczna ilość popiołu, który może być wykorzystywany, jako nawóz. Zastosowanie takiego rodzaju paliwa ma na celu zwiększenia możliwości uzyskania dodatkowych odnawialnych źródeł energii. Zamieszczono wyniki badań w postaci tabel i rysunków.

**Słowa kluczowe:** biomasa, wysuszony osad ściekowy, procesy termiczne, ciepło

### 1. Wprowadzenie

Osady ściekowe definiowane są, jako złożona, organiczno-mineralna materia, wyodrębniona ze ścieków w trakcie ich oczyszczania. Końcowe unieszkodliwia-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Mariusz Chalamoński, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa Architektury i Inżynierii Środowiska, 85-793 Bydgoszcz, al. Prof. S. Kaliskiego 7, tel. 52 374 9964, zoiw@utp.edu.pl

<sup>2</sup> Marek Szymczak, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Inżynierii Mechanicznej, Instytut Technik Wytwarzania, al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz; tel. 52 340 8258, marszym@utp.edu.pl

nie i zagospodarowanie osadów ściekowych wciąż pozostaje tematem otwartym, w którym poszukuje się rozwiązań umożliwiających ekonomiczne i bezpieczne dla środowiska rozwiązanie utylizacji coraz większej ilości wytwarzanych osadów. Osady takie stanowią paliwo, które musi być odpowiednio przetworzone, by proces ich zgazowania mógł być traktowany, jako obiecująca metoda wytwarzania ciepła oraz energii [1,2].

Zgodnie z artykułem 3 ust. 3 punkt 2 ustawy z dnia 27 kwietnia 2001 roku o odpadach (tekst jednolity Dz. U. Nr 39 pozycja 251 z późniejszymi zmianami), przez komunalne osady ściekowe rozumie się pochodzący z oczyszczalni ścieków osad z komór fermentacyjnych oraz innych instalacji do oczyszczania ścieków komunalnych oraz innych ścieków o składzie zbliżonym do składu ścieków komunalnych. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 roku o odpadach (Dz. U. Z 2010 r. Nr 137 poz.924), określa warunki, jakie muszą być spełnione przy wykorzystaniu osadów ściekowych [4,5].

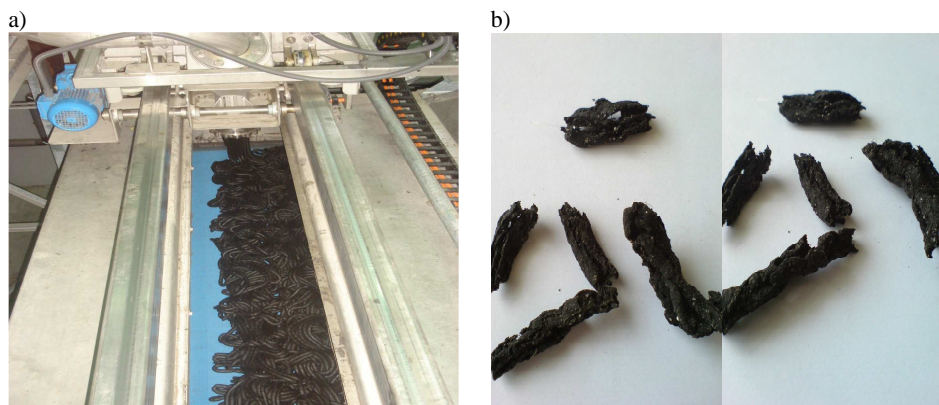
Osady ściekowe są naturalnym „produktem” oczyszczania ścieków. Ilość generowanych osadów wynosi około 1-3% objętości przepływających ścieków, lecz nakłady ponoszone na ich przetwarzanie dochodzą do 50% kosztów całej oczyszczalni. Zagadnienia właściwej przeróbki powstających osadów ściekowych są niezwykle ważne, szczególnie w kontekście ich końcowego zagospodarowania i unieszkodliwienia [3].

## 2. Badania

Suszenie osadów ściekowych stanowi podstawowy warunek umożliwiający ich ewentualne zagospodarowanie, jako paliwo. Zależy to od możliwości jego zagospodarowania w regionie, w którym znajduje się oczyszczalnia, zawartości szkodliwych pierwiastków np. metali ciężkich i warunków zbytu. Co można osiągnąć poprzez suszenie osadu ściekowego do 90% suchej masy?

- znaczną redukcję objętości i wagi,
- zwiększoną wartość opałową (zblizoną do wartości węgla brunatnego),
- higieniczny produkt końcowy,
- znikomą emisję odorów produktu końcowego,
- możliwość bezproblemowego składowania przez dłuższy okres,
- końcowa postać jest przydatna pod względem obsługi i transportu [3].

Na rysunku 1 przedstawiono sposób podawania osadu ściekowego na taśmę suszarni oraz postać wysuszonego osadu ściekowego po osiągnięciu 90% suchej masy. Osad w takiej postaci może zostać wykorzystany, jako paliwo alternatywne, lub też wykorzystany do nawożenia dla celów rolniczych bądź leśnych. Osad ściekowy wcześniej zanim trafi do suszarni poddawany jest procesowi fermentacji w wyniku, której otrzymujemy gaz do zasilania gazo - generatorów, które z kolei zasilają suszarnię osadów ściekowych [6].

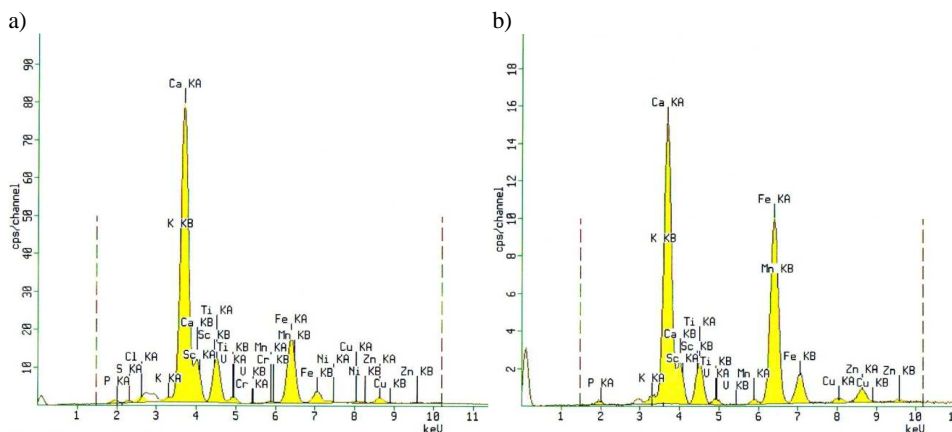


Rys. 1. Osad ściekowy: a) dozowany na górną taśmę przenośnika suszarni, b) wysuszony osad ściekowy o zawartości 90% suchej masy [6]

Fig. 1. Osad a sewer: a) sludge dispensed on top of a conveyor belt dryer, b) the dried sludge with a content of 90% dry matter [6]

Następnie przeprowadzono analizę energodispersyjną dla wysuszonego osadu ściekowego o zawartości 90 % suchej masy przy użyciu spektrometru rentgenowskiego. Pomiar polega na określeniu składu jakościowego oraz procentowej zawartości pierwiastków w paliwie - biomasie. Fluorescencja rentgenowska (X-ray fluorescence = XRF) polega na wtórnej emisji promieniowania rentgenowskiego z materii, która została wzbudzona za pomocą bombardowania wysokoenergetycznym promieniowaniem rentgenowskim lub promieniowaniem gamma. Metoda XRF opiera się na tym, że każdy pierwiastek zawarty w analizowanej próbce, w skutek wzbudzenia rentgenowskiego, emituje charakterystyczne dla siebie widmo stanowiące podstawę do analizy jakościowej i ilościowej. Wyniki analizy energodispersyjnej przedstawiono na rysunku 2. Na zamieszczonym rysunku widać znaczną redukcję pierwiastków występujących w wysuszonym osadzie ściekowym. Świadczy to o tym, iż proces spalania czy zgazowania skutecznie redukuje te pierwiastki.

Skład fizyczno-chemiczny osadów ściekowych zależy od rodzaju i ilości ścieków wprowadzanych do kanalizacji oraz metod ich oczyszczania. W ostatnich latach maleje np. zawartość metali ciężkich w osadach, które muszą być usuwane ze ścieków przemysłowych przed ich wprowadzeniem do kanalizacji miejskiej. Skład chemiczny osadów jest zmienny w bardzo szerokim zakresie, zarówno w poszczególnych oczyszczalniach, jak i też w czasie eksploatacji.



Rys. 2. Analiza intensywności fluorescencyjnych linii widmowych przy analizie energodispersyjnej wysuszonego osadu ściekowego: a) przed spopieleniem, b) po spopieleniu [badania własne]

Fig. 2. Analysis of the intensity of the fluorescence spectral lines for the analysis of energy-dispersive dried sludge: a) prior to incineration, b) an ash [own research]

Właściwości technologiczne decydują o podatności osadów do stabilizacji lub ostatecznego unieszkodliwiania. W tabelach 1 do 3 zestawiono wyniki badań wysuszonego osadu ściekowego o zawartości 90% suchej masy. W tabeli 1 zawarte są wyniki przedstawiające wartości energetyczne osadu w zależności od zawartości wilgotności i popiołu. Tabela 2 zawiera wyniki pomiarów przeprowadzonych w kanale odprowadzania spalin dla wysuszonego osadu ściekowego. Tabela 3 zawiera analizy osadu ściekowego niewapnowanego po prasach.

Tabela 1. Analiza techniczna wysuszonego osadu ściekowego o zawartości 90% suchej masy [badania własne]

Table 1. Technical analysis of the dried sludge with a content of 90% dry matter [own research]

Nazwa paliwa	Wilgotność %	Części lotne %	Zawartość popiołu %	Ciepło spalania kJ/kg	Wartość opałowa kJ/kg
Wysuszony osad ściekowy	10,90	53,29	30,20	13350,00	12401,00

Tabela 2. Analiza spalin przy zgazowaniu i spalaniu wytworzonego gazu z biomasy w postaci wysuszonego osadu ściekowego (analizator spalin Testo 350 M/XL)[badania własne]

Table 2. Analysis of flue gas gasification and combustion gas produced from biomass in the form of dried sludge (flue gas analyzer testo 350 M / XL) [own research]

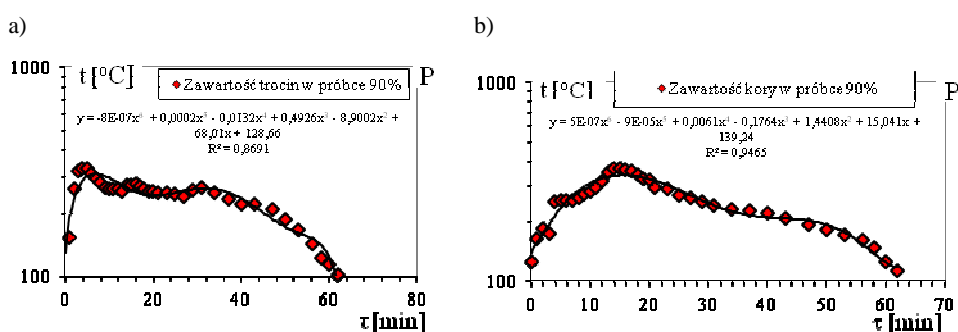
Parametr	Jednostka	Zawartość
O <sub>2</sub>	%	15,9
CO	ppm	1619,4
NO	ppm	154,6
NO <sub>2</sub>	ppm	0,0
NO <sub>x</sub>	ppm	169
SO <sub>2</sub>	ppm	0,0
Strata kominowa	%	19,1
λ		4,11
CO <sub>2</sub>	%	2,34
H <sub>2</sub> S	ppm	0,0
H <sub>2</sub>	ppm	1552,3
Ciąg	mbar	0,0
E	%	80,9
Temperatura powietrza do spalania	°C	24,5
Temperatura spalin	°C	169,6

Tabela 3. Wyniki analizy osadu komunalnego niewapnowanego po prasach - zestawienie roczne [dane uzyskane z oczyszczalni ścieków]

Table 3. The results of the analysis of municipal sludge is not liming after the presses in the annual statement [data obtained from sewage treatment plants]

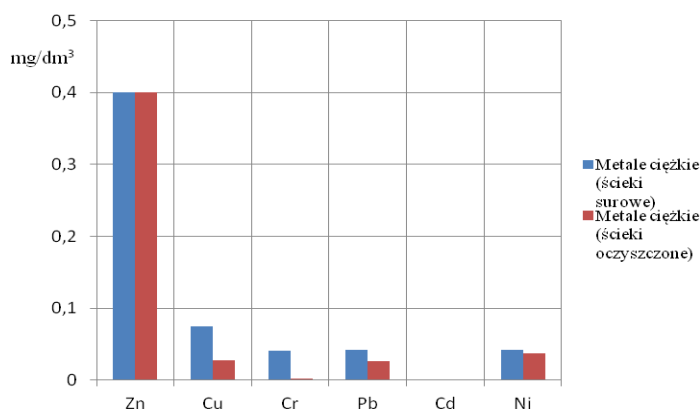
Lp.	Nazwa wskaźnika	Jednostka	Wartość średnia	Odchylenie standardowe
1	Odczyn w roztworze wodnym	pH	6,821667	0,069402
2	Sucha masa	%	19,195	1,469187
3	Substancja organiczna	% s.m.	60,09	2,97431
4	Azot ogólny (N-og)	N% N s.m.	4,036667	0,165972
5	Azot amonowy (N-NH <sub>4</sub> )	NH <sub>4</sub> % s.m.	0,39	0,018708
6	Fosfor ogólny (P-og)	P % s.m.	0,735	0,058907
7	Wapń	Ca % s.m.	0,625	0,297372
8	Magnez	Mg % s.m.	0,436667	0,056451
9	Ołów	Pb mg/kg s.m.	19,25	3,725453
10	Kadm	Cd mg/kg s.m.	2,99	1,621888
11	Rtęć	Hg mg/kg s.m.	Nie wykryto	Nie wykryto
12	Nikiel	Ni mg/kg s.m.	19,68333	7,304907
13	Cynk	Zn mg/kg s.m.	683,9167	54,56579
14	Miedź	Cu mg/kg s.m.	179,8333	7,264893
15	Chrom ogólny	Cr mg/kg s.m.	39,23333	10,73306
16	Ilość ścieków dopływających	m <sup>3</sup>	442266	28247,32

Na rysunku 3 przedstawiono przebieg zmian temperatury oraz czas trwania procesu spalania dla trocin i kory z wysuszonym osadem ściekowym o zawartości 90% suchej masy w piecu. Ilość spalanego paliwa w postaci trocin czy kory wynosiła 90 % udziału. Natomiast 10 % udziału stanowił wysuszony osad ściekowy. Mając na uwadze stosunkowo niską wartość ciepła spalania wysuszonego osadu ściekowego oraz dużą zawartość popiołu istnieje możliwość stworzenia paliwa alternatywnego w postaci mieszaniny osadu i biomasy. Trociny jak i kora charakteryzują się ciepłem spalania znacznie wyższym oraz niższą zawartością popiołu w stosunku do osadu. Stosując te proporcje dla osadu podjęto próbę częściowego uzupełnienia i zweryfikowania celowości badania nad wykorzystaniem wysuszonego osadu ściekowego. Uzyskane wyniki potwierdziły celowość takiego rozwiązania.



Rys. 3. Zmiany temperatury przy współspalaniu wysuszonego osadu ściekowego o zawartości 90% suchej masy z: a) trocinami, b) kora sosnową [badania własne]

Fig. 3. Changes in temperature through the combustion of dried sludge with a content of 90% dry matter of: a) sawdust, b) the bark of pine [own research]



Rys. 4. Zawartość metali ciężkich w ściekach [dane uzyskane z oczyszczalni ścieków]

Fig. 4. The content of heavy metals in waste water [data obtained from sewage treatment plants]



Na rysunku 4 przedstawiono zawartość metali ciężkich w ściekach surowych dopływających na oczyszczalnię ścieków oraz zawartość metali ciężkich w ściekach oczyszczonych z oczyszczalni ścieków.

### 3. Wnioski

Osady ściekowe nienadające się do wykorzystania do celów rolniczych z racji nieodpowiedniego składu chemicznego, w znakomitej większości dużych aglomeracji miejskich są poddawane termicznej utylizacji w spalarniach zlokalizowanych na terenie miejskich oczyszczalni ścieków.

Taki sposób unieszkodliwiania osadów ściekowych spełnia wymogi Krajowego Programu Zagospodarowania Odpadów, którego generalna strategia zakłada, że ilość odpadów składowanych zmaleje do roku 2010 o około 20%, a do roku 2050 o około 50% w stosunku do 2000 roku.

Wysuszony osad ściekowy można wykorzystać do współspalania, jako mieszaninę z odpadami drewna, słomy rzepakowej i żytniej, kory sosnowej oraz węgla w różnych proporcjach objętościowych i masowych. Wartość opałowa wysuszonego osadu ściekowego wynosi około 14 MJ/kg. Wysuszony osad ściekowy pozbawiony jest metali ciężkich, posiada za to znaczną ilość popiołu osiagającą do 35% masy.

Nadwyżki biomasy i osadu ściekowego będą zmuszały do poszukiwań nowych rozwiązań w celu ich właściwego zagospodarowania i wykorzystania. Przyjęta przez Unie Europejską dyrektywa mówiąca o udziale energii odnawialnej w ogólnej produkcji energii, dla Polski będzie wymuszała działania związane z efektywniejszym wykorzystaniem potencjału energetycznego biomasy jak i osadu ściekowego.

Przedstawione badania wykazują możliwość wykorzystania wysuszonego osadu ściekowego do współspalania z innymi rodzajami biomasy w proporcji 10%. Przy większych proporcjach współspalanie jest nie korzystne z uwagi na niską wartość opałową.

Współspalanie obu paliw jest korzystne przy zachowaniu następujących proporcji, wilgotność biomasy jest poniżej 15%, a wysuszonego osadu ściekowego wynosi 10%. Należy jednak pamiętać, że proces suszenia osadu do otrzymania takich parametrów jest procesem energochłonnym. Wysuszony osad ściekowy o zawartości 90% suchej masy, jak wykazują przeprowadzone badania jest paliwem alternatywnym i celowym jest wykorzystanie go w ciepłownictwie.

### Literatura

- [1] Bień J. B.: Osady ściekowe, teoria i praktyka, wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2007 r.
- [2] Bień J. D.: Zagospodarowanie komunalnych osadów ściekowych metodami termicznymi, *Inżynieria i Ochrona Środowiska* 2012, t.15, nr 4, s. 439-449.

- [3] Ochrona Środowiska 2013, Główny Urząd Statystyczny, Warszawa październik 2013, [http://www.stat.gov.pl/cps/rde/xbcr/gus/SE\\_ochrona\\_srodowiska\\_2013.pdf](http://www.stat.gov.pl/cps/rde/xbcr/gus/SE_ochrona_srodowiska_2013.pdf) [dostęp: 27.01.2014].
- [4] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 września 2001 r. w sprawie katalogu odpadów, Dz.U.Nr112,poz. 1206.
- [5] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych, Dz.U.Nr 137,poz.924.
- [6] Chalamoński M., Łukasiewicz J. Szymczak M.: Suszenie osadów ściekowych, Instytut Techniki Budowlanej, Miesięcznik INSTAL Nr. 1, s. 48-52, 2008 r.

## THE DRIED SLUDGE AS ALTERNATIVE FUEL

### Summary

The article shows a method of thermal utilization of the dried sludge with a content of 90% by dry weight of co-firing and gasification in a loose form. The dried sludge can provide fuel renewable, which can be used in the economy of heat and energy. The use of techniques of gasification and pyrolysis processes of thermal conversion of chemical energy of fuels including renewable dried sludge caused undertake research on its use and use as an alternative fuel. The product gas resulting from the process is burned in the combustion chamber of the boiler, and the heat generated by thermal processes, can be used for heating purposes. The use of renewable fuels in power generation and heat can contribute to the implementation of waste recycling. Replacement of coal for heating will reduce emissions of dust, harmful compounds into the atmosphere through the use of waste-free and low-emission combustion. New technologies of processing and combustion of renewable fuels, especially gasification technology is safe for the environment because of the low level of contamination of harmful exhaust compounds of sulfur and nitrogen. High efficiency power conversion provides a return on investment associated with the production of fuels from biomass and combustion of the gas generator to produce heat or electricity. Burning dried pellet path-cancer arises a significant amount of ash, which can be used as an on-car. The use of such fuel is to increase the possibility of additional renewable energy sources. Presents the results of research in the form of tables and figures.

**Keywords:** biomass, dried sludge, thermal processes, heat

*Przesłano do redakcji: 17.03.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Anna ŚPIEWAK<sup>1</sup>  
Małgorzata ULEWICZ<sup>2</sup>

## ANALIZA TRWAŁOŚCI STALOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH W ZALEŻNOŚCI OD ŚRODOWISKA KOROZYJNEGO

W artykule przedstawiono aktualne statystyki dotyczące sieci dróg województwa śląskiego zarządzanych przez Zarząd Dróg Wojewódzkich oraz ilości konstrukcji w zależności od typu ich ustroju nośnego. Poruszono aktualny w Polsce problem dotyczący trwałości stalowych obiektów mostowych z uwzględnieniem zjawiska korozji. Scharakteryzowano podstawowe czynniki wpływające na szybkość korozji niezbędne do oszacowania wpływu korozji na trwałość stalowych mostów drogowych m.in. czynniki atmosferyczne oraz czynniki wynikające z utrzymania obiektu. Zwrócono szczególną uwagę na kategorie korozyjności środowiska w którym wznoszone są konstrukcje stalowe, mające bardzo znaczący wpływ na postęp i szybkość procesu korozji. Omówiono procedurę badania wpływu korozji na trwałość stalowych konstrukcji mostowych opracowaną przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Przedstawiono metodę obliczania czasu bezawaryjnego użytkowania konstrukcji. Szczegółowo scharakteryzowano, niezbędne do przeprowadzenia procedury obliczeniowej, redukcyjne współczynniki trwałości. Na podstawie własnej analizy określono czas bezawaryjnej pracy wybranych konstrukcji. Do obliczeń przyjęto cztery rzeczywiste mosty o dźwigarach stalowych, będących konstrukcją nośną dla żelbetowej płyty pomostowej. Wybrane mosty wzniesione zostały w różnych częściach kraju, charakteryzujących się odmienną agresywnością środowiska – środowisko nadmorskie, górskie, miejskie oraz neutralne. Obiekty różnią się rodzajem korozji występującym na ustrojach nośnych konstrukcji. Mosty różnią się również czasem powstania obiektów, co wpływa w znacznym stopniu na ich bezpieczne użytkowanie. Na zakończenie przeanalizowano wyniki otrzymane z przeprowadzonej analizy.

**Słowa kluczowe:** stalowe obiekty mostowe, trwałość konstrukcji, korozja

---

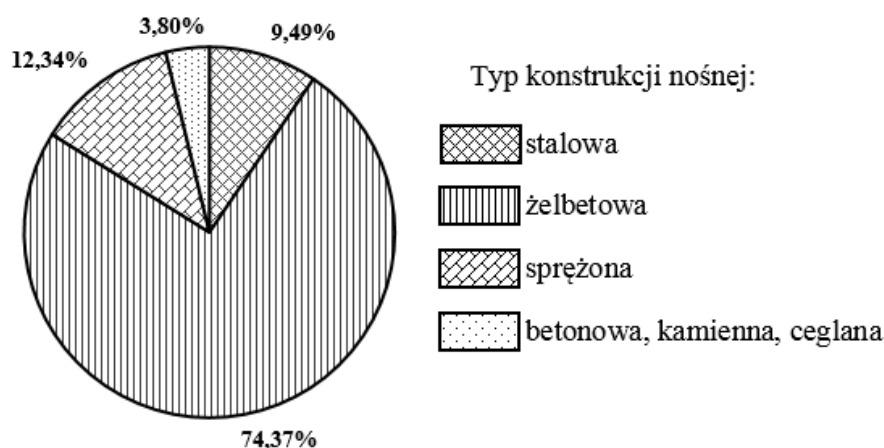
<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Anna Śpiewak, Politechnika Częstochowska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa; tel. 34 3250 942; aspiewak@bud.pcz.czyst.pl

<sup>2</sup> Małgorzata Ulewicz, Politechnika Częstochowska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa; tel. 34 3250 935; ulewicz@bud.pcz.czyst.pl

## 1. Wprowadzenie

Sieć dróg województwa śląskiego to 1 218,6 km dróg w ciągu których znajduje się 316 obiektów mostowych o całkowitej długości 6838 m. Miejskich obiektów mostowych o konstrukcji stalowej jest 16, a 14 to obiekty zlokalizowane na terenach pozamiejskich, co stanowi 9,49% wszystkich mostów drogowych (rys 1.) zarządzanych przez Zarząd Dróg Wojewódzkich (ZDW) w Katowicach [1]. Większość stalowych obiektów mostowych to konstrukcje stare, narażone w znacznym stopniu na korozję. Do powstawania ognisk korozyjnych może doprowadzić nieodpowiednie utrzymanie, modernizacja oraz niewłaściwa eksploatacja, a wynikiem korozji jest obniżenie trwałości stalowych obiektów mostowych. Nieodzownym elementem jest zatem zapobieganie korozji w taki sposób, aby ograniczyć długotrwałe prace remontowe lub całkowite wyłączenie obiektu mostowego z eksploatacji.

### Obiekty mostowe zarządzane przez ZDW w Katowicach



Rys. 1. Obiekty mostowe w zależności od typu konstrukcji nośnej w województwie śląskim, oprac. własne wg [1]

Fig. 1. The bridges depending on the type of load-bearing structure in the Silesian province, own elaboration by [1]

## 2. Metodologia określania trwałości konstrukcji stalowych drogowych obiektów mostowych z uwzględnieniem korozji

Problem trwałości konstrukcji stalowych jest tematem bardzo aktualnym, ponieważ obniżona trwałość konstrukcji powoduje konieczność naprawy lub wymianę elementów, co wiąże się ze zużyciem materiałów i energii oraz emisją zanieczyszczeń. Trwałość konstrukcji zapewnia się przez odpowiednie jej zaprojektowanie, wykonanie, zabezpieczenie oraz utrzymanie w zaprojektowanym

okresie użytkowania, który zgodnie z wymogami norm europejskich wynosi 100 lat. Do obliczeń przyjmuje się czas pracy mostu, ale nie można zapomnieć o odpowiednim utrzymywaniu i konserwacji obiektu [2, 3].

Stal to materiał o jednorodnej strukturze, charakteryzujący się dużym współczynnikiem sprężystości, dzięki temu jest to materiał doskonale odpowiadający założeniom metod obliczeniowych. Właściwości mechaniczne stali wpływają na bezpieczeństwo pracy konstrukcji stalowych, jednak zjawiskiem destrukcyjnym, wpływającym niekorzystnie na wytrzymałość i trwałość stali jest jej korozja, polegająca na utlenianiu się metalu. Należy podkreślić, że obiekty mostowe o nośnym ustroju dźwigarów pełnych lub kratowych ulegają znacznym uszkodzeniom w wyniku korozji atmosferycznej. Najważniejsze czynniki wpływające na szybkość korozji stali to stężenie zanieczyszczeń powietrza, które reagują ze stalą konstrukcyjną, wilgotność względna powietrza oraz temperatura na powierzchni elementu, która może być wyższa lub niższa od temperatury punktu rosy wpływającej na kondensację powierzchniową. Dlatego tak istotnym aspektem w procesie projektowania konstrukcji jest uwzględnienie klasy agresywności środowiska, w którym konstrukcja będzie zlokalizowana. Klasy agresywności środowiska oraz kategorie korozyjności wraz z przykładami typowych środowisk dla klimatu umiarkowanego zostały zdefiniowane w normie PN-EN ISO 12944-2:2001: Farby i lakiery - Ochrona przed korozją konstrukcji stalowych za pomocą ochronnych systemów malarskich - Część 2: Klasyfikacja środowisk [4]. Szybkość korozji zależy także od ogólnych warunków atmosferycznych (warunki wiejskie, miejskie, morskie i przemysłowe) w miejscu, w którym zlokalizowany jest obiekt.

Oszacowanie wpływu korozji na trwałość obiektów mostowych jest złożoną procedurą, która wymaga przede wszystkim określenia rodzaju korozji oraz wielkości wżerów korozyjnych w konstrukcji. Istotne jest również określenie miejsc występowania korozji na powierzchniach nośnych elementów stalowych, ponieważ nierównomierny rozkład produktów korozji oraz związane z nim ubytki stali konstrukcyjnej w przekrojach elementów nośnych powodują koncentrację naprężeń. Zjawisko korozji i równoczesne cyklicznie zmieniające się naprężenia powodują znacznie większy spadek nośności konstrukcji, niż działania każdego czynnika osobno. Zmienne naprężenia intensyfikują korozję, a korozja przyspiesza rozwój procesu zmęczenia materiału konstrukcyjnego.

Na etapie użytkowania stalowych obiektów mostowych może dojść do pęknięcia konstrukcji, które poddawane są w trakcie użytkowania wielu okresowo zmiennym obciążeniom. Koncentracja naprężeń wpływa na zmęczenie materiału, co prowadzi w konsekwencji do zniszczenia zmęczeniowego elementów konstrukcji. Metoda szacowania wpływu korozji na trwałość konstrukcji stalowych obiektów mostowych polega na analizie sprzężonego i integralnego układu materiał - środowisko, gdzie materiał musi charakteryzować się wysoką odpornością i wytrzymałością, a środowisko to czynnik niszczący, agresywny i destrukcyjnie wpływający na materiał [5-10].

### 3. Procedura badania wpływu korozji na trwałość stalowych konstrukcji mostowych – charakterystyka parametrów i współczynników redukcyjnych

Metoda szacowania wpływu korozji na trwałość obiektów mostowych o stalowej konstrukcji nośnej została opracowana w oparciu o badania prowadzone przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Wykorzystywane w procedurze obliczeniowej zmniejszające, korekcyjne współczynniki trwałości (tab. 1) oraz

Tabela 1. Redukcyjne współczynniki trwałości, oprac. własne wg [5]

Table 1. Reduction coefficient of durability, own elaboration by [5]

<b>Współczynnik <math>S_A</math> zależny od stopnia agresywności środowiska</b>		
Kategoria korozyjności	Przykład typowych środowisk zewnętrznych	Wartość
C1 Bardzo mała	atmosfery w małym stopniu zanieczyszczone, głównie obszary wiejskie	0,99
C2 Mała	atmosfery miejskie i przemysłowe, umiarkowanie zanieczyszczone; tereny przybrzeżne o niewielkim zasoleniu	0,98
C3 Średnia	tereny przemysłowe i nadbrzeżne o średnim zasoleniu	0,97
C4 Duża	tereny przemysłowe o dużej wilgotności powietrza i agresywnej atmosferze	0,96
C5-I Bardzo duża (przemysłowa)	tereny przemysłowe o dużej wilgotności powietrza i agresywnej atmosferze	0,95
C5-M Bardzo duża (morska)	tereny nadmorskie o dużym zasoleniu oraz obszary oddalone od brzegu w głąb morza atmosfera	
<b>Współczynnik <math>K_R</math> zależy od rodzaju korozji</b>		
Rodzaj korozji		Wartość
korozja nierównomierna, korozja wżerowa		wartość wg wzoru (1) i (2)
korozja równomierna		0,97
korozja podpowłokowa, korozja szczelinowa, korozja przyspoinowa, korozja galwaniczna		0,99
<b>Współczynnik <math>T_w, T_i, T_D</math> zależne od oceny stanu technicznego</b>		
Ocena stanu technicznego		Wartość
0		0,90
1		0,94
2		0,96
3		0,98
4		0,99
5		1,00
$T_w$ - współczynnik zależny od stanu technicznego systemu odwodnienia, $T_i$ - współczynnik zależny od stanu technicznego izolacji, $T_D$ - współczynnik zależny od stanu technicznego urządzeń dylatacyjnych.		
<b>Współczynnik <math>\beta</math> zależy od klasy drogi</b>		
Klasa drogi		Wartość
Dla drogi klasy A		0,90
Dla drogi klasy S		0,93
Dla drogi klasy GP		0,95
Dla drogi klasy G		0,96
Dla drogi klasy Z, L, D		0,99

zależności matematyczne umożliwiające wyznaczenie czasu eksploatacji obiektu skorodowanego, zostały przyjęte na podstawie analizy przeprowadzonych badań. Oszacowanie wpływu korozji na trwałość jest możliwe jedynie po określeniu stopnia agresywności środowiska, w którym zlokalizowano obiekt i rodzaju korozji występującej w ustroju nośnym, stanu technicznego urządzeń odwadniających, dylatacyjnych oraz izolacji. Istotne jest również ustalenie klasy drogi na podstawie rodzaju ruchu oraz wieku analizowanego obiektu mostowego. Przedstawiona metoda, jest sposobem na określenie okresu bezpiecznej, bezawaryjnej pracy konstrukcji, w którym zjawisko korozji postępuje z dużym prawdopodobieństwem (około 90 %) [5, 6].

Wartość współczynnika  $K_R$  należy przyjąć jako średnią arytmetyczną wartości parametru skorodowania i-ego dźwigara mostowego  $w_i$ , który oblicza się względem włókien górnych i dolnych przekroju ze wzorów (1) i (2) [5]:

$$w_{id} = \frac{W_{id\_kor}}{W_{id\_nom}} \quad (1)$$

$$w_{ig} = \frac{W_{ig\_kor}}{W_{gd\_nom}} \quad (2)$$

gdzie:  $w_{id}$ ,  $w_{ig}$  – parametr korozyjny dźwigara i,

$W_{id\_kor}$ ,  $W_{ig\_kor}$  – wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie skorodowanego dźwigara i, względem włókien dolnych i górnych, [cm<sup>3</sup>],

$W_{id\_nom}$ ,  $W_{ig\_nom}$  – wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie nieskorodowanego dźwigara i, względem włókien dolnych i górnych, [cm<sup>3</sup>]).

Scharakteryzowane redukcyjne, współczynniki trwałości konstrukcji pozwalają na wyznaczenie czasu eksploatacji obiektu mostowego podczas którego proces korozji cały czas postępuje. Etapem pośrednim wyznaczenia wpływu korozji na trwałość stalowych mostów drogowych jest określenie stopnia skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji [5]:

$$S_T = K_R \cdot S_A \cdot \frac{T_W + T_i + T_D}{3} \quad (3)$$

gdzie:  $S_T$  – stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji,

$K_R$ ,  $S_A$ ,  $T_W$ ,  $T_i$ ,  $T_D$  – współczynniki zmniejszające wg tab. 1.

Końcowym efektem obliczeń jest uzyskanie czasu bezawaryjnej i bezpiecznej pracy konstrukcji stalowego obiektu mostowego  $T_e$  z uwzględnieniem wieku obiektu [5].

$$T_e = T_m \cdot S_T \cdot \beta - W \quad (4)$$

gdzie:  $T_e$  – projektowany czas bezawaryjnej pracy konstrukcji pod wpływem korozji (w latach),  
 $T_m$  – projektowany czas eksploatacji obiektu (w latach),  
 $S_T$  – stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji,  
 $\beta$  – współczynnik zmniejszający wg tab. 1,  
 $W$  – wiek mostu (w latach).

#### **4. Analiza trwałości rzeczywistych konstrukcji w zależności od lokalizacji i środowiska**

Zgodnie z procedurą szacowania trwałości stalowych obiektów mostowych uwzględniającą postęp zjawiska korozji przeanalizowano cztery wybrane obiekty rzeczywiste. Dwa obiekty to mosty wybudowane na terenie województwa śląskiego w Wiśle Malinka i Nędzy, zlokalizowane w ciągu dróg wojewódzkich odpowiednio nr 942 i 922 zarządzanych przez ZDW. Dla porównania wybrano dodatkowo dwa obiekty zróżnicowane pod względem środowiska - most drogowy w Łebie zlokalizowany w ciągu drogi 104039 G zarządzanej przez gminę miasta Łeba oraz most drogowy będący w ciągu drogi powiatowej 1661D we Wrocławiu. Analizę przeprowadzono w oparciu o dane z raportów dotyczących przeglądów szczegółowych wybranych obiektów mostowych. Na podstawie danych sporządzono tabelę 2, ze współczynnikami trwałości dla analizowanych obiektów oraz wyznaczono stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji mostów drogowych oraz całkowity czas bezawaryjnej pracy konstrukcji. Brak dokumentacji projektowej wszystkich czterech obiektów mostowych spowodowało przyjęcie do dalszej analizy projektowany okres użytkowania obiektów 100 lat, który został ustalony na podstawie doświadczenia pracowników ZDW w Katowicach oraz w oparciu o wytyczne z działu V Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

Przeprowadzona analiza wykazała, że największy wpływ na stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji mostów drogowych ma zmniejszający współczynnik zależny od rodzaju korozji. Istotna również jest klasa agresywności środowiska, ponieważ zanieczyszczenia powietrza oraz jego zasolenie, przyspiesza postęp zjawiska korozji, co widać w przypadku mostu w Łebie. Natomiast z klasą drogi wiąże się Zimowe Utrzymanie Drogi, a tym samym ilość oraz stężenie środków zapobiegających powstaniu – oblodzenia, gołoledzi, śliskości pośniegowej oraz pozostałości świeżego śniegu w okresach zimowych, które również przyczyniają się do korozji dźwigarów mostowych. Analizowane mosty to obiekty o niskich klasach dróg G lub L, jednak w dwóch ostatnich przypadkach (most we Wrocławiu oraz Łebie) są to mosty będące w ciągu głównych arterii miasta, których utrzymanie w okresie zimowym, jest kluczowe dla infrastruktury miasta. Obiekt zlokalizowany w Wiśle w ciągu drogi wojewódz-



Tabela 2. Dane dotyczące analizowanych rzeczywistych obiektów mostowych [oprac. własne]

Table 2. Data on the analyzed bridges of real [own elaboration]

<b>MOST WISŁA MALINKA – województwo śląskie</b>						
Rodzaj przeszkody	potok Malina	Nr drogi	942	Lokalizacja	km 36+566	
Redukcyjne współczynniki trwałości wg tabeli 1						
$S_A$	$K_R$	$T_W$	$T_i$	$T_D$	$\beta$	$W$
0,98	0,923	0,98	0,90	-	0,96	54
Stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji					$S_T$	0,850
Czas bezawaryjnej pracy konstrukcji pod wpływem korozji					$T_e$	27
<b>MOST NEDZA – województwo śląskie</b>						
Rodzaj przeszkody	rzeka Sumina	Nr drogi	922	Lokalizacja	km 4+772	
Redukcyjne współczynniki trwałości wg tabeli 1						
$S_A$	$K_R$	$T_W$	$T_i$	$T_D$	$\beta$	$W$
0,98	0,825	-	0,94	-	0,96	58
Stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji					$S_T$	0,760
Czas bezawaryjnej pracy konstrukcji pod wpływem korozji					$T_e$	14
<b>MOST ŁĘBA – województwo pomorskie</b>						
Rodzaj przeszkody	rzeka Łęba	Nr drogi	104039 G	Lokalizacja	ul. Sienkiewicza	
Redukcyjne współczynniki trwałości wg tabeli 1						
$S_A$	$K_R$	$T_W$	$T_i$	$T_D$	$\beta$	$W$
0,95	0,700	0,98	1,00	0,94	0,99	18
Stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji					$S_T$	0,647
Czas bezawaryjnej pracy konstrukcji pod wpływem korozji					$T_e$	46
<b>MOST WROCŁAW – województwo dolnośląskie</b>						
Rodzaj przeszkody	śluzza Mieszcząńska	Nr drogi	1661D	Lokalizacja	ul. Sienkiewicza	
Redukcyjne współczynniki trwałości wg tabeli 1						
$S_A$	$K_R$	$T_W$	$T_i$	$T_D$	$\beta$	$W$
0,98	0,891	0,99	0,96	0,96	0,99	81
Stopień skrócenia czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji					$S_T$	0,847
Czas bezawaryjnej pracy konstrukcji pod wpływem korozji					$T_e$	3

kiej 942 prowadzącej z Wisły do Szczyrku przez przełęcz Salmopolską charakteryzującą się ostrym kontem nachylania oraz kilkunastoma ostrymi zakrętami, wymaga ze względów bezpieczeństwa użytkowników drogi idealnego zimowego utrzymania. Warto również zwrócić uwagę, że stan techniczny elementów analizowanych konstrukcji jest najczęściej niepokojący lub niedostateczny, a ostateczna ocena stanu technicznego całych obiektów wynosi 2-3. Bardzo często po przeglądach stwierdza się, że istniejące uszkodzenia mogą stanowić zagrożenie bezpieczeństwa ruchu publicznego lub mogą ograniczyć przydatność obiektu mostowego do użytkowania. Dlatego tak istotna jest konserwacja, renowacja i modernizacja obiektów oraz ich zabezpieczeń antykorozyjnych.

## 5. Wnioski

Przedstawiona metoda szacowania czasu bezawaryjnej pracy konstrukcji z uwzględnieniem korozji jest uzasadniona, a wyniki otrzymane z analizy niosą istotne informacje o obiekcie mostowym o stalowej konstrukcji nośnej pomocnej w przypadku sporządzania raportów z okresowych przeglądów stanu technicz-

nego mostów i wiaduktów. Bezawaryjny czas pracy mostu wyznaczany jest jednak w określonym wieku eksploatowanej konstrukcji, dlatego wydaje się istotnym z uwagi na ciągłość procesu korozji oszacowanie tempa postępowania tego destrukcyjnego zjawiska. Oszacowanie postępu korozji uwzględniając warunki środowiskowe i eksploatacyjne jest istotne w związku z planowanymi pracami modernizacyjnymi i remontowymi. Dlatego, metoda szacowania wpływu korozji na trwałość konstrukcji stalowych drogowych obiektów mostowych jest odpowiednia dla wstępnej szacunkowej analizy konstrukcji, jednak do całkowitego określenia nośności i trwałości z uwzględnieniem zmęczenia materiału oraz szybkości rozwoju korozji stalowych obiektów mostowych niezbędne jest przeprowadzenie dodatkowych obliczeń, co stanowi cel dalszej pracy.

*Podziękowanie. Badania finansowane z Grantu SK-PL-2015-0004*

## Literatura

- [1] Informacje udostępnione przez Zarząd Dróg Wojewódzkich w Katowicach.
- [2] PN-EN 1993-2:2010 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe.
- [3] Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, działu V. Trwałość obiektów inżynierskich, § 153. Okres użytkowania obiektów inżynierskich.
- [4] [http://budownictwopolskie.pl/artykul/charakterystyka\\_stali\\_i\\_konstrukcji\\_stalowych](http://budownictwopolskie.pl/artykul/charakterystyka_stali_i_konstrukcji_stalowych) {dostęp 28.04.2016 r.}.
- [5] Czerepak A., Czudek H., Pryga A., Wysokowski A. Metoda szacowania wpływu korozji na nośność konstrukcji stalowych mostów drogowych. Zalecenia GDDKiA. Wydawnictwo IBDiM, Żmigród, 2003.
- [6] Wysokowski A. Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych. Praca habilitacyjna. Wydawnictwo IBDiM, Warszawa, 2001.
- [7] Chwastek A., Ulewicz M., Problem występowania korozji stalowych drogowych konstrukcji mostowych, [w] Wybrane interdyscyplinarne zagadnienia budownictwa pod red. Nagórski R., Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2015, 259-273.
- [8] PN-EN ISO 12944-2:2001: Farby i lakiery - Ochrona przed korozją konstrukcji stalowych za pomocą ochronnych systemów malarskich - Część 2: Klasyfikacja środowisk.
- [9] Baraniak A., Nowowiejski K. Jak prawidłowo zaprojektować konstrukcję stalową i system jej ochrony przed korozją. Inżynieria Powierzchni, 1/2007, 15-21.
- [10] Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych (Dz.U. z 2015 poz. 460).

## **ANALYSIS OF STABILITY OF STEEL BRIDGE OF DEPENDING ON THE CORROSIVE ENVIRONMENT**

### **S u m m a r y**

The article presents the current statistics on road network Silesian province managed by the Province Road Authority. Shows the amount of the structure depending on the type of the bearing structure. Presents problems concerning the durability of steel bridges taking into account the corrosion current in Poland. Characterizes basic factors affecting the corrosion rate relevant for the assessment of the impact of corrosion on the durability of steel road bridges, among others, weather conditions and factors concerning facility maintenance. Particular attention is paid to the categories of corrosivity of the environment in which they are constructed steel structures, which have a very large impact on the progress and rate of the corrosion process. Procedure to study the effect of corrosion on the durability of the steel bridge structures developed by the Research Institute of Roads and Bridges. Presents a method for calculating the uptime of the structure. Characterized needed to carry out the calculation procedure, reduction coefficients of durability. Based on its analysis of the specified lifetime of the selected design. The calculation is four real bridges with steel girders, which are the supporting structure for the reinforced concrete plate bridge. Selected bridges were built in different areas of the country, characterized by different aggressiveness of the environment - the environment coastal, mountain, urban and neutral. Objects differ in the type of corrosion occurring on the bearing system. Bridges also differ in the age of objects, which has a significant impact on their safety. At the end of the analyzed results obtained from the analysis.

**Keywords:** steel bridges, durability of bridge structures, corrosion

*Przesłano do redakcji: 22.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Witold BASIŃSKI<sup>1</sup>

## WYZNACZANIE CZĘSTOŚCI DRGAŃ WŁASNYCH ORTOGONALNYCH RAM PORTALOWYCH O WĘZŁACH PODATNYCH

W pracy przedstawiono metodę diagnostycznego szacowania rzeczywistej sztywności obrotowej węzłów podatnych w portalowych ramach stalowych na podstawie analizy pierwszej częstości drgań swobodnych. Analizę przeprowadzono dla ram z ryglem podatnie zamocowanym w słupach oraz ram ze słupami podatnie zamocowanymi słupami w fundamentach. Sporządzono wykresy zależności współczynnika  $\lambda^2(k)$  częstości drgań własnych ram w funkcji unormowanego parametru  $k$  sztywności obrotowej węzłów przy stałym stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$ . Wyznaczono pasmo częstości drgań ram portalowych z ryglem podatnie zamocowanym w słupach przy zmiennym stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$ . Wzięto pod uwagę ciągłą zmianę sztywności obrotowej węzłów podatnych począwszy od węzła przegubowego aż do sztywnego zamocowania. Zamieszczono tablicę parametrów dynamicznych  $\lambda^2(k)$  w funkcji unormowanych parametrów sztywności węzłów  $k_1/k_2$ .

**Słowa kluczowe:** sztywność obrotowa, drgania swobodne, pasmo częstości drgań

### 1. Wprowadzenie

Ramy portalowe są podstawowymi układami nośnymi hal przemysłowych oraz obiektów użyteczności publicznej. Wykonuje się je zazwyczaj w konstrukcji stalowej łącząc słupy z fundamentami oraz rygle ze słupami poprzez połączenia śrubowe. Obecnie stosowane metody obliczeniowe konstrukcji [6, 10, 17] umożliwiają traktowanie węzłów w ramach portalowych jako podatnych. Wprowadzana do obliczeń sztywność węzłów jest wartością teoretyczną mogącą różnić się od wielkości występującej w konstrukcji rzeczywistej.

Na odchylenie od wartości pomierzonej na konstrukcji rzeczywistej ram sztywności obrotowej węzłów wpływ mają losowe imperfekcje geometryczne rygli, słupów oraz połączeń. Odchylnie od obliczeniowej sztywności zamocowania rygli i słupów wpływa na przemieszczenia poziome ram, a w konsekwencji na długości wyboczeniowe słupów, czyli na obliczeniową nośność elementów ram.

---

<sup>1</sup> Witold Basiński, Politechnika Śląska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Akademicka 2A, 44-100 Gliwice; tel. 322371127; witold.basinski@polsl.pl

Powoduje to zmianę rozkładu sił wewnętrznych i bezpieczeństwa całego ustroju konstrukcyjnego [12].

Badaniem, rozwiązaniami teoretycznymi oraz analizą MES dotyczącymi analizy dynamicznej ram z węzłami podatnymi zajmowało się wielu autorów [1, 7, 8, 9, 13, 16]. Analizowano wpływ przekroju prętów ram, tłumienia oraz sztywności obrotowej węzłów na postacie drgań własnych. W pracach [2, 3, 4, 5, 11] wykazano, iż wszelkie anomalie jakości konstrukcji mają swoje odbicie w parametrach drgań swobodnych np.: zwiększone tłumienie sygnalizuje możliwość występowania poślizgowego tarcia w połączeniach, odkształceń plastycznych zwłaszcza w połączeniach doczołowych. Ponadto mniejsze od oczekiwanych częstotliwości drgań własnych ramy sygnalizują między innymi: możliwość występowania rygli, słupów lub węzłów o mniejszym przekroju, uszkodzeń mechanicznych elementów ram lub węzłów.

Przedmiotem pracy jest ocena rzeczywistej sztywności obrotowej węzłów podatnych występujących w portalowych ramach stalowych na podstawie analizy pierwszej częstotliwości drgań swobodnych.

Przeprowadzono analizę teoretyczną częstotliwości drgań własnych w funkcji sztywności obrotowej węzłów podatnych rygla ze słupami oraz słupów z fundamentami w portalowych ramach stalowych. Analizę wykonano dla czterech rodzajów ram. Wzięto pod uwagę ramy z rygłem podatnie zamocowanym w słupach oraz ramy ze słupami podatnie zamocowanymi w fundamentach.

Oszacowano wpływ sztywności obrotowej węzłów rygli i słupów na pierwszą częstotliwość drgań własnych ram przy ciągłym rozkładzie masy. W przypadku masy ciągłej wykorzystano znaną macierz sztywności dynamicznej elementu belkowego i stosując metodę przemieszczeń otrzymano macierze sztywności ram z uwzględnieniem sztywności obrotowej węzłów rygli i słupów.

Na podstawie przeprowadzonej analizy sporządzono wykresy zależności współczynnika  $\lambda^2(k)$  oczekiwanych częstotliwości drgań własnych  $\omega$  ram w funkcji unormowanego parametru  $k$  sztywności zamocowania rygli i słupów przy stałym stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$ . Wyznaczono pasmo częstotliwości drgań ram portalowych przy zmiennym stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$ . Wzięto pod uwagę ciągłą zmianę sztywności obrotowej węzłów podatnych począwszy od węzła przegubowego aż do sztywnego zamocowania.

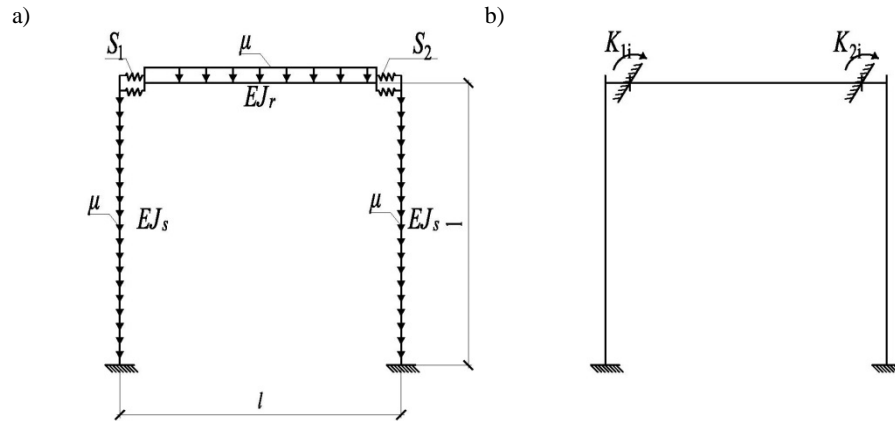
## **2. Oszacowanie wpływu sztywności rygla na częstotliwość drgań własnych ram**

### **2.1. Rama portalowa z rygłem podatnie zamocowanym w słupach oraz sztywnym zamocowaniu słupów w fundamentach**

W pierwszym etapie analizowano wpływ sztywności zamocowania rygla w słupach na częstotliwość drgań ram portalowych.

Na rysunku 1a przedstawiono schemat statyczny ramy portalowej o węzłach podatnych łączących rygiel ze słupami oraz sztywno zamocowanych słupach. Na rysunku 1 b zilustrowano schemat metody przemieszczeń.

W przedstawionej ramie portalowej wyznaczono wpływ sztywności obrotowej węzłów podatnych rygiela ze słupami  $S_{1,2}$  na częstość drgań własnych  $\omega$  przy ciągłym rozkładzie masy  $\mu$ .



Rys. 1. Rama portalowa z rygiel podatnie zamocowanym w słupach oraz sztywnym zamocowaniu słupów w fundamentach - ciągły rozkład masy  $\mu$  (a); schemat metody przemieszczeń (b)

Fig. 1. Portal frame with a girder semi-rigid mounted on columns and the rigid attaching columns – continuous mass distribution  $\mu$  (a); a schematic of the displacement method (b)

Do oszacowania częstości drgań własnych  $\omega$  ramy portalowej w przypadku ciągłego rozkładu masy wykorzystano znaną macierz (1) sztywności dynamicznej pręta stosowaną do obliczania ram [14, 15]. Pominięto wpływ odkształcalności osiowej prętów. Spowodowało to redukcję wektora przemieszczeń do postaci pięcioelementowej, a wraz z nim redukcję macierzy sztywności dynamicznej do rozmiaru 5x5 (z 6x6). Pominięcie odkształcalności osiowej prętów powoduje minimalne zwiększenie poszukiwanej pierwszej częstości drgań.

$$K(\lambda) = \begin{bmatrix} \frac{-EJ}{l^3} \lambda^4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EJ}{l^3} F_5(\lambda) & \frac{-EJ}{l^3} F_6(\lambda) & \frac{EJ}{l^2} F_3(\lambda) & \frac{EJ}{l^2} F_4(\lambda) \\ 0 & \frac{-EJ}{l^3} F_6(\lambda) & \frac{EJ}{l^3} F_5(\lambda) & \frac{-EJ}{l^2} F_4(\lambda) & \frac{-EJ}{l^2} F_3(\lambda) \\ 0 & \frac{EJ}{l^2} F_3(\lambda) & \frac{-EJ}{l^2} F_4(\lambda) & \frac{EJ}{l} F_1(\lambda) & \frac{EJ}{l} F_2(\lambda) \\ 0 & \frac{EJ}{l^2} F_4(\lambda) & \frac{-EJ}{l^2} F_3(\lambda) & \frac{EJ}{l} F_2(\lambda) & \frac{EJ}{l} F_1(\lambda) \end{bmatrix} \quad (1)$$

gdzie  $F_1(\lambda)$  do  $F_6(\lambda)$  są funkcjami zależnymi od stabelaryzowanych funkcji Kryłowa:

$$\begin{aligned} F_1(\lambda) &= \lambda \frac{\cosh(\lambda) \sin(\lambda) - \sinh(\lambda) \cos(\lambda)}{1 - \cosh(\lambda) \cos(\lambda)}; & F_2(\lambda) &= \lambda \frac{\sinh(\lambda) - \sin(\lambda)}{1 - \cosh(\lambda) \cos(\lambda)}; \\ F_3(\lambda) &= \frac{\lambda^2 \sinh(\lambda) \sin(\lambda)}{1 - \cosh(\lambda) \cos(\lambda)}; & F_4(\lambda) &= \lambda^2 \frac{\cosh(\lambda) - \cos(\lambda)}{1 - \cosh(\lambda) \cos(\lambda)}; \\ F_5(\lambda) &= \lambda^3 \frac{\cosh(\lambda) \sin(\lambda) + \sinh(\lambda) \cos(\lambda)}{1 - \cosh(\lambda) \cos(\lambda)}; & F_6(\lambda) &= \lambda^3 \frac{\sinh(\lambda) + \sin(\lambda)}{1 - \cosh(\lambda) \cos(\lambda)} \end{aligned} \quad (2)$$

Częstość drgań własnych pierwszego rzędu  $\omega$  wyznaczono z zależności (3)[15]:

$$\lambda^4 = \frac{\mu \omega^2 l^4}{EJ} \quad \text{---} > \quad \omega = \lambda^2 \sqrt{\frac{EJ}{\mu l^4}} \quad (3)$$

gdzie:  $\lambda$  – współczynnik częstości drgań własnych;

$\mu$  – ciągły rozkład masy [kg/m];

$l$  – długość elementu [m];

$EJ$  – sztywność giętna [kNm<sup>2</sup>].

W celu budowy globalnej macierzy sztywności dynamicznej ramy z uwzględnieniem sztywności obrotowej węzłów  $S_{1,2}$  rygla i słupów zastosowano metodę przemieszczeń (rys. 1b). Na podstawie jednostkowych macierzy obrotów i przemieszczeń poszczególnych prętów ramy, przyporządkowując unormowane parametry sztywności  $k_i$  węzłom, zbudowano globalną macierz sztywności dynamicznej z uwzględnieniem sztywności obrotowej węzłów rygla i słupów. W przypadku szczególnym, czyli przy równej sztywności rygli i słupów  $EJ_s/EJ_r=1$  przyjmuje ona postać (4):

$$K1(\lambda) = \begin{bmatrix} \frac{2EJF_1(\lambda)}{l} + k_1 a & \frac{EJF_2(\lambda)}{l} & \frac{-EJF_3(\lambda)}{l^2} \\ \frac{EJF_2(\lambda)}{l} & \frac{2EJF_1(\lambda)}{l} + k_2 a & \frac{EJF_3(\lambda)}{l^2} \\ \frac{-EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{2EJF_5(\lambda)}{l} - \frac{EJ\lambda^4}{l^3} \end{bmatrix} \quad (4)$$

gdzie:

$$k_{1,2} = \frac{S_{1,2}}{S_R} = \frac{S_{1,2}}{aEJ/l} = \frac{S_{1,2}l}{aEJ} \quad \text{oraz} \quad a = 25 \quad (5)$$

są unormowanymi parametrami sztywności obrotowej węzła mieszczącymi się w przedziale 0 (przegub idealny)  $<k_{1,2}<1$  (węzeł sztywny). Graniczną sztywności węzła  $S_R$  przyjęto równą  $25EJ/l$  zgodnie z EC3 [17].



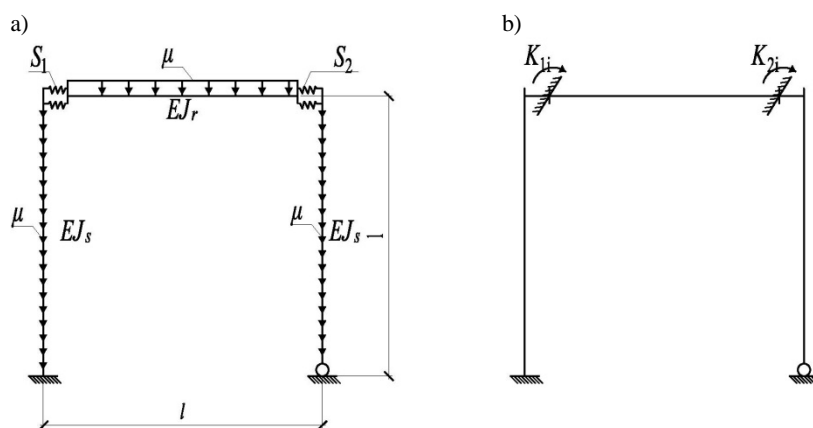
Przyrównując wyznacznik macierzy sztywności dynamicznej ramy (4) do zera otrzymano równanie (6):

$$\begin{aligned} &8F_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - k_2 a F_3^2(\lambda) - 4F_1(\lambda)F_3^2(\lambda) - 2F_2(\lambda)F_3^2(\lambda) - k_1 a F_3^2(\lambda) - \\ &2F_2^2(\lambda)F_5(\lambda) - 4\lambda^4 F_1^2(\lambda) + \lambda^4 F_2^2(\lambda) + 2k_1 k_2 a^2 F_5(\lambda) - \lambda^4 k_1 k_2 a^2 + \\ &4k_1 a F_1(\lambda)F_5(\lambda) + 4k_2 a F_1(\lambda)F_5(\lambda) - 2\lambda^4 k_1 a F_1(\lambda) - 2\lambda^4 k_2 a F_1(\lambda) = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

Z równania (6) przy zadanych unormowanych parametrach sztywności obrotowej  $k_1$ ,  $k_2$  wyznaczono współczynnik częstości drgań własnych  $\lambda^2$  ramy parterowej o podatnie zamocowanym ryglu w słupach i sztywnym zamocowaniu słupów w fundamentach.

## 2.2. Rama portalowa z rygłem podatnie zamocowanym w słupach oraz sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów w fundamentach

Na rysunku 2a pokazano schemat ramy portalowej z rygłem podatnie zamocowanym w słupach oraz sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów w fundamentach przy ciągłym rozkładzie masy  $\mu$ .



Rys. 2. Rama portalowa z rygłem podatnie zamocowanym w słupach oraz o sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów – ciągły rozkład masy  $\mu$  (a); schemat metody przemieszczeń (b)

Fig. 2. Portal frame with a girder semi-rigid mounted on columns and the rigid and pinned attaching columns – continuous mass distribution  $\mu$  (a); a schematic of the displacement method (b)

Korzystając z metody przemieszczeń (rys. 2b) zbudowano globalną macierz sztywności dynamicznej ramy z uwzględnieniem sztywności obrotowej węzłów rygla i słupów, która dla przypadku szczególnego przy  $EJ_c/EJ_r = 1$  przybiera postać (7):

$$K^2(\lambda) = \begin{bmatrix} \frac{2EJF_1(\lambda)}{l} + k_1a & \frac{EJF_2(\lambda)}{l} & \frac{-EJF_3(\lambda)}{l^2} & 0 \\ \frac{EJF_2(\lambda)}{l} & \frac{2EJF_1(\lambda)}{l} + k_2a & \frac{EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_2(\lambda)}{l} \\ \frac{-EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{2EJF_5(\lambda)}{l} - \frac{EJ\lambda^4}{l^3} & \frac{EJF_4(\lambda)}{l^2} \\ 0 & \frac{EJF_2(\lambda)}{l} & \frac{EJF_4(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_1(\lambda)}{l} \end{bmatrix} \quad (7)$$

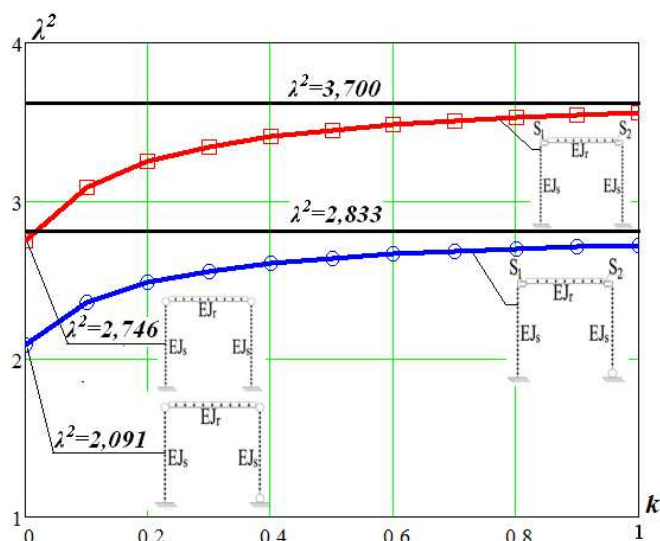
Z przyrównania wyznacznika macierzy sztywności dynamicznej ramy (7) do zera otrzymano równanie (8):

$$\begin{aligned} & F_2^2(\lambda)F_3^2(\lambda) - 4F_1^2(\lambda)F_4^2(\lambda) - 4F_1^2(\lambda)F_3^2(\lambda) + F_2^2(\lambda)F_4^2(\lambda) + 8F_1^3(\lambda)F_5(\lambda) - \\ & 4\lambda^4 F_1^3(\lambda) - k_1aF_1(\lambda)F_3^2(\lambda) - 2k_1aF_1(\lambda)F_4^2(\lambda) - k_2aF_1(\lambda)F_3^2(\lambda) + 4k_1aF_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - \\ & 2k_2aF_1(\lambda)F_4^2(\lambda) - 2k_1aF_2^2(\lambda)F_5(\lambda) + 4k_2aF_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - 2\lambda^4 k_1aF_1^2(\lambda) + \lambda^4 k_1aF_2^2(\lambda) - \\ & 2k_2aF_1^2(\lambda) - 2F_1(\lambda)F_2(\lambda)F_3^2(\lambda) - 6F_1(\lambda)F_2^2(\lambda)F_5(\lambda) + 2F_2^2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) + \\ & 3\lambda^4 F_1(\lambda)F_2^2(\lambda) - k_1k_2a^2 F_4^2(\lambda) + 2k_1k_2a^2 F_1(\lambda)F_5(\lambda) - \lambda^4 k_1k_2a^2 F_1(\lambda) + \\ & 2k_1k_2a^2 F_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) + 4F_1(\lambda)F_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

Na podstawie równania (8) przy zadanych unormowanych parametrach sztywności obrotowej  $k_1$  i  $k_2$ , wyznaczono współczynnik częstości drgań własnych  $\lambda^2$  ramy o podatnym zamocowaniu rygła w słupach oraz sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów w fundamentach. Współczynniki  $\lambda^2$  w przypadku obydwu ram uwzględniają ciągłą zmianę sztywności począwszy od węzła przegubowego aż do sztywnego zamocowania rygła w słupach, zilustrowaną ciągłą zmianą częstości drgań.

Na rysunku 3 przedstawiono wykresy zależności  $\lambda^2(k)$  ram o podatnie zamocowanym rygłu w słupach zależne od unormowanego parametru sztywności  $k$  węzłów rygła i słupa zawartej w przedziale  $0 < k_1 = k_2 < 1$  dla przypadku szczególnego przy  $EJ_r/EJ_f = 1$ . Wykresy obrazują wpływ sztywności obrotowej węzłów rygli i słupów na pierwszą częstość drgań własnych ram.

W tabeli 1 zawarto parametry  $\lambda^2$  w funkcji unormowanego parametru sztywności obrotowej węzłów rygła i słupów  $k$  służące do interpolacyjnego wyznaczenia sztywności obrotowej węzłów w jednonawowych ramach portalowych.



Rys. 3. Współczynniki  $\lambda^2$  częstości drgań własnych ram portalowych o podatnie zamocowanym ryglu w słupach w funkcji unormowanego parametru sztywności obrotowej  $k$  węzła rygla i słupów

Fig. 3. The coefficients of  $\lambda^2$  frequency vibration portal frames semi-rigid mounted on the girder in the columns as a function of normalized parameter rotational stiffness  $k$  joint girder and columns

Tabela 1. Współczynniki  $\lambda^2$  dla unormowanego parametru sztywności węzłów rygla i słupów  $k_1$  i  $k_2$

Table 1. The coefficients  $\lambda^2$  for a normalized stiffness joint girder and column  $k_1$  and  $k_2$

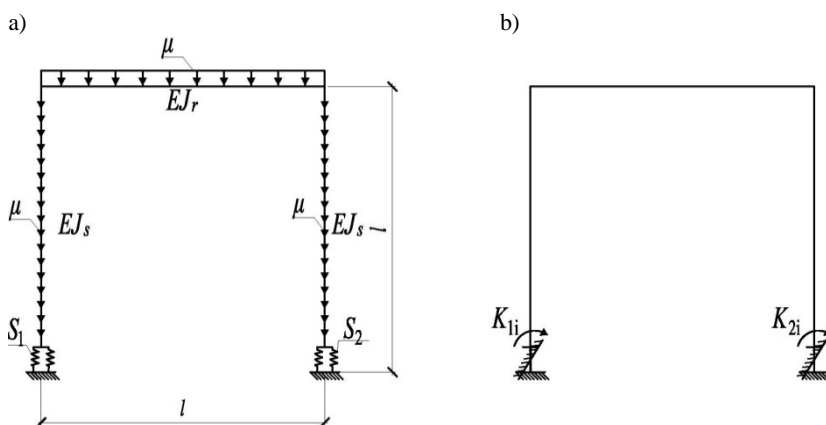
Rama o podatnie zamocowanym ryglu w słupach oraz sztywnym zamocowaniu słupów											
$k_1/k_2$	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	2,746	2,935	3,040	3,106	3,152	3,185	3,211	3,231	3,248	3,261	3,272
0,1	2,935	3,087	3,173	3,228	3,266	3,295	3,316	3,333	3,347	3,358	3,368
0,2	3,040	3,173	3,249	3,298	3,332	3,357	3,377	3,392	3,405	3,415	3,424
0,3	3,106	3,228	3,298	3,343	3,375	3,399	3,417	3,431	3,442	3,452	3,460
0,4	3,152	3,266	3,332	3,375	3,405	3,427	3,444	3,458	3,469	3,478	3,486
0,5	3,185	3,295	3,357	3,399	3,427	3,449	3,465	3,478	3,489	3,497	3,505
0,6	3,211	3,316	3,377	3,417	3,444	3,465	3,481	3,494	3,504	3,512	3,520
0,7	3,231	3,333	3,392	3,431	3,458	3,478	3,494	3,506	3,516	3,524	3,531
0,8	3,248	3,347	3,405	3,442	3,469	3,489	3,504	3,516	3,526	3,534	3,541
0,9	3,261	3,358	3,415	3,452	3,478	3,497	3,512	3,524	3,534	3,542	3,549
1,0	3,272	3,368	3,424	3,460	3,486	3,505	3,520	3,531	3,541	3,549	3,555
Rama o podatnie zamocowanym ryglu w słupach oraz sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów											
$k_1/k_2$	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	2,091	2,288	2,395	2,462	2,508	2,542	2,568	2,588	2,604	2,617	2,629
0,1	2,192	2,360	2,453	2,512	2,553	2,583	2,606	2,624	2,638	2,651	2,661
0,2	2,245	2,398	2,484	2,539	2,577	2,605	2,627	2,644	2,658	2,669	2,698
0,3	2,278	2,422	2,504	2,556	2,593	2,620	2,640	2,657	2,670	2,681	2,704
0,4	2,300	2,439	2,517	2,568	2,603	2,629	2,650	2,665	2,678	2,689	2,698
0,5	2,316	2,451	2,527	2,577	2,611	2,637	2,656	2,672	2,685	2,695	2,704
0,6	2,329	2,460	2,535	2,583	2,617	2,642	2,661	2,677	2,689	2,700	2,708
0,7	2,338	2,467	2,541	2,588	2,622	2,647	2,666	2,681	2,693	2,703	2,712
0,8	2,346	2,473	2,545	2,592	2,626	2,650	2,669	2,684	2,696	2,706	2,715
0,9	2,352	2,477	2,549	2,596	2,629	2,653	2,672	2,686	2,699	2,709	2,717
1,0	2,357	2,481	2,552	2,599	2,631	2,655	2,674	2,689	2,701	2,711	2,719

### 3. Oszacowanie wpływu sztywności zamocowania słupów na częstość drgań własnych ram

#### 3.1. Rama portalowa ze słupami podatnie zamocowanymi w fundamentach i sztywno zamocowanym ryglu

W kolejnym etapie przeanalizowano wpływ sztywności zamocowania słupów w fundamentach na zmianę częstości drgań własnych ram portalowych.

Na rysunku 4a zilustrowano schemat statyczny rama portalowej o podatnym zamocowaniu słupów w fundamentach i sztywnych węzłach łączących rygiel ze słupami. Na rysunku 4 b przedstawiono schemat metody przemieszczeń.



Rys. 4. Rama portalowa o podatnym zamocowaniu słupów oraz sztywno zamocowanym ryglu – ciągły rozkład masy  $\mu$  (a) oraz schemat metody przemieszczeń (b)

Fig. 4. Portal frame of semirigid fixing columns and rigid mounted girder – continuous mass distribution  $\mu$  (a) and a schematic of the displacement method (b)

Korzystając z metody przemieszczeń (rys. 4 b) zbudowano globalną macierz sztywności dynamicznej rama z uwzględnieniem sztywności obrotowej węzłów słupów i fundamentów, która w przypadku szczególnym przy  $EJ_s/EJ_r=1$  przybiera postać (9):

$$K3(\lambda) = \begin{bmatrix} \frac{EJF_1(\lambda)}{l} + k_1 a & \frac{-EJF_4(\lambda)}{l^2} & 0 \\ \frac{-EJF_4(\lambda)}{l^2} & \frac{2EJF_5(\lambda)}{l^3} - \frac{EJ\lambda^4}{l^3} & \frac{EJF_4(\lambda)}{l^2} \\ 0 & \frac{EJF_4(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_1(\lambda)}{l} + k_2 a \end{bmatrix} \quad (9)$$

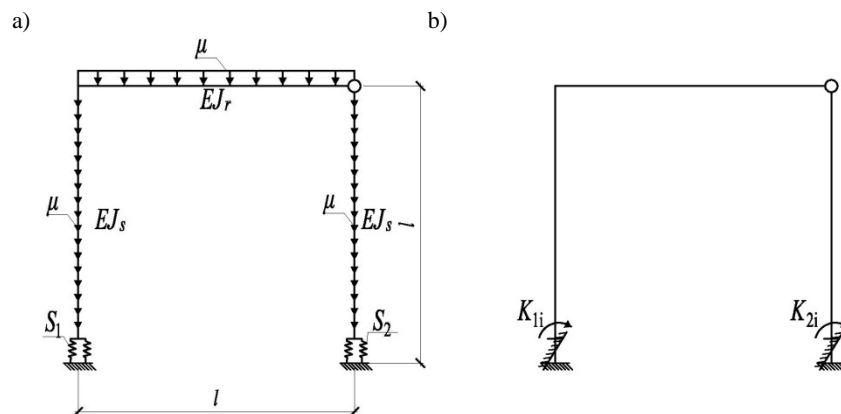
W wyniku przyrównania wyznacznika macierzy sztywności dynamicznej ramy (9) do zera otrzymano równanie (10):

$$\begin{aligned} & -k_2 a F_4^2(\lambda) - k_1 a F_4^2(\lambda) + 2F_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - 2F_1(\lambda)F_4(\lambda) - 2\lambda^4 F_1^2(\lambda) + 2k_1 k_2 a^2 F_5(\lambda) \\ & - \lambda^4 k_1 k_2 a^2 + 2k_1 a F_1(\lambda)F_5(\lambda) + 2k_2 a F_1(\lambda)F_5(\lambda) - \lambda^4 k_1 a F_1(\lambda) - \lambda^4 k_2 a F_1(\lambda) = 0 \end{aligned} \quad (10)$$

z którego dla zadanych unormowanych parametrów sztywności obrotowej  $k_1$ ,  $k_2$ , wyznaczono współczynnik częstości drgań własnych  $\lambda^2$  ramy portalowej o podanym zamocowaniu słupów w fundamentach i sztywnych węzłach ryglu i słupów.

### 3.2. Rama portalowa ze słupami podatnie zamocowanymi w fundamentach oraz sztywno i przegubowo zamocowanym ryglu

Na rysunku 5a przedstawiono schemat ramy portalowej o podatnym zamocowaniu słupów w fundamentach oraz sztywno i przegubowo zamocowanym ryglu w słupach ramy przy ciągłym rozkładzie masy  $\mu$ .



Rys. 5. Rama portalowa o podatnym zamocowaniu słupów oraz sztywno i przegubowo zamocowanym ryglu – ciągły rozkład masy  $\mu$  (a) oraz schemat metody przemieszczeń (b)

Fig. 5. Portal frame of semirigid fixing columns and rigid and pinned mounted girder – continuous mass distribution  $\mu$  (a) and a schematic of the displacement method (b)

Globalną macierz sztywności dynamicznej ramy z uwzględnieniem sztywności obrotowej węzłów łączących słupy z fundamentami zbudowano na podstawie macierzy sztywności dynamicznej pręta (1) wg metody przemieszczeń. Macierz dla przypadku szczególnego przy  $EJ_s/EJ_r=1$  obrazuje zależność (11):

$$K4(\lambda) = \begin{bmatrix} \frac{EJF_1(\lambda)}{l} + k_1a & 0 & \frac{-EJF_4(\lambda)}{l^2} & 0 \\ 0 & \frac{2EJF_1(\lambda)}{l} & \frac{EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_2(\lambda)}{l} \\ \frac{-EJF_4(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_3(\lambda)}{l^2} & \frac{2EJF_5(\lambda)}{l^3} - \frac{EJ\lambda^4}{l^3} & \frac{EJF_4(\lambda)}{l^2} \\ 0 & \frac{EJF_2(\lambda)}{l} & \frac{EJF_4(\lambda)}{l^2} & \frac{EJF_1(\lambda)}{l} + k_2a \end{bmatrix} \quad (11)$$

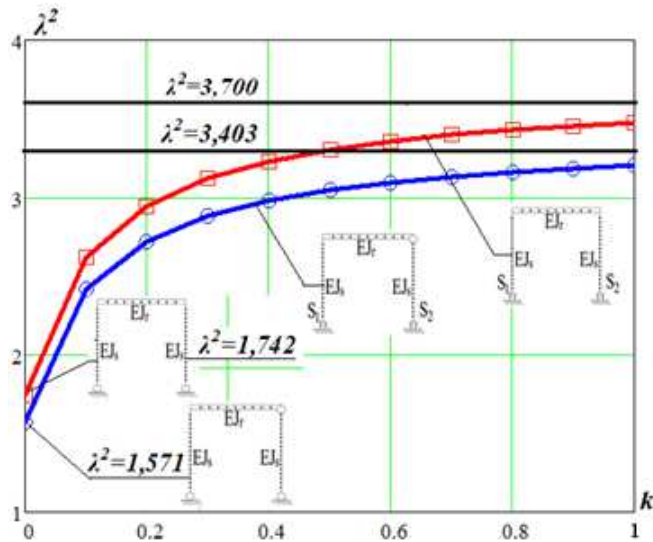
W wyniku przyrównania wyznacznika macierzy sztywności dynamicznej ramy (9) do zera otrzymano równanie (12):

$$\begin{aligned} & F_2^2(\lambda)F_4^2(\lambda) - 4F_1^2(\lambda)F_4^2(\lambda) - F_1^2(\lambda)F_3^2(\lambda) + 4F_1^3(\lambda)F_5(\lambda) - 2\lambda^4F_1^3(\lambda) - \\ & k_1aF_1(\lambda)F_3^2(\lambda) - 2k_1aF_1(\lambda)F_4^2(\lambda) + k_2aF_1(\lambda)F_3^2(\lambda) + 4k_1aF_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - \\ & 2k_2aF_1(\lambda)F_4^2(\lambda) - 2k_1aF_2^2(\lambda)F_5(\lambda) + 4k_2aF_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - 2\lambda^4k_1aF_1^2(\lambda) + \\ & \lambda^4k_1aF_2^2(\lambda) - 2\lambda^4k_2aF_1^2(\lambda) - 2F_1(\lambda)F_2^2(\lambda)F_5(\lambda) + \lambda^4F_1(\lambda)F_2^2(\lambda) - \\ & k_1k_2a^2F_3^2(\lambda) + 4k_1k_2a^2F_1(\lambda)F_5(\lambda) - 2\lambda^4k_1k_2a^2F_1(\lambda) + 2k_1aF_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) + \\ & 2F_1(\lambda)F_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

Z równania (12) wyznaczono współczynnik częstości drgań własnych  $\lambda^2$  ramy o podatnym zamocowaniu słupów w fundamentach oraz sztywnym i przegubowym zamocowaniu rygła w słupach przy zadanych unormowanych parametrach sztywności zamocowania słupów  $k_1$  i  $k_2$ . W przypadku obu ram o podatnie zamocowanych słupach we współczynnikach  $\lambda^2$  uwzględniono ciągłą zmianę sztywności obrotowej począwszy od węzła przegubowego aż do sztywnego zamocowania słupów w fundamentach.

Na rys. 6 zilustrowano wykresy zależności  $\lambda^2(k)$  ram z podatnie zamocowanymi słupami przy sztywno zamocowanym rygłu oraz sztywno i podatnie zamocowanym rygłu w słupach zależne od unormowanego parametru sztywności  $k$  węzłów słupów i fundamentów. Parametry  $k_{1,2}$  zawarto w przedziale  $0 < k_1 = k_2 < 1$ . Wykresy obrazują wpływ sztywności obrotowej węzłów łączących słupy z fundamentami na pierwszą częstość drgań własnych ram.

W tabeli 2 zawarto parametry  $\lambda^2$  w funkcji unormowanego parametru sztywności obrotowej węzłów łączących słupy z fundamentami  $k$  służące do interpolacyjnego wyznaczania sztywności obrotowej węzłów w jednonawowych ramach portalowych o podatnym zamocowaniu słupów w fundamentach.



Rys. 6. Współczynniki  $\lambda^2$  częstości drgań własnych ram portalowych o podatnym zamocowaniu słupów w funkcji unormowanego parametru sztywności obrotowej  $k$  połączenia rygła ze słupami

Fig. 6. The coefficients of  $\lambda^2$  frequency vibration portal frames of pinned fixing columns as a function of normalized parameter rotational stiffness  $k$  mounting columns

Tabela 2. Współczynniki  $\lambda^2$  dla unormowanego parametru sztywności zamocowania słupa  $k_1$  i  $k_2$

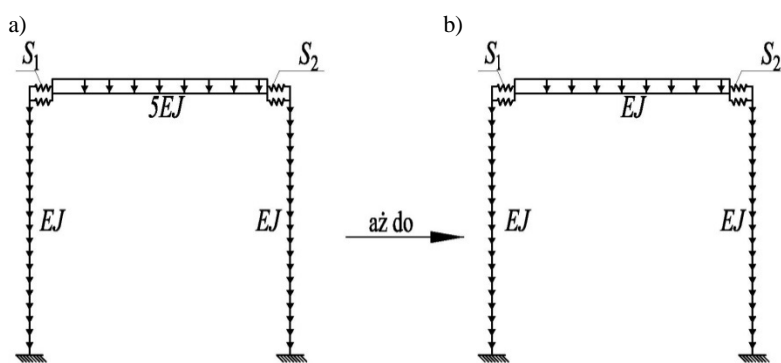
Table 2. The coefficients  $\lambda^2$  for a normalized stiffness fixing column  $k_1$  and  $k_2$

Rama o podatnym zamocowaniu słupów w fundamentach oraz sztywno zamocowanym ryglu											
$k_1/k_2$	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,742	2,213	2,398	2,498	2,560	2,603	2,634	2,658	2,676	2,691	2,704
0,1	2,213	2,619	2,785	2,876	2,933	2,972	3,001	3,023	3,040	3,054	3,065
0,2	2,398	2,785	2,945	3,033	3,088	3,126	3,154	3,175	3,192	3,206	3,217
0,3	2,498	2,876	3,033	3,119	3,173	3,211	3,238	3,259	3,276	3,289	3,300
0,4	2,560	2,933	3,088	3,173	3,227	3,265	3,292	3,313	3,329	3,342	3,353
0,5	2,603	2,972	3,126	3,211	3,265	3,302	3,329	3,349	3,366	3,379	3,390
0,6	2,634	3,001	3,154	3,238	3,292	3,329	3,356	3,376	3,393	3,406	3,417
0,7	2,658	3,023	3,175	3,259	3,313	3,349	3,376	3,397	3,413	3,426	3,437
0,8	2,676	3,040	3,192	3,276	3,329	3,366	3,393	3,413	3,429	3,442	3,453
0,9	2,691	3,054	3,206	3,289	3,342	3,379	3,406	3,426	3,442	3,455	3,466
1,0	2,704	3,065	3,217	3,300	3,353	3,390	3,417	3,437	3,453	3,466	3,477
Rama o podatnym zamocowaniu słupów w fundamentach oraz sztywno i przegubowo zamocowanym ryglu											
$k_1/k_2$	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,571	2,094	2,293	2,400	2,467	2,513	2,546	2,571	2,591	2,607	2,620
0,1	1,958	2,417	2,601	2,700	2,762	2,805	2,837	2,860	2,879	2,894	2,907
0,2	2,101	2,542	2,720	2,817	2,878	2,920	2,951	2,974	2,993	3,007	3,020
0,3	2,176	2,608	2,784	2,880	2,940	2,982	3,012	3,035	3,053	3,068	3,080
0,4	2,222	2,649	2,824	2,919	2,979	3,020	3,050	3,073	3,091	3,106	3,118
0,5	2,253	2,677	2,851	2,945	3,005	3,046	3,076	3,099	3,117	3,131	3,143
0,6	2,276	2,698	2,870	2,964	3,024	3,065	3,095	3,118	3,135	3,150	3,162
0,7	2,293	2,713	2,885	2,979	3,038	3,079	3,109	3,132	3,150	3,164	3,176
0,8	2,306	2,725	2,897	2,990	3,050	3,090	3,120	3,143	3,161	3,175	3,187
0,9	2,317	2,735	2,906	3,000	3,059	3,099	3,129	3,152	3,170	3,184	3,196
1,0	2,326	2,743	2,914	3,007	3,066	3,107	3,137	3,159	3,177	3,192	3,204

#### 4. Pasma częstości drgań własnych ram portalowych o podatnie zamocowanym ryglu

W przypadku ram parterowych zmiana sztywności obrotowej węzłów powoduje zmianę częstości drgań własnych ram oraz zmianę momentów zginających w słupach i ryglu. Efekt zmiennej częstości drgań oraz zmiany rozkładu momentów zginających występuje również przy stałej sztywności obrotowej połączeń oraz przy zmiennym stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$ .

Zjawisko zmiennej częstości drgań przy zmiennym stosunku sztywności słupa do rygla zobrazowano na przykładzie ram o podatnie zamocowanym ryglu. Wyznaczono pasmo częstości drgań jako zależność  $\lambda^2$  od  $EJ_s/EJ_r$  dla ramy portalowej o sztywnym zamocowaniu słupów w fundamentach oraz ramy o sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów. Przyjęto zmienny stosunek sztywności słupów do rygla począwszy od  $EJ_s/EJ_r=0,2$  aż do  $EJ_s/EJ_r=1$  (rys. 7).



Rys. 7. Zmienny stosunek słupów do rygla w ramie portalowej o podatnie zamocowanym ryglu

Fig. 7. Variable ratio columns to girder in the portal frame of the semirigid mounted girder

Oznacza to konieczność wprowadzenia do macierzy sztywności dynamicznej (1) rygli ram zmiennych (13):

$$EJ_r = nEJ_s \quad i \quad \lambda_n = \left(\frac{1}{n}\right)^{1/4} \lambda \quad (13)$$

gdzie:  $n = 1, 2, 3, 4$  oraz  $5$ .

Po uwzględnieniu powyższych warunków zbudowano globalne macierze sztywności dynamicznej ram. Na podstawie wyznaczników przyrównanych do zera otrzymano ogólne równania (14) oraz (15) zmiany częstości drgań własnych ram przy zadanych unormowanych parametrach sztywności obrotowej  $k_1$  i  $k_2$  za-



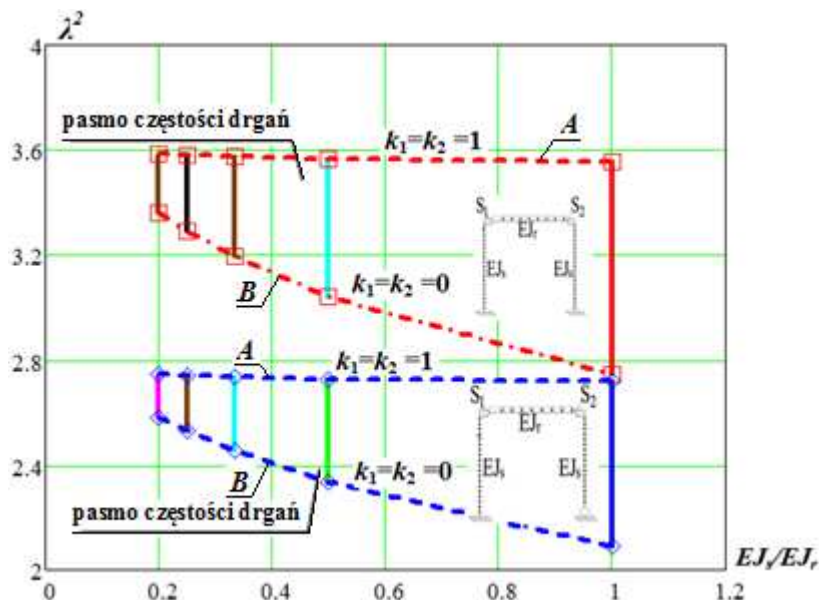
wierające pasmo częstości drgań przy zmiennym stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$ . Równanie (14) odnosi się do ramy portalowej o sztywnym zamocowaniu słupów w fundamentach, a (15) do ramy o sztywnym i przegubowym zamocowaniu słupów przy podatnie zamocowanym w obu przypadkach ryglu:

$$\begin{aligned}
& 2n^2 F_5(\lambda)F_1^2(\lambda_n) - 2nF_3^2(\lambda)F_2(\lambda_n) - 2nF_3^2(\lambda)F_1(\lambda_n) - 2n^2 F_5(\lambda)F_2^2(\lambda_n) - \\
& n^2 \lambda^4 F_1^2(\lambda_n) + n^2 \lambda^4 F_2^2(\lambda_n)^2 - k_1 a F_3^2(\lambda) - k_2 a F_3^2(\lambda) - 2F_1(\lambda)F_3^2(\lambda) + \\
& 2F_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - \lambda^4 F_1^2(\lambda) + 2nk_1 a F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) + 2nk_2 a F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) - n\lambda^4 k_1 a F_1(\lambda_n) - \\
& n\lambda^4 k_2 a F_1(\lambda_n) + 4nF_1(\lambda)F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) + 2k_1 k_2 a^2 F_5(\lambda) - 2n\lambda^4 F_1(\lambda)F_1(\lambda_n) - \\
& \lambda^4 k_1 k_2 a^2 + 2k_1 a F_1(\lambda)F_5(\lambda) + 2k_2 a F_1(\lambda)F_5(\lambda) - \lambda^4 k_1 a F_1(\lambda) - \lambda^4 k_2 a F_1(\lambda) = 0
\end{aligned} \quad (14)$$

oraz:

$$\begin{aligned}
& F_2^2(\lambda)F_3^2(\lambda) - F_1^2(\lambda)F_4^2(\lambda) - 2F_1^2(\lambda)F_3^2(\lambda) - n^2 F_4^2(\lambda)F_1^2(a) + n^2 F_4^2(\lambda)F_2^2(\lambda_n) + \\
& 2F_1^3(\lambda)F_5(\lambda) + \lambda^4 F_1^3(\lambda) - k_1 a F_1(\lambda)F_3^2(\lambda) - k_1 a F_1(\lambda)F_4^2(\lambda) - k_2 a F_1(\lambda)F_3^2(\lambda) + \\
& 2k_1 a F_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - k_2 a F_1(\lambda)F_4^2(\lambda) - 2k_1 a F_2^2(\lambda)F_5(\lambda) + 2k_2 a F_1^2(\lambda)F_5(\lambda) - \\
& nk_1 a F_4^2(\lambda)F_1(\lambda_n) - nk_2 a F_4^2(\lambda)F_1(\lambda_n) - \lambda^4 k_1 a F_1^2(\lambda) + \lambda^4 k_1 a F_2^2(\lambda) - \lambda^4 k_2 a F_1^2(\lambda) - \\
& 2F_1(\lambda)F_2^2(\lambda)F_5(\lambda) - 2nF_1(\lambda)F_3^2(\lambda)F_1(\lambda_n) - 2nF_1(\lambda)F_3^2(\lambda)F_2(\lambda_n) - \\
& 2nF_1(\lambda)F_4^2(\lambda)F_1(\lambda_n) + 2n^2 F_1(\lambda)F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) + 4nF_1^2(\lambda)F_5(\lambda)F_1(a) - \\
& 2n^2 F_1(\lambda)F_5(\lambda)F_2(a) - 2nF_2^2(\lambda)F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) + \lambda^4 F_1(\lambda)F_2^2(\lambda) - n^2 \lambda^4 F_1(\lambda)F_1(\lambda_n) - \\
& 2n\lambda^4 F_1^2(\lambda)F_1(\lambda_n) + n^2 \lambda^4 F_1(\lambda)F_2(\lambda_n) + n\lambda^4 F_2^2(\lambda)F_1(\lambda_n) - \\
& k_1 k_2 a^2 F_4^2(\lambda) + 2k_1 k_2 a^2 F_1(\lambda)F_5(\lambda) - \lambda^4 k_1 k_2 a^2 F_1(\lambda) + 2k_1 a F_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) + \\
& 2nk_1 a F_1(\lambda)F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) + 2nk_2 a F_1(\lambda)F_5(\lambda)F_1(\lambda_n) + 2F_1(\lambda)F_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda) - \\
& n\lambda^4 k_1 a F_1(\lambda)F_1(\lambda_n) - n\lambda^4 k_2 a F_1(\lambda)F_1(\lambda_n) + 2nF_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda)F_1(\lambda_n) + \\
& 2nF_2(\lambda)F_3(\lambda)F_4(\lambda)F_2(\lambda_n) = 0
\end{aligned} \quad (15)$$

Na rys. 8 przedstawiono wykresy zależności  $\lambda^2(EJ_s/EJ_r)$  ram o podatnie zamocowanym ryglu w słupach. Zobrazowano pasma częstości drgań zależne od stosunku sztywności słupów do rygla  $EJ_s/EJ_r$  przy sztywności obrotowej węzłów rygli i słupów zawartej w przedziale  $0 < k_1 = k_2 < 1$ . Na rys. 8 krzywa *A* dotyczy górnego ograniczenia pierwszej częstości drgań własnych o sztywnych węzłach rygla i słupów przy  $k_1 = k_2 = 1$ . Krzywa *B* dotyczy natomiast dolnego ograniczenia częstości drgań własnych ram o idealnie przegubowych węzłach rygli i słupów  $k_1 = k_2 = 0$ .



Rys. 8. Współczynniki  $\lambda^2$  częstości drgań własnych ram portalowych o podatnie zamocowanym ryglu w słupach w funkcji zmiennego stosunku sztywności słupa do rygla  $EJ_s/EJ_r$

Fig. 8. The coefficients of  $\lambda^2$  frequency vibration portal frames semi-rigid mounted on the girder in the columns as a function of variable relative stiffness of the column to girder  $EJ_s/EJ_r$ .

Z przedstawionego wykresu pasma częstości drgań wynika, że przy węzłach przegubowych rygla i słupów występuje znacząca zmiana częstości drgań ram przy zwiększaniu sztywności rygla. Natomiast zwiększanie sztywności obrotowej węzła rygla i słupa prowadzi do stabilizacji częstości drgań na poziomie charakteryzującym konstrukcje ciągle niezależnie od stosunku sztywności rygla do słupa  $EJ_s/EJ_r$ .

## 5. Wnioski

Analizę diagnostyczną ram możemy przeprowadzać poprzez rejestrowanie przebiegu drgań swobodnych pierwszego rzędu na próbnym montażu oraz szacowanie na ich podstawie rzeczywistej sztywności obrotowej węzłów.

Uszkodzone elementy ram zawarte w zbiorze ram o jednakowych parametrach można wyszukiwać wprost na podstawie porównania analizy drgań swobodnych z obliczonymi teoretycznie.

Przedział współczynnika pierwszej częstości drgań  $\lambda^2$  ram z podatnie zamocowanymi ryglami wynosi od 0,74-0,95 i jest znacząco mniejszy od przedziału częstości drgań ram z podatnie zamocowanymi słupami który waha się od 1,83 do

1,96. Oznacza to, iż na częstość drgań własnych ram portalowych dużo większy wpływ ma sztywność zamocowania słupów w fundamentach aniżeli sztywność zamocowania rygli w słupach.

Zmniejszenie sztywności obrotowej węzłów rygli oraz słupów w ramach portalowych spowodowane na przykład stosowaniem połączeń doczołowych powoduje dużą zmianę momentów podporowych i zwiększenie momentów przęsłowych stowarzyszonych ze zmianą częstości drgań ram.

Zwiększanie sztywności rygla do słupa znacząco zmienia częstość drgań własnych przy połączeniach przegubowych rygli i słupów. W miarę zwiększania sztywności obrotowej węzłów następuje stabilizacja częstości drgań na poziomie charakteryzującym konstrukcje ciągłe.

Zmieniając w trybie wzmocnienia połączenia przegubowe w podatne możemy zwiększyć nośność rygli jednocześnie zmniejszając nośność słupów ram oraz kontrolować sztywność węzłów na podstawie analizy drgań swobodnych konstrukcji.

## Literatura

- [1] Attarnejada R., Pirmoz A.: Nonlinear analysis of damped semi-rigid frames considering moment–shear interaction of connections, *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 81, 04 2014, pp. 165-173.
- [2] Basiński W.: Wyznaczanie sztywności obrotowej doczołowych połączeń podatnych w konstrukcjach metalowych na podstawie pomiaru drgań, Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2006.
- [3] Basiński W.: Displacements amplitude of forced vibration in double-slope SIN girders with semirigid joint, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury - Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXII, z. 62 (4/15), 2015, s. 7-18, DOI:10.7862/rb.2015.174.
- [4] Basiński W., Kowal Z., Obara P.: Diagnostyczne oszacowanie sztywności zamocowania dźwigarów stalowych. LV Konferencja Naukowa KILIW PAN i KNPZITB, Krynica 2009.
- [5] Basiński W., Kowal Z.: Determination of moments distribution in continuous beams with semirigid connections on the basis of vibration measurements, XII Międzynarodowa Konferencja Naukowo – Techniczna, Konstrukcje Metalowe, Wrocław 2011, pp. 234-235.
- [6] Bródka J., Kozłowski A.: Sztywność i nośność węzłów podatnych. Politechnika Białostocka – Politechnika Rzeszowska. Białystok – Rzeszów 1996.
- [7] Chan S. L.: Vibration and modal analysis of steel frames with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, 16, Issue 1, 1994, pp. 25-31.
- [8] Chmielewski T., Zembaty Z.: Podstawy dynamiki budowli, Arkady, Warszawa 1998.
- [9] Galvao A., Silva A., Silveira R., Goncalves P.: Nonlinear dynamic behavior and instability of steel frames with semi-rigid connections, *International Journal of Mechanical Sciences* 52/2010, pp. 1547-1562.
- [10] Giżejowski M.: Modele obliczeniowe stalowych ram płaskich z węzłami podatnymi, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2002.

- [11] Kowal Z.: Dynamika nieważkiej belki na podporach lepkosprężystych, *Archiwum Inżynierii Lądowej* 1/1966, t, XII, s, 29-42.
- [12] Kowal Z.: Niezawodność belek o połączeniach odkształcalnych, *Konstrukcje stalowe* 8/2003.
- [13] Kawashima S., Fujimoto T.: Vibration analysis of frames with semi-rigid connections, *Computer and Structures* vol 19, Issues 1-2, 1984, pp. 85-92.
- [14] Langer J. *Dynamika budowli*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1980.
- [15] Rakowski G, i inni: *Mechanika Budowli z Elementami Ujęcia Komputerowego*, rozdz. 7, Arkady, Warszawa 1972.
- [16] Sophianopoulos D. S.: The effect of joint flexibility on the free elastic vibration characteristics of steel plane frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 59, Issue 8, 2003, p. 995-1008.
- [17] PN-EN 1993-1-8, *Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1 – 8, Projektowanie węzłów*, 2006.

## DETERMINATION OF ROTATIONAL STIFFNES SEMIRIGID JOINTS IN THE ONE STOREY FRAMES ON THE BASIS OF VIBRATION MEASUREMENTS

### Summary

The study shows the diagnostic method of estimation of the real rotational stiffness of semirigid joints in the portal steel frames on the basis of the measurement of the frequency of first-order free vibrations to estimate the real distribution of bending moments. The analysis was carried out for frames with a semirigid mounted beam in the columns and frames with a semirigid mounted columns in the foundation. Graphs of the coefficient  $\lambda^2(k)$  frequency vibrations of the frame as a function of the normalized parameter  $k$  rotational stiffness joints was done at a constant ratio of the stiffness of the column to beam  $EJ_s/EJ_r$ . Zone of frequencies of vibration-story frame with a variable ratio of the stiffness of the column to beam  $EJ_s/EJ_r$  was determined. Taken for continuously changing the rotational stiffness semirigid joints from the pinned joints to a rigid mounting. Contains an array of dynamic parameters  $\lambda^2(k)$  as a function of normalized parameters stiffness connections  $k_1/k_2$ .

**Keywords:** rotational stiffness, free vibrations, zone frequency vibrations

*Przesłano do redakcji: 16.04.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Karol FIREK<sup>1</sup>

## ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF MINING IMPACTS ON THE INTENSITY OF DAMAGE TO MASONRY BUILDING STRUCTURES

The paper presents the results of the analysis of the extent of damage to building structures subjected to mining impacts in the form of tremors and continuous surface deformation. The two methods which were used included the multiple regression analysis and the Support Vector Machine – *SVM*, which belongs to the so-called *Machine Learning*. The study used the database of the design, technical condition and potential causes of damage to 199 non-renovated buildings, up to the age of 20 years, of a traditional brick construction, located in the mining area of Legnica-Głogów Copper District (LGOM). The conducted analysis allowed for the qualitative assessment of the influence of mining impacts on the extent of damage to the studied buildings.

**Keywords:** technical condition of buildings, buildings of masonry structure, mining impacts, Partial Least Squares Regression, multiple regression analysis, Support Vector Machine

### 1. Introduction

Periodic examinations and assessment of the technical condition are essential to ensure safety to building structures and to maintain a predetermined level of their utility value. In mining areas, periodic examinations of the technical condition of building structures is also performed in order to assess their resistance to mining impacts and to determine the extent of possible mining damage. During the inspection of the technical condition, the assessment of the extent and intensity of damage is particularly difficult, especially in the context of determining the causes of their origin.

In [4, 6], a proposal was presented for a universal classification of the intensity of damage to individual elements of buildings, both of masonry structure, made of prefabricated industrial systems (large-block, large-panel), as well as

---

<sup>1</sup> Karol Firek, AGH University of Science and Technology in Cracow, Department of Engineering Surveying and Civil Engineering; kfirek@agh.edu.pl

portal frame structures. Basing on the information collected during the inspection, indices of the intensity of damage to the elements of buildings  $w_{ui}$  were determined. Then, using the method of Partial Least Squares Regression – *PLSR*, the generalized damage intensity indices for different types of buildings  $w_u$  were determined.

This paper presents the results of the analysis of the influence of mining impacts on the intensity of damage to masonry building structures, performed using the statistical method of multiple regression, which were verified using the method of Support Vector Machine – *SVM*, which belongs to the so-called *Machine Learning*. The study used the database of the design, technical condition and potential causes of damage to 199 non-renovated buildings up to the age of 20 years, located in the mining area of Legnica-Głogów Copper District (LGOM), which have been subjected to mining impacts in the form of continuous surface deformations and tremors.

## 2. Research methodology

### 2.1. Multiple regression analysis

The method of multiple regression allows to examine the combined influence of the factors determining the course of a specific process. During the study, a linear relationship between the input variables and the dependent variable is predetermined. Assuming that the approximated dependent variable can be written as a linear combination of the factors included in the description of the phenomenon, and having a set of the observation data, the parameters of the model are determined. These parameters are the slopes which occur with each variable. They demonstrate their qualitative and quantitative influence on the course of the approximated dependent variable. The basic procedure, which allows for the determination of these parameters is the method of least squares. This method requires that the distribution of residuals around the approximated surface was close to normal. Verification can be carried out based on the distribution analysis and normality plot of residuals. In addition, while determining model parameters by the method of least squares, it is required that the variance of random components for all observations was the same, and that there were no significant correlations between individual input variables (e.g. [13]). As a result, coefficients of multiple correlation  $R$  and determination  $R^2$ , regression coefficients ( $B$ ) and standardized regression coefficients ( $BETA$ ) are obtained. The values of  $BETA$  coefficient allow to compare relative contribution that each independent variable brings in the prediction of the dependent variable.

## 2.2. Analysis by support vector SVM

In order to verify the results obtained, the method of Support Vector Machine – SVM was used. This method is a tool which is used both to solve the problems of classification and regression (e.g. [10, 11, 12]). It also allows for an initial assessment of the influence of input variables on the course of the approximated value of the dependent variable.

The main advantage of the SVM method, in contrast to the conventional methods of artificial neural networks, is the uniqueness of the process of building a model and a high level of generalization of the acquired knowledge. The deterministic description of the SVM approximator makes it retain the continuity and differentiability in the domain of input variables. The resulting advantage of the method is the possibility of carrying out a sensitivity analysis of the created model.

The main problem during the building stage of the SVM model is to determine the optimal values of the parameters  $C$ ,  $\varepsilon$  and  $\sigma$ . The parameter  $\sigma$  is the result of the adoption of the radial kernel function and for the built approximator it determines their width. On the other hand, the parameters  $C$  and  $\varepsilon$  are the regularization constant, and tolerance bandwidth, respectively. Selection of the parameters is performed by the gradientlessness optimization method *Patternsearch*, in the process of  $n$ -fold cross-validation [2].

## 3. Description of the examined development

### 3.1. Technical characteristics of the study group of building structures

The study used the information collected during the surveys carried out by the team of the Department of Engineering Surveying and Civil Engineering of AGH University of Science and Technology. On this basis, a database was established of 199 single-family residential buildings up to the age of 20 years, of a traditional brick construction, located in the mining area of Legnica-Głogów Copper District (LGOM). These are one or two-storey buildings.

In the buildings, preventive measures were taken for the mining area category II. A constant level of the foundation and concrete footings with additional longitudinal reinforcement were used. The basement walls were made as monolithic concrete or built of concrete blocks. The walls of the upper floors were built of cellular concrete blocks, slag concrete, ceramic blocks or ceramic bricks. The ceilings above the basements and the higher floors were made as monolithic reinforced concrete, of reinforced concrete prefabricated panels or beams and blocks. The roofings were wooden rafter framing or flat roofs. All the analyzed buildings had only been subjected to minor maintenance works and current repairs.

### 3.2. Indices of the technical condition of building structures

#### The degree of technical wear

The measure of technical condition of building structures is the degree of their wear  $s_z$ . As part of the described research, the degree of technical wear was determined for individual buildings by the method of weighted average, taking into account individual construction and technological solutions (e.g. [17]). The studied buildings had the degree of wear  $s_z$  up to 20%.

#### Indices $w_{ui}$ of the intensity of damage to the elements of a building structure

In order to examine the contribution of damage to the technical wear of each building, the qualitative damage intensity index  $w_{ui}$  was determined for the individual elements of the buildings (e.g. [4, 6]). Taking into account very different solutions used in the buildings, a total of 22 structural and non-structural elements were distinguished. The index  $w_{ui}$  was defined in a 6-point scale, in which  $w_{ui} = 0$  means that the damage does not occur,  $w_{ui} = 1$  - slight damage,  $w_{ui} = 2$  - moderate damage,  $w_{ui} = 3$  - intensive damage  $w_{ui} = 4$  (and 5) - very intensive damage.

When specifying detailed criteria for determining the damage intensity index for individual elements of the buildings, the author's own experience was used, as well as the findings of other authors, taking into account the specificity of the objects located in mining areas (e.g. [1, 3, 7, 8, 9, 15, 17]). Table 1 presents the exemplary detailed criteria for determining the damage intensity index  $w_{u3}$  for the load-bearing walls of the overground part of the building structure with respect to slight and moderate damage.

In the study group of 199 masonry buildings, the values of the damage intensity indices  $w_{ui}$  were determined for their specific elements based on the data collected during the survey. The analysis of the values of the damage intensity indices  $w_{ui}$  in the study group of buildings demonstrated that most of the objects were damaged slightly or moderately.

#### Generalized building damage intensity index $w_u$

Then, for each building, the generalized damage intensity index  $w_u$  was determined as a linear combination of the intensity of damage to its individual components  $w_{ui}$  (e.g. [19, 20]). Partial Least Squares Regression method (*PLSR*) was used in the field of *Data Mining* (e.g. [18]). For the studied type of building structures, the following indices were specified, which described damage to the elements such as: basement load-bearing walls or foundation walls ( $w_{u2}$ ), overground load-bearing walls ( $w_{u3}$ ), ceilings over the basements ( $w_{u6}$ ), ceilings of higher floors ( $w_{u7}$ ), partition walls ( $w_{u11}$ ), internal plaster and wall coverings ( $w_{u12}$ ), floors ( $w_{u13}$ ), layers of cladding ( $w_{u17}$ ), flashings and guttering ( $w_{u20}$ ), as well as external elements such as landings, platforms, trims ( $w_{u22}$ ).



Table 1. Examples of detailed criteria for determining the damage intensity index  $w_{u3}$  for the load-bearing walls of the overground part of the buildingTabela 1. Przykład szczegółowych kryteriów ustalania wskaźnika intensywności uszkodzeń dla ścian nośnych nadziemna  $w_{u3}$ 

Damage intensity index $w_{ui}$	Definition	Description	Detailed criteria for determining the damage intensity index $w_{u3}$ for the load-bearing walls of the overground part of the building
0	No damage	Damage does not occur, or it is unnoticeable	There is no damage
1	Slight damage	Insignificant, minor damage, occurring in single cases	Single scratches (tiny, hairline, microcracks), with lengths reaching the whole floor height; or 1-2 cracks up to 1mm wide and 1.5m long
2	Moderate damage	Moderate damage, occurring locally, in certain places	local scratches (tiny, microcracks), or cracks up to 1mm wide, or 1-2 cracks up to 3mm wide; the lengths can reach the full floor height; optionally, local minor scratches and losses of mortar in the joints of the pre-fabricated walls

As a result of the analysis using the *PLSR* method, it was demonstrated that the first component described by the formula (1) as a linear combination of the indices of the damage to structural and finishing elements of the building  $w_{ui}$  can be the initial approximation of the generalized damage intensity index  $w_u$ . It allows to explain about 55% of the variability contained in the observed degree of technical wear  $s_z$ .

$$w_u = a_2 \cdot w_{u2} + a_3 \cdot w_{u3} + a_6 \cdot w_{u6} + a_7 \cdot w_{u7} + a_{11} \cdot w_{u11} + a_{12} \cdot w_{u12} + a_{13} \cdot w_{u13} + a_{17} \cdot w_{u17} + a_{20} \cdot w_{u20} + a_{22} \cdot w_{u22} \quad [ \% ] \quad (1)$$

where:  $w_{ui}$  – indices of the damage to structural and finishing elements of the building,

$a_i$  – slopes of the linear combination of the components, occurring at specific damage indices, determined by *PLSR*.

### 3.3. Indices describing a risk posed to a development by mining exploitation

#### Risk index of continuous surface deformation

Taking into account the specificity of continuous surface deformations in LGOM and the type of the studied development, the horizontal tensile strains  $\epsilon^{(+)}$  [mm/m] were adopted as the basic measure of the risk of continuous surface deformations (e.g. [5]).

Basing on the information from the local mines on the performed mining exploitation in these areas, each building was assigned a maximum value of the horizontal tensile deformation which occurred during the whole period of its existence. In all cases, the obtained values of  $\varepsilon^{(+)}$  are included in the mining area category I and II.

### **Indices of the risk of mining tremors**

In order to assess the structural safety of a building, either the horizontal component of the acceleration of vibration  $a_{Hmax}$  or the velocity  $V_{Hmax}$  is adopted as a primary index for the risk assessment. The multiplicity of mining tremors affecting the building is not taken into account.

Such a procedure does not allow to assess the influence of mining tremors on the technical wear of the building. The analysis should take into account the fact of the repeatability of dynamic impacts, and thus the number and individual intensity of the influences of all seismic phenomena which significantly affect the structure over the whole period of its use.

In [16], the concept of the  $a_{sg}$  index was introduced as a measure of the impact of mining tremors on the technical wear of building structures. It was defined as the geometric sum of the peak values of the horizontal component of the acceleration of ground vibrations occurring at the location of the building structure. Only those tremors were taken into account, which occurred during the period of the facility being used, and whose peak values at its location were greater than a predetermined threshold value of  $a_p$ , below which the impact of the tremors on the technical wear of the building was considered to be insignificant. The studies presented in [16] demonstrated that the optimal threshold value is  $a_p = 0.12 \text{ m/s}^2$ .

The present study adopted the  $a_{sg}$  index as a measure of dynamic impacts. This index was determined individually for each building, based on the analysis of all the tremors which occurred in the period from the erection of the building until the performed surveys.

## **4. Results of the analysis**

### **4.1. Results of the analysis of the intensity of damage to the studied development using multiple regression**

According to the adopted assumptions, the influence of mining impacts in the form of horizontal tensile strains  $\varepsilon^{(+)}$  and mining tremors represented by  $a_{sg}$  on the intensity of damage to buildings  $w_u$  were analyzed using multiple regres-

sion. The estimation of the model parameters for individual groups of buildings was carried out using the computer program *STATISTICA* [14]. The results of the analysis are contained in Table 2.

Table 2. Results of analyzing the dependence of the damage intensity index  $w_u$  on the mining tremors intensity indices  $\varepsilon^{(+)}$  and  $a_{sg}$  using multiple regression method

Tabela 2. Wyniki badań zależności wskaźnika intensywności uszkodzeń  $w_u$  od wskaźników oddziaływań górniczych  $\varepsilon^{(+)}$  i  $a_{sg}$  przy użyciu metody regresji wielorakiej

Factor (independent variable)	Standardized regression coefficient <i>BETA</i>	Coefficient with inde- pendent vari- able <i>B</i>	Significance level <i>p</i>	Correlation coefficient <i>R</i>	Coefficient of determination <i>R</i> <sup>2</sup>
$\varepsilon^{(+)}$	0.201	5.99	0.005	0.229	0.052
$a_{sg}$	0.140	4.16	0.047		

The presented results illustrate that the influence of the analyzed factors with respect to the studied development explain approximately 5% of the variability of the damage intensity index. The influence of mining impacts on the damage was demonstrated, as evidenced by the significance levels determined for the model parameters corresponding to the specific mining indices. The values of the standardized regression coefficients (*BETA*) demonstrated a relatively greater influence of the horizontal strain deformations  $\varepsilon^{(+)}$  (approx. 20%) on the intensity of damage in the studied group of buildings, compared to the mining tremors represented by  $a_{sg}$  (approx. 14%).

The relationships between the analyzed independent variables and the actual values of the damage intensity index were illustrated in the graphical form in the three-dimensional scatterplot with the plane of fitting (Fig. 1). The nonlinearity which is visible on the graph was the reason for taking the decision to perform additional analyses using the *SVM* method.

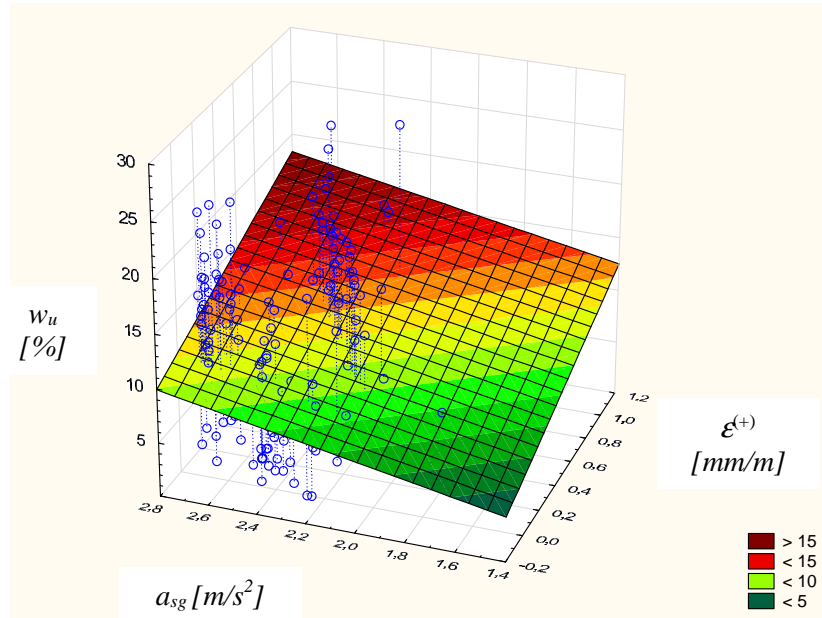


Fig. 1. The three-dimensional scatter diagram with the plane of fitting the damage intensity index for  $\varepsilon^{(+)}$  and  $a_{sg}$

Rys. 1. Trójwymiarowy wykres rozrzutu z płaszczyzną dopasowania wskaźnika intensywności uszkodzeń dla  $\varepsilon^{(+)}$  i  $a_{sg}$

#### 4.2. Results of the analysis of the intensity of damage to the studied development using the SVM method

In order to verify the results obtained by the method of multiple regression, the SVM method was used for the analysis of the intensity of damage to the studied development. The comparison of the main model characteristics and the values of the Mean Squared Error – *MSE* for the training set and the test set were presented in Tables 3 and 4, respectively.

Table 3. Comparison of the values of the main characteristics of the model

Tabela 3. Zestawienie wartości podstawowych charakterystyk modelu

Model parameters			
Regularization parameter $C$	Width of kernel functions $\sigma$	Width of tolerance band $\varepsilon$	Number of support vectors
96	0.050	0.300	77

Table 4. Comparison of the values of the MSE for the training and test sets

Tabela 4. Zestawienie wartości błędów MSE dla zbioru treningowego i testowego

Values of the <i>MSE</i> for the training set [%]	Values of the <i>MSE</i> for the test set [%]
46.2	44.7

The results contained in Table 3 illustrate that, as a result of a spontaneous extension of the *SVM* model, the size of its structure (the number of support vector - 77) was reduced by about 50% compared to the size of the training set (142). This is a result of the regularization, which occurs in this type of approach.

On the other hand, the approximate values of the *MSE* summarized in Table 4, calculated for the training and test sets, prove a good model generalization.

The resulting value of the correlation coefficient between the actual and the approximated values of the damage index at the level of 0.302 allows for the initial assessment of the cumulative influence of mining impacts on the extent of the damage to the surveyed buildings. This result is similar to the correlation coefficient calculated by the linear method of multiple regression.

## 5. Summary and conclusions

The paper presents the results of the analysis of the influence of mining impacts on the intensity of damage to masonry building structures located in the mining area by using the method of multiple regression and Support Vector Machine.

The study used the database of the design, technical condition and potential causes of damage to 199 non-renovated masonry buildings, up to the age of 20 years, located in the mining area of Legnica-Głogów Copper District, which during their use were subjected to mining impacts in the form of continuous surface deformations and rock mass tremors.

The analyses carried out by the method of multiple regression confirm the significant influence of mining impacts, both in the form of continuous surface deformations and mining tremors on the intensity of damage to the studied buildings. These results were confirmed by the *SVM* method.

It was found that the influence of the analyzed factors explain approximately 5% of the variability of the damage intensity index for the surveyed buildings.

Interpreting the described test results it should be remembered that the analyzed buildings are generally in good technical condition, and their average wear rate is 10%.

The presented results are a confirmation of the effects of the research studies carried out for the traditional development of the mining areas using classical statistical methods (e.g. [17]), and are evidence of the suitability of the methods

used to analyze the scope and causes of damage to the buildings constructed in different technologies, subject to mining impacts.

## Literature

- [1] An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. RISK-UE Project EVK4-CT-2000-00014. Fifth Framework Programme, 2001-2004.
- [2] Chang C-C., Lin C-J.: LIBSVM: a Library for Support Vector Machine. Software available at: <http://www.csie.nyu.edu.tw/~cjlin/libsvm>. 2008.
- [3] European Macroseismic Scale 1998. European Seismological Commission, Editor G. Grünthal, Luxembourg 1998.
- [4] Firek K., Rusek J., Wodyński A.: Wybrane metody eksploracji danych i uczenia maszynowego w analizie stanu uszkodzeń i zużycia technicznego zabudowy terenów górniczych. Przegląd Górniczy Nr 1/2016, s. 50-55, Katowice 2016.
- [5] Firek K., Wodyński A.: Assessment of surface deformation impacts on technical wear of masonry buildings located in the Legnica-Głogów Copper District. Schriftenreihe des Institutes für Markscheidewesen und Geodäsie an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, 8 Geokinematischer Tag, Freiberg 2007.
- [6] Firek K.: Proposal for classification of prefabricated panel building damage intensity rate in mining areas (Propozycja klasyfikacji intensywności uszkodzeń budynków wielkopłytowych na terenach górniczych). Archives of Mining Sciences. Wydawnictwo Instytutu Mechaniki Górotworu PAN, Vol. 54, Iss. 3, Kraków 2009.
- [7] Hajdasz H.: Sposoby ustalania zużycia technicznego budynków i budowli. Katowice 1992.
- [8] Kawulok M.: Szkody górnicze. ITB. Warszawa 2015.
- [9] Lewicki B.: Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe. Zeszyt 1. Metodyka oceny stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytowych. Instytut Techniki Budowlanej. Seria: Instrukcje, Wytyczne, Poradniki nr 371/2002, Warszawa 2002.
- [10] Łęski J.: Systemy neuronowo-rozmyte. WNT. Warszawa 2008.
- [11] Rusek J.: Creating a model of technical wear of building in mining area, with utilization of regressive SVM approach. Archives of Mining Sciences. Wydawnictwo Instytutu Mechaniki Górotworu PAN, Vol. 54, Iss. 3, Kraków 2009.
- [12] Schölkopf B., Smola A.J.: Learning with Kernels. Cambridge, MIT Press. Massachusetts 2002.
- [13] Stanisz A.: Przystępny kurs statystyki z zastosowaniem STATISTICA PL na przykładach z medycyny. StatSoft Polska Sp. z o.o., Kraków 2007.
- [14] Statistica 12. StatSoft, Inc. 2016.
- [15] Tąbara T.: Działania drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjną zabudowę mieszkalną. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, seria: Inżynieria Łądowa, nr 74, 2002.

- [16] Wodyński A., Lasocki S.: Badanie wpływu wstrząsów górniczych na zużycie techniczne budynków murowanych. Przegląd Górniczy nr 12, Katowice 2003.
- [17] Wodyński A.: Zużycie techniczne budynków na terenach górniczych. Uczelniane Wydawnictwa Naukowo Dydaktyczne AGH, Kraków 2007.
- [18] Wold S., Sjostrom M., Eriksson L.: PLS-regression: a basic tool of chemometrics. *Chemometrics and Laboratory Systems* 58, 2001, s. 109-103. [Unpublished].
- [19] Firek K.: Ocena intensywności uszkodzeń budynków o konstrukcji murowanej usytuowanych na terenie górniczym. Artykuł przyjęty do druku w: *Przegląd Górniczy* Nr 1/2017, Katowice 2017.
- [20] Firek K., Rusek J.: Metoda cząstkowych najmniejszych kwadratów w analizie intensywności uszkodzeń budynków wielkoblokowych. Artykuł przyjęty do druku w: *Archives of Mining Sciences*. Wydawnictwo Instytutu Mechaniki Górotworu PAN, Kraków 2017.

## ANALIZA WPLYWU ODDZIAŁYWAŃ GÓRNICZYCH NA INTENSYWNOŚĆ USZKODZEŃ BUDYNKÓW MUROWANYCH

### Streszczenie

W referacie przedstawiono wyniki analizy zakresu uszkodzeń budynków poddanych oddziaływaniom górniczym w postaci wstrząsów oraz ciągłych deformacji terenu. Posłużono się statystyczną metodą regresji wielorakiej oraz metodą wektorów podpierających (*Support Vector Machine – SVM*) zaliczaną do tzw. *uczenia maszynowego (Machine Learning)*. W badaniach wykorzystano bazę danych o konstrukcji, stanie technicznym i potencjalnych przyczynach uszkodzeń 199 nieremontowanych budynków w wieku do 20 lat, o tradycyjnej konstrukcji murowanej, usytuowanych na terenie górniczym Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (LGOM). Przeprowadzona analiza pozwoliła na jakościową ocenę wpływu oddziaływań górniczych na zakres uszkodzeń badanych budynków.

**Słowa kluczowe:** stan techniczny budynków, budynki o konstrukcji murowanej, wpływy górnicze, metoda cząstkowych najmniejszych kwadratów (*PLSR*), analiza regresji wielorakiej, metoda wektorów podpierających (*SVM*)

*Przesłano do redakcji: 05.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*





Ewa BURSZTA-ADAMIAK<sup>1</sup>  
Agnieszka STEC<sup>2</sup>

## WPLYW WYSOKOŚCI OPADÓW NA WIELKOŚĆ I SZYBKOŚĆ ODPLYWU WÓD Z DACHÓW ZIELONYCH

Zmiany klimatu, zwłaszcza występowanie gwałtownych i ulewnych deszczy oraz wzrost powierzchni szczelnych na obszarach zurbanizowanych przyczyniają się do zaburzeń w obiegu wody w środowisku. Niekorzystnym zjawiskiem wynikającym z tych zmian jest intensyfikacja spływu wód opadowych, która może powodować okresowe zalewanie ulic, chodników, posesji i budynków oraz może być przyczyną występowania przeciążeń hydraulicznych systemów kanalizacyjnych. W celu ograniczenia tych negatywnych skutków konieczne jest projektowanie zrównoważonych systemów odwadniających, w których stosowane są obiekty i urządzenia zwiększające infiltrację i retencję wód opadowych. Do takich rozwiązań zaliczane są m.in. dachy zielone. W artykule dokonano analizy funkcjonowania zielonych dachów ekstensywnych w aspekcie ich właściwości hydrologicznych. Celem badań było określenie możliwości retencjonowania wód opadowych oraz opóźnienia ich odpływu z trzech ekstensywnych dachów zielonych różniących się między sobą układem warstw. Przeprowadzone analizy wykazały, że dachy zielone najlepiej zagospodarowywały wody i opóźniały odpływ w czasie występowania deszczy nie przekraczających w ciągu doby 10 mm. Opady o tej wysokości występowały z największą częstotliwością w latach objętych analizą (2011-2015). Wraz ze wzrostem wysokości opadów możliwości retencjonowania i przetrzymywania wód opadowych, w układzie warstwowym dachów zielonych, były redukowane. Z tych względów ekstensywne dachy zielone mogą być rozpatrywane jako zrównoważone systemy dla poprawy bilansu wodnego miast, ale w aspekcie ochrony przed skutkami ulewnych opadów o dużej wysokości, ich działanie powinno być wspomagane innymi systemami pozwalającymi odciążać tradycyjne systemy odwodnienia na terenach zurbanizowanych.

**Słowa kluczowe:** dachy zielone, zagospodarowanie wód opadowych, retencja, opóźnienie spływu

<sup>1</sup> Ewa Burszta-Adamiak, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Instytut Inżynierii Środowiska, pl. Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław, ewa.burszta-adamiak@up.wroc.pl

<sup>2</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Agnieszka Stec, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, stec\_aga@prz.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Postępujące procesy urbanizacji oraz zmiany klimatu niekorzystnie wpływają na warunki hydrologiczne w zlewniach [1]. Według licznych prognoz efektem tych zmian będzie zwiększenie częstotliwości pojawiania się ekstremalnych zjawisk pogodowych, takich jak gwałtowne i nawalne deszcze [2, 3]. Z kolei, rozwój miast i związany z tym wzrost powierzchni nieprzepuszczalnych zaburza obieg wody w środowisku, w wyniku czego następuje obniżenie poziomu wód gruntowych, nadmierne przesuszenie gruntu, zmniejszenie wilgotności powietrza oraz intensyfikacja odpływu wód opadowych [4-6]. Tradycyjne metody ich zagospodarowania, polegające na jak najszybszym odprowadzeniu wód do systemu kanalizacyjnego mogą być przyczyną występowania ciśnieniowych przepływów, zwiększania krotności działania przelewów burzowych oraz pojawienia się powodzi miejskich [7-9]. Taki model zarządzania wodami opadowymi jest niekompatybilny z wymogami nowoczesnej gospodarki wodno-ściekowej opartej na zasadach rozwoju zrównoważonego [10], której głównym celem jest stosowanie rozwiązań technicznych pozwalających na zwiększenie retencji wód opadowych na obszarach zurbanizowanych. Rozwiązania umożliwiające retencję i infiltrację wód opadowych w miejscu gdzie opad wystąpił zaliczane są do zrównoważonych miejskich systemów odwadniających (z ang. Sustainable Urban Drainage Systems – SUDS) [11]. Należą do nich m.in. zbiorniki retencyjne, retencyjno-rozsączające, skrzynki i komory drenażowe, rowy i niecki chłonne oraz zielone dachy [12-16].

Zielone dachy nazywane są również eko-dachami, roślinnymi dachami lub żyjącymi dachami ekologicznymi. Dzięki zastosowaniu do ich budowy wielu warstw o różnych funkcjach posiadają szereg zalet, do których należy zaliczyć: retencję wód opadowych [17-21], opóźnienie spływu wód opadowych [7, 22, 23], zmniejszenie szczytowej fali odpływu [24, 25], racjonalizację zużycia energii w budynku [26, 27], redukcję hałasu [28], ograniczenie efektu „wyspy ciepła” [29, 30] oraz obniżenie poziomu zanieczyszczeń w powietrzu [31, 32]. Dodatkowymi korzyściami wynikającymi z zastosowania dachów zielonych jest zwiększenie bioróżnorodności i poprawa mikroklimatu w terenach zurbanizowanych.

Procesy hydrologiczne zachodzące na dachach zielonych są głównym czynnikiem determinującym ich przynależność do zrównoważonych metod zagospodarowania wód opadowych. Z danych literaturowych wynika, iż zdolność retencyjna dla dachu zielonego ekstensywnego mieści się w granicach 40-80%, natomiast dla intensywnego 80-90% [6, 23, 33, 34].

Lokalne uwarunkowania klimatyczne, zwłaszcza intensywność i wysokość warstwy opadu, długość trwania okresu bezopadowego, warunki prowadzenia badań oraz rodzaj i konstrukcja dachu zielonego powodują pojawienie się dużych różnic w prezentowanych wynikach badań, co często przysparza problemów w ich interpretacji i uniemożliwia porównanie pomiędzy sobą poszczegól-

nych wartości parametrów i jednocześnie ocenę skuteczności funkcjonowania dachów zielonych w uwarunkowaniach polskich. Zestawienie wybranych wyników badań w tym zakresie w zależności od lokalizacji dachów zielonych przedstawiono w tabeli 1. Z tych względów przenoszenie wyników badań z jednego regionu do drugiego budzi wiele wątpliwości. Za przykład mogą posłużyć wyniki badań prowadzonych na ekstensywnym dachu zielonym zlokalizowanym na terenie Hamburga, gdzie dach zielony (odnosząc się do rocznej sumy opadów wynoszącej 820 mm) może zretencjonować około 60% wód deszczowych [35], podczas gdy ten sam typ dachu zielonego w Berlinie (opad 500 mm w ciągu roku) posiada retencyjność wynoszącą 75% [36].

Tabela 1. Wielkości retencji i opóźnień odpływów z dachów zielonych wykazane przez innych autorów (opracowanie własne)

Table 1. Retention and runoff delay from green roofs demonstrated by other authors (own work)

Wysokość opadu, mm	Wielkość retencji, %	Opóźnienie odpływu, min	Lokalizacja	Źródło
1-84	3,6-100	0-709	Leeds, Wielka Brytania	[37]
<2 2-10 >10	72,6-83,9 35,9-46,7 15,7-18,9	48-72	Hong Kong, Chiny	[7]
<20 20-40 >40	85 48 32	107,4 238,2 19,8	New York, Stany Zjednoczone	[38]
<25,4 25,4-76,2 >76,2	88 54 48	34,9 (średnia)	Georgia, Stany Zjednoczone	[23]
8-138,2	0-100 (średnia 51,5)	71-1716 (średnia 310)	Genova, Włochy	[24]
0-2 2-5 5-10 10-20 20-40 40-80 >80	84 68 55 37 25 18 17	50 75 120 140 150 100 115	Sheffield, Cornwall, East Midlands, NW Scotland, Wielka Brytania	[39]
0,2-34,3	46,9-98,8	110-2290	Adelaide, Australia	[40]

Z wyżej wymienionych czynników największy wpływ na wielkość retencji wód opadowych na dachu zielonym, jak wynika z wielu badań, prowadzonych głównie zagranicą, ma wysokość warstwy opadu. Stąd autorki podjęły się w niniejszym artykule analizy wpływu tego czynnika na funkcjonowanie dachów zielonych w warunkach wrocławskich.

Celem artykułu jest dokonanie oceny możliwości ekstensywnych dachów zielonych w zatrzymywaniu i opóźnianiu spływów w czasie zdarzeń opadowych o różnej wysokości, które wystąpiły w warunkach wrocławskich w latach 2011-2015. Do analizy wykorzystano dane otrzymane na stanowiskach badawczych zlokalizowanych na Uniwersytecie Przyrodniczym we Wrocławiu.

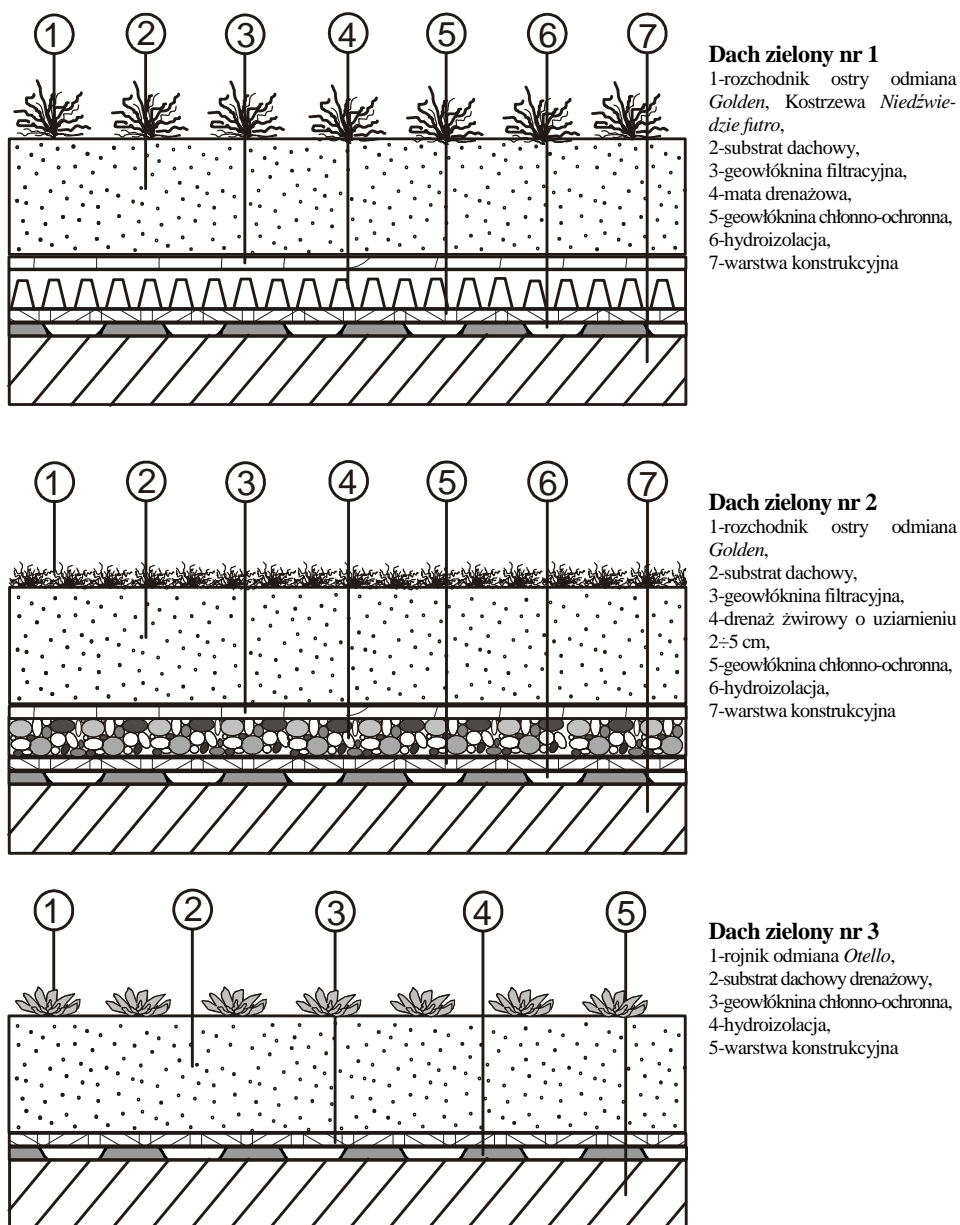
## **2. Metodyka badań**

### **2.1. Charakterystyka obiektu badawczego**

Badania prowadzono na ekstensywnych dachach zielonych, wykonanych w skali półtechnicznej (w formie kuwet o wymiarach zewnętrznych 2,4 m × 1,2 m × 0,35 m (długość/szerokość/wysokość), wypełnionych układem warstw o różnej konfiguracji (rys. 1). W konstrukcji dachów zastosowano substraty, które są powszechnie stosowane na dachach zielonych. Są to produkty wykonane zgodnie z wytycznymi FLL [41].

Mięszkość substratów na dachach była jednakowa i wynosiła 10 cm. Stanowiska badawcze znajdowały się na dachu Centrum Naukowo-Dydaktycznego, budynku przynależnego do Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu. Aparatura pomiarowa dla opadów i odpływów była zlokalizowana na dachu tego samego budynku, na którym znajdowały się stanowiska badawcze. Pomiary wysokości opadów były prowadzone w sposób ciągły za pomocą distrometru laserowego firmy OTT MESSTECHNIK GmbH&Co.KG. Do pomiaru odpływów z dachów ekstensywnych posłużyły mierniki Naja 0404. Wyniki tych pomiarów były zapisywane w pamięci rejestratora Memory Hilogger 8430-20 firmy HIOKI z interwałem czasowym 30 s.

Retencję w niniejszym artykule określano jako procent wysokości opadu, która nie odpłynęła ze stanowisk w stosunku do wysokości opadu przypadającej na powierzchnię dachu. Opóźnienie spływów interpretowano jako różnicę w czasie pomiędzy początkiem opadu a zarejestrowanym początkiem odpływu.

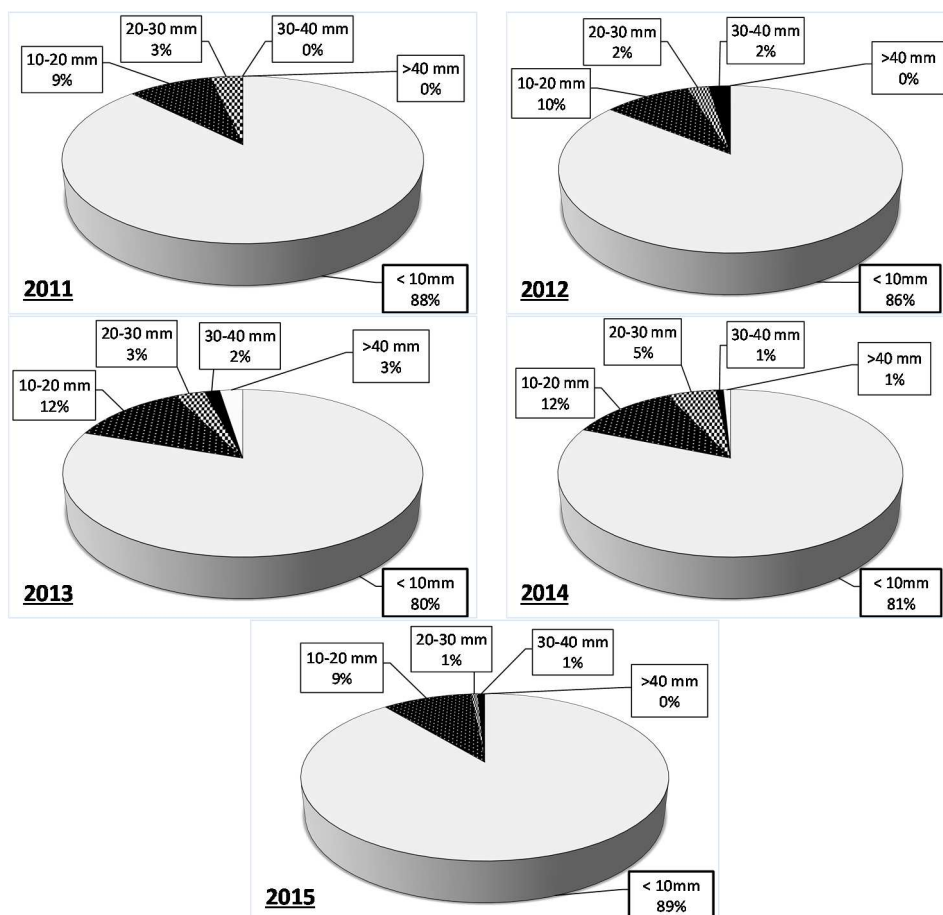


Rys. 1. Układ warstw w badanych dachach zielonych (opracowanie własne)

Fig. 1. Structure of layers in the analyzed green roofs (own study)

## 2.2. Charakterystyka opadów objętych analizą

Obliczone, na podstawie danych z pomiarów, wartości retencji i opóźnienia spływów, interpretowano w odniesieniu do opadów o różnej wysokości, które wystąpiły w latach 2011-2015. Struktura opadów o danej wysokości w poszczególnych latach została przedstawiona na rys. 2. Jako zdarzenie opadowe potraktowano, podobnie jak inni autorzy [37], opady, pomiędzy którymi okres bezopadowy wynosił co najmniej 6 h. Pomimo objęcia w badaniach wszystkich pór roku, nie uwzględniano opadów śniegu, które wystąpiły w okresie zimowym. Najmniejsza wysokość opadów deszczu, którą poddawano analizie wynosiła 0,5 mm. Z okresu pomiarowego usunięto także pojedyncze opady, które ze względu na chwilowe awarie urządzeń pomiarowych nie zostały prawidłowo zarejestrowane. W sumie wielkości retencji wodnej oraz opóźnienia spływów przeanalizowano dla 200 zdarzeń opadowych o wysokości warstwy opadów mieszczącej się w granicach 0,5 mm -76,3 mm.



Rys. 2. Struktura wysokości opadów z lat 2011-2015

Fig. 2 The structure of rainfall depth from 2011 to 2015

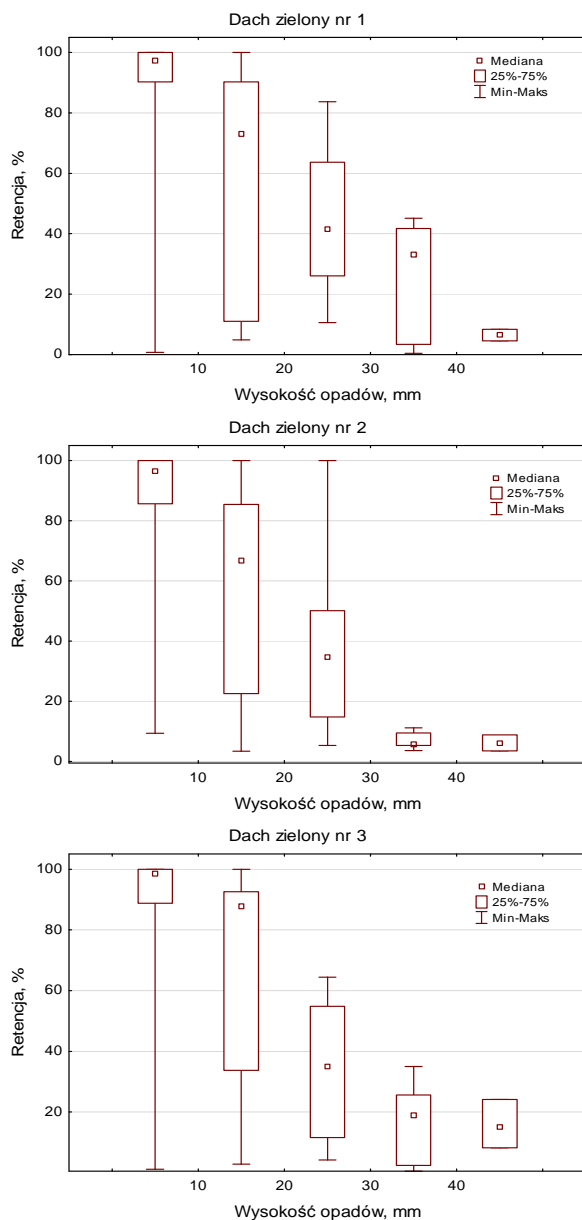
### 3. Analiza wyników i dyskusja

Ze struktury opadów, które wystąpiły w okresie pomiarowym (rys. 2) wynika, że zdecydowana większość (> 80%) to opady poniżej 10 mm. Opady o dobowej warstwie przekraczającej 20 mm stanowiły 2-4% obserwacji. Jedynie w latach 2013 i 2014 zarejestrowano opady o dobowej wysokości przekraczającej 40 mm. Choć stanowiły one niecałe 3% w skali roku, skutki ich wystąpienia były odczuwalne w polskich miastach. W roku 2013 w okresie maj-lipiec występowały gwałtowane ulewy powodujące lokalne podtopienia niemal w całym kraju. Podobnie było w roku 2014, w którym w maju gwałtowane burze i ulewne deszcze, szczególnie w południowej i we wschodniej Polsce, powodowały wezbrania w rzekach i były przyczyną występowania podtopień.

Wielkość retencji wodnej oraz opóźnienia spływów na poszczególnych stanowiskach z podziałem na kategorie wysokości opadów zostały przedstawione odpowiednio na rysunku 3-6. Średnia retencja na dachach zielonych kształtowała się na poziomie 77,7% dla dachu nr 1, 75,3% dla dachu nr 2 oraz 78,3% dla dachu nr 3 (rys. 3). Mediany retencji kształtowały się na poziomie 95% dla opadów o wysokości do 10 mm. W kategorii wysokości opadów od 10 do 20 mm możliwości zatrzymywania wody opadowej zmniejszyły się (mediana od 66,8 % do 87,8 %). Dla większości zdarzeń o wysokości opadu do 10 mm nie odnotowywano spływów z dachów zielonych. Najwyższe retencje deszczy zaobserwowano dla opadów o wysokości do około 30 mm (rys. 4). Widoczna redukcja w zdolnościach zatrzymywania wód na dachach zielonych nastąpiła przy opadach powyżej 30 mm. Opady o wysokości powyżej 40 mm tylko w niewielkim stopniu zostały zatrzymane na dachu (rys.5). Znaczna objętość wód, pochodząca z tej kategorii opadów, została przekształcona w spływy. Wynika to z ograniczeń pojemności wodnej warstw konstrukcyjnych dachu zielonego, w tym głównie substratu i warstwy drenażowej, gdzie zatrzymywane są największe ilości wody w trakcie opadów.

Możliwości zatrzymywania wód opadowych na dachach zielonych mają swoje odzwierciedlenie w wielkościach opóźnień spływów. Największe opóźnienia zaobserwowano na dachu zielonym nr 1 (średnia 3,3 h). Dla porównania uśredniona wartość opóźnienia z dachów nr 2 i 3 wynosiła 1,5 h. Warto jednak zauważyć, że pomimo różnic w minimalnych i maksymalnych wielkościach opóźnień, rejestrowanych dla opadów o różnej wysokości, wartości ich median są na zbliżonym do siebie poziomie (rys.6). Dla dachu zielonego mieszczą się one w granicach od 5,4 min do 1,75 h, dla dachu nr 2 od 1,8 min do 21 min oraz dla dachu nr 3 od 1,2 min do 48 min. Największe opóźnienia odpływów na wszystkich stanowiskach badawczych wystąpiły w czasie deszczy o wysokości nie przekraczającej 20 mm. Według danych zawartych w (SPA, 2013) deszcze o wysokości > 20 mm klasyfikowane są jako opady ulewne, które obok powodzi, stanowią istotne zagrożenie dla infrastruktury miejskiej. Podobne informacje można znaleźć w [42], z tym, że opady w tym dokumencie podzielone zostały na trzy kategorie w zależności od stopnia zagrożenia. Opad o wysokości większej bądź równej 30 mm może powodować m.in. lokalne podtopienia,

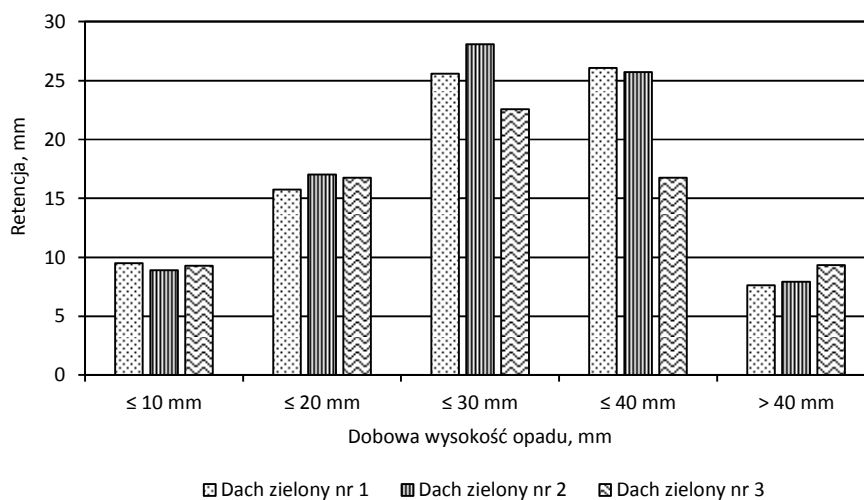
zalanie pomieszczeń w piwnicach i suterenach oraz utrudnienia w ruchu komunikacyjnym. Przy deszczach powyżej 20 mm dobowej wysokości, spływ z analizowanych dachów zielonych pojawiał się stosunkowo szybko po rozpoczęciu opadu.



Rys. 3. Wielkości retencji w zależności od wysokości opadu na poszczególnych dachach zielonych (opracowanie własne)

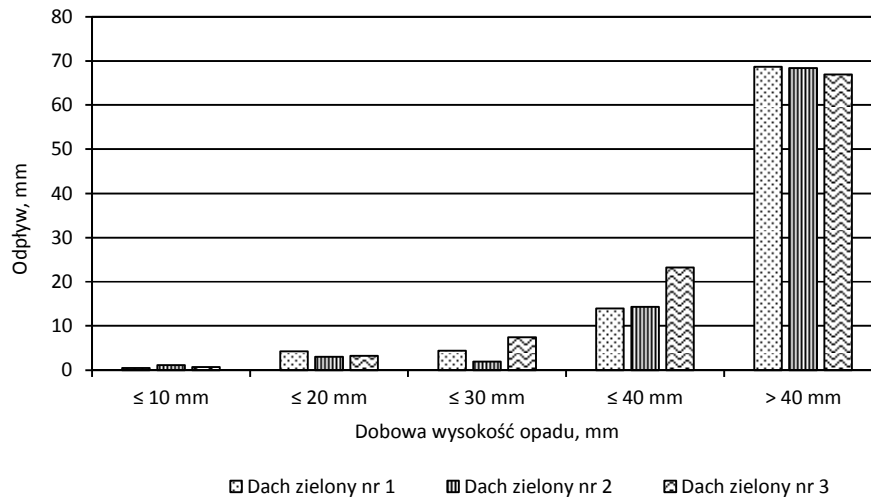
Fig. 3. Retention in relation to rainfall depth on the green roofs (own study)





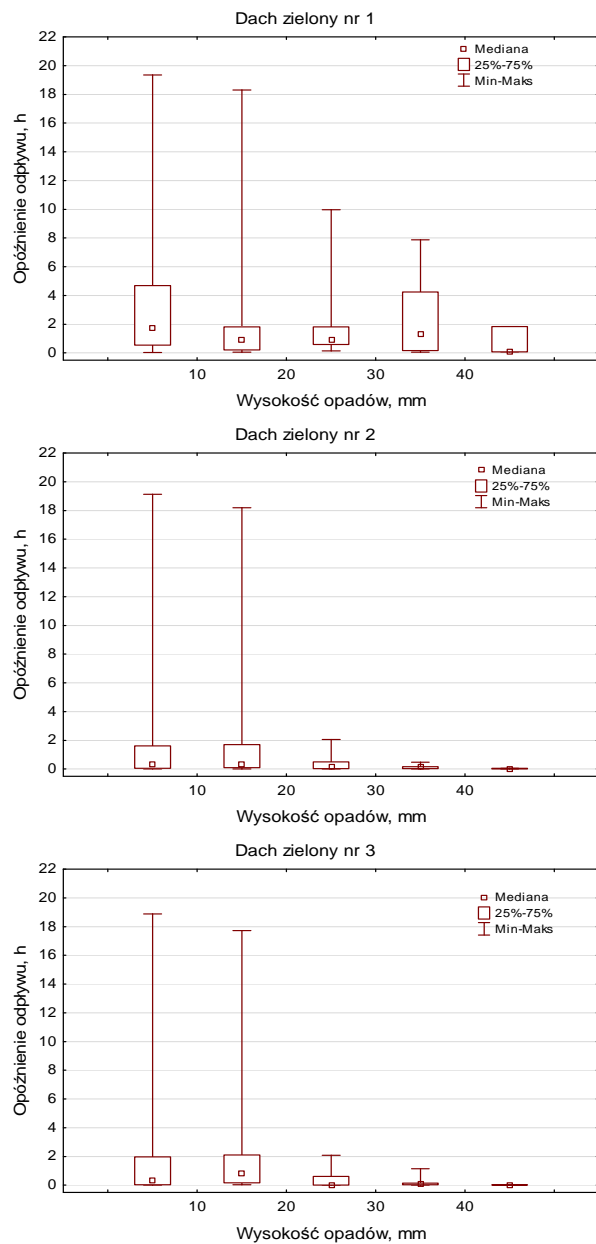
Rys. 4. Maksymalne wielkości retencji bezwzględnej ( w mm) w zależności od wysokości opadu na poszczególnych dachach zielonych (opracowanie własne)

Fig. 4. Maximum retention (in mm) in relation to rainfall depth on the green roofs (own study)



Rys. 5. Wielkości odpływu wód z uwzględnieniem maksymalnej bezwzględnej retencji w danej kategorii opadów na poszczególnych dachach zielonych (opracowanie własne)

Fig. 5. Rainwater runoff with taking into account the maximum retention in an each rainfall category on the green roofs (own study)



Rys. 6. Wielkości opóźnienia spływów w zależności od wysokości opadu na poszczególnych dachach zielonych (opracowanie własne)

Fig. 6. Runoff delay in relation to rainfall depth on the green roofs (own study)

Przeprowadzone analizy wykazały, że dla tej kategorii opadów na ekstensywnych dachach zielonych średnia retencja wynosiła 35,3% dla dachu nr 1, 21,9% dla dachu nr 2 oraz 27,5% dla dachu nr 3. Średnie opóźnienie odpływu zarejestrowane dla tej kategorii opadów było na poziomie 20 min dla dachu nr 2 i 3 oraz 1,5 h dla dachu nr 1. Ze wszystkich badanych dachów zielonych, dach nr 1 opóźnił odpływ z największą skutecznością. Prawdopodobnie wynikało to z konstrukcji dachu zielonego. Pomimo układu wielowarstwowego we wszystkich analizowanych dachach, tylko dach nr 1 miał zastosowaną warstwę drenażową w formie mat kubełkowych, stosowanych w celu zwiększenia możliwości przetrzymywania wody na dachach dla poprawy zarówno właściwości hydrologicznych dachów jak i warunków bytowania roślin.

#### 4. Podsumowanie i wnioski

Aktualne tendencje rozwoju systemów odwodnieniowych miast ukierunkowane są na wspomaganie tradycyjnych systemów kanalizacyjnych rozwiązaniami zapewniającymi zagospodarowanie wód w miejscu opadu. Idealnie w ten trend wpisują się dachy zielone. Korzyści ze stosowania dachów zielonych jest bardzo wiele, poczynając od aspektów przestrzennych przez przyrodnicze i ekonomiczne, a na społecznych kończąc. Bardzo ważną zaletą dachów zielonych, z punktu widzenia zrównoważonej gospodarki wodami opadowymi na terenach zurbanizowanych, jest możliwość znacznej redukcji ilości wód odprowadzanych do systemu kanalizacyjnego. W dobie zmian klimatu i coraz częstszego występowania ekstremalnych zjawisk pogodowych nabiera to jeszcze większego znaczenia. Możliwość okresowego zatrzymania wody w warstwach dachu uzależnione są między innymi od charakterystyki deszczu, zwłaszcza jego wysokości. Przeprowadzone analizy opierające się na ocenie funkcjonowania zielonych dachów ekstensywnych w czasie występowania rzeczywistych epizodów opadowych pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Ekstensywne dachy zielone, dzięki wielowarstwowej konstrukcji, zagospodarowały prawie wszystkie wody pochodzące z opadów o dobowej wysokości do 10 mm. Oznacza to, że dachy zielone dzięki zachodzącym na nich procesom hydrologicznym (głównie retencja, detencja, ewapotranspiracja i infiltracja) były w stanie przyjąć większość opadów, które wystąpiły w okresie pięciu lat w warunkach meteorologicznych Wrocławia. Pomimo, że są to wysokości opadów które zazwyczaj nie powodują zagrożeń podtopieniami, a ich spływy są przyjmowane przez system odwodnieniowy miasta, korzyści hydrologiczne dachów zielonych nie powinny być marginalizowane. Opady poniżej 10 mm, stanowiły w skali roku ponad 80% zdarzeń opadowych, a sumarycznie tworzyły ponad 300 mm warstwę opadów. Pozwala to na wyliczenie, że każdy m<sup>2</sup> dachu zielonego przyjął prawie 300 dm<sup>3</sup> wody w każdym roku, ograniczając w ten sposób ilości wód opadowych spływających bezpośrednio do odbiorników. Wykonywanie dachów zielonych o większych powierzch-

- niach oznaczałoby tym samym większą objętość wody, którą można zatrzymać na miejscu opadu.
2. Przy opadach o wysokości dobowej powyżej 30 mm badania wykazywały redukcję skuteczności w zatrzymaniu wód deszczowych na dachach zielonych. Mediana retencji wodnej dla tej kategorii opadów, kształtowała się, w zależności od dachu, w granicach 5,5% (dach nr 2) do 33,2 % (dach nr 1). Było to wielokrotnie mniej niż w przypadku zarejestrowanej mediany retencji wodnej dla deszczy o dobowej wysokości opadów do 20 mm.
  3. Wysokość opadów miała także wpływ na opóźnianie spływów wód opadowych. Największe opóźnienia odpływów na wszystkich stanowiskach badawczych były rejestrowane w czasie występowania deszczy o wysokości dobowej mniejszej niż 20 mm. Przy deszczach powyżej tej wielkości, spływ z dachów zielonych pojawiał się po kilku lub kilkunastu minutach po rozpoczęciu opadu.
  4. Najlepsze zdolności opóźnienia spływów opadowych wykazywał dach zielony nr 1, z zastosowaniem warstwy drenażowej w formie mat kubełkowych. Dla tego dachu, średnie opóźnienie odpływu wynosiło 3,3 h i było ponad dwukrotnie większe niż to zarejestrowane dla pozostałych analizowanych dachów.
  5. Wykazane wielkości retencji wodnej i opóźnienia spływów pozwalają na stwierdzenie, że budowa dachów zielonych na szerszą skalę w miastach może wykazywać pozytywny wpływ na bilans wodny terenów zurbanizowanych oraz poprawę warunków wilgotnościowych na danym terenie (poprawę mikroklimatu). Ze względu jednak na ograniczone możliwości zatrzymywania i przetrzymywania spływów opadowych w czasie większych opadów, aby minimalizować ryzyko wystąpienia niekorzystnych skutków deszczy nawalnych, konieczne jest wspomaganie dachów zielonych innymi rozwiązaniami ukierunkowanymi na zrównoważoną gospodarkę wodną w miastach.
  6. Korzyści dachów zielonych dla miejskiej gospodarki wodnej wiążą się także z redukcją objętości spływających wód opadowych trafiających bezpośrednio do kanalizacji. Przy posiadaniu charakterystyk opadów i spływów z dachów zielonych z tak długiego okresu monitoringu, celowym wydaje się kontynuowanie badań w kierunku wykorzystania dostępnych modeli numerycznych i przeprowadzenia analiz symulacyjnych w celu określenia w skali większego obszaru (zlewni, miasta, dzielnicy) wpływu dachów zielonych na redukcję odpływu dostającego się do istniejących systemów odprowadzających wody opadowe do odbiorników. Temat ten będzie przedmiotem analiz przyszłej publikacji.

## Literatura

- [1] Jiang Y., Fu P., Weng O.: Assessing the Impacts of Urbanization-Associated Land Use/Cover Change on Land Surface Temperature and Surface Moisture: A Case Study in the Midwestern United States, *Remote Sens.*, 2015, 7, 4880-4898.
- [2] Kaźmierczak B, Kotowski A.: The influence of precipitation intensity growth on the urban drainage systems designing, *Theor Appl Climatol*, 2014, 118, 285-296.
- [3] SPA, Strategiczny plan adaptacji dla sektorów i obszarów wrażliwych na zmiany klimatu do roku 2020 z perspektywą do roku 2030. Ministerstwo Środowiska, Warszawa, 2013.
- [4] Vesuviano G., Stovin V.: A generic hydrological model for a green roof drainage layer, *Water Sci. Technol.*, 2013, 68, 769-775.
- [5] Palla A., Gnecco I., Lanza L.G.: Compared performance of a conceptual and a mechanistic hydrologic models of a green roof. *Hydrol. Process.*, 2012, 26, 73-84.
- [6] Getter K.L., Rowe B.D., Andresen J.A.: Quantifying the effect of slope on extensive Green roof stormwater retention, *Ecol. Eng.*, 2007, 31, 225-231.
- [7] Gwendolyn K.L. Wong, C.Y. Jim: Quantitative hydrologic performance of extensive green roof under humid-tropical rainfall regime, *Ecological Engineering*, 2014, 70, 366-378.
- [8] Zawilski M.: Charakterystyka ekstremalnych zjawisk opadowych w aspekcie badania przyczyn zalewania terenów miast. Materiały VII Ogólnopolskiej Konferencji Szkoleniowej pt. Wody opadowe – aspekty prawne, ekonomiczne i techniczne. 23-24 kwietnia 2012 Łódź, 34-42.
- [9] Thorndahl S., Willems P.: Probabilistic modelling of overflow, surcharge and flooding in urban drainage using the first-order reliability method and parameterization of local rain series, *Water Res.*, 2008, 42 (1-2), 455-466.
- [10] Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 roku ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej.
- [11] Lamera C., Becciu G, Rulli M.C., Rosso R.: Green roofs effects on the urban water cycle components, *Procedia Engineering*, 2014, 70, 988-997.
- [12] Stec A.: Model optymalizacyjny retencyjnego zbiornika rurowego. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/2016), 445-455.
- [13] Suligowski Z.: Alternatywa dla wód opadowych, *Wodociągi i Kanalizacja*, nr 4/2008.
- [14] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2013.
- [15] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [16] Burszta-Adamiak E.: Zielone dachy jako element zrównoważonych systemów odwadniających na terenach zurbanizowanych. Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu, Wrocław, 2014.
- [17] Burszta-Adamiak E., Mrowiec M.: Modelling of green roofs' hydrologic performance using EPA's SWMM, *Water Science and Technology*, 2013, 68, 36-42.
- [18] Speak A.F., Rothwell J.J., Lindley S.J., Smith, C.L.: Rainwater runoff retention on an aged intensive green roof, *Sci. Total Environ.*, 2013, 461-462, 28-38.

- [19] Schroll E., Lambrinos J., Righetti T., Sandrock D.: The role of vegetation in regulating stormwater runoff from green roofs in a winter rainfall regime, *Ecol. Eng.*, 2011, 37, 595-600.
- [20] DeNardo J.C., Jarrett A.R., Manbeck H.B., Beattie D.J., Berghage R.D.: Stormwater mitigation and surface temperature reduction by green roofs, *Trans. ASAE*, 2005, 48 (4) pp. 1491-1496.
- [21] Sims A.W., Robinson C.E., Smart C.C., Voogt J.A., Hay G.J., Lundholm J.T., Powers B., O'Carroll D.M.: Retention performance of green roofs in three different climate regions, *Journal of Hydrology*, 2016, In Press.
- [22] Spolek G.: Performance monitoring of three ecoroofs in Portland, Oregon. *Urban Ecosyst.* 2008, 11, 349-359.
- [23] Carter T.L., Rasmussen T.C.: Hydrologic behaviour of vegetated roofs, *Journal of the American Water Resources Association*, 2006, 42, 1261-1274.
- [24] Palla A., Gnecco I., Lanza L.G.: Hydrologic Restoration in the Urban Environment Using Green, *Water* 2010, 2, 140-154.
- [25] Voyde E., Fassman E., Simcock R.: Hydrology of an extensive living roof under sub-tropical climate conditions in Auckland, New Zealand. *J. Hydrol.*, 2010, 394, 384-395.
- [26] Wong N.H., Chen Y., Ong C.L., Sia A.: Investigation of thermal benefits of rooftop garden in the tropical environment, *Build Environ*, 2003, 38, 261-70.
- [27] Ouldboukhitine S., Belarbi R., Jaffal I., Trabelsi A.: Assessment of green roof thermal behavior: a coupled heat and mass transfer model, *Build Environ* 2011, 46, 2624-31.
- [28] Van Renterghem T., Booteldooren D.: Reducing the acoustical façade load from traffic with green roofs, *Build. Environ.*, 2009, 44, 1081-1087.
- [29] Alexandri E., Jones P.: Temperature decreases In an Urban canyon due to Green walls and green roofs In diverse climates, *Building and Environment*, 2008, 43, 480-493.
- [30] Bowler D.E., Buyung-Ali L., Knight T.M., Pullin A.S.: Urban greening to cool towns and cities: a systematic review of the empirical evidence, *Landscape and Urban Planning*, 2010, 97, 147-155.
- [31] Yang J., Yu Q., Gong P.: Quantifying air pollution removal by green roofs in Chicago, *Atmos. Environ.*, 2008, 42, 7266-7273.
- [32] Jian-feng Li, Onyx W.H. Wai, Y.S. Li, Jie-min Zhan, Y. Alexander Ho, James Li, Eddie Lam. Effect of green roof on ambient CO<sub>2</sub> concentration, *Building and Environment*, Volume 45, 2010, 2644-2651.
- [33] Fassman-Beck E., Voyde E., Simcock R., Hong Y.S.: 4 Living roofs in 3 locations: does configuration affect runoff mitigation? *J. Hydrol.*, 2013, 490, 11-20.
- [34] Gregoire B.G., Clausen J.C.: Effect of a modular extensive green roof on stormwater runoff and water quality, *Ecol. Eng.* 2011, 37, 963-969.
- [35] Liesecke H. J.: Extensive begrünung bei 5 dachneigung, *Stadt und Grün*, 1999, 48(5), 337-346.
- [36] Köhler M., Schmidt M.: Langzeituntersuchungen an begrünten Dächern in Berlin. *Dach+Grün*, 1999, 8, 12-18.

- [37] Nawaz R., McDonald A., Postoyko S.: Hydrological performance of a full-scale extensive green roof located in a temperate climate, *Ecological Engineering*, 2015, 82, 66-80.
- [38] Hakimdavar R., Culligan P.J., Finazzi M., Barontini S., Ranzi R.: Scale dynamics of extensive green roofs: Quantifying the effect of drainage area and rainfall characteristics on observed and modeled green roof hydrologic performance, *Ecological Engineering*, 2014, 73, 494-508.
- [39] Stovin V., Vesuviano G., De-Ville S.: Defining green roof detention performance, *Urban Water Journal*, 2015, 1-15. <http://dx.doi.org/10.1080/1573062X.2015.1049279>
- [40] Razzaghmanesh M., Beecham S.: The hydrological behaviour of extensive and intensive green roofs in a dry climate, *Science of The Total Environment*, 2014, 499, 284-296.
- [41] FLL: Wytuczne niemieckiego Towarzystwa Naukowo-Badawczego Krajobrazu i Rolnictwa tzw. wytuczna FLL (niem. Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e.V), 2008.
- [42] Niebezpieczne zjawiska meteorologiczne. Geneza, skutki, częstość występowania. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy. Warszawa, 2013.

## IMPACT OF THE RAINFALL HEIGHT ON RETENTION AND RUNOFF DELAY FROM GREEN ROOFS

### Summary

Climate change, especially the occurrence of violent and heavy rainfall and an increase in the sealed surface in urban areas contribute to disturbances in the circulation of water in the environment. Disadvantageous phenomenon resulting from these changes is to increase the rainwater runoff, which can cause temporary flooding of streets, sidewalks, residential areas and buildings. The increase in the volume of sewage discharged to sewers contribute to the emergence of adverse phenomena of hydraulic overload in these systems. In order to reduce these negative impacts it is necessary to design sustainable drainage systems, in which are used the facilities and equipment to increase rainwater retention and infiltration. Such solutions include, among others, green roofs. In the article, the analysis of the functioning of extensive green roofs in the aspect of their hydrological properties was carried out. The aim of the study was to determine the possibility of rainwater retention and runoff delay from three extensive green roofs with different system layers. The conducted analysis have shown that the green roofs efficiently retained water and delayed runoff during rainfall with a depth not more than 10 mm. Precipitation of this depth occurred with the greatest frequency in the years covered by the analysis (2011-2015). With an increase the depth of rainfall the possibilities of rainwater retention capacity of green roofs have been reduced. For these reasons the extensive green roofs can be considered as sustainable systems for the improvement of water balance of the cities, but in the aspect of protection against the effects of heavy precipitation in large depth, their operation should be supported by other systems that allow offload the traditional drainage systems in urban areas.

**Keywords:** green roofs, storm water management, retention, runoff delay

*Przesłano do redakcji: 10.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*





Janusz P. KOGUT<sup>1</sup>  
Jakub ZIEBA<sup>2</sup>

## THE MEASUREMENT OF SELECTED SOIL PARAMETERS OF FORMER OPEN PIT MINE WITH THE USE OF TRIAXIAL STRESS APPARATUS

Identification of geotechnical soil conditions often requires execution of laboratory tests, especially if you want to measure dynamic parameters of the soil. At present, the triaxial shear apparatus is widely applied in determination of the parameters of the soil. On the basis of the soil samples analysis, the examination results provide a wide range of data from basic performance parameters, e.g. internal friction angle and cohesion, to most complex ones like Young's modulus permanent side effective stress of water samples. Furthermore, the Soil Structure Interaction Laboratory of Cracow University of Technology, has carried out the measurements of propagation of shear waves velocity with the use of bender elements tests.

This work presents geotechnical conditions and the analysis of the results, which might be found useful to determine the transportation load parameters of designed S-7 and S-52 routes, as well as overall impact on soil/structure and surrounding areas located over the former clay open-pit mine. The landslides existing in the vicinity of the mine have prompted the authors to take that action.

**Keywords:** bender, triaxial stress apparatus, wave propagation

### 1. Introduction

Zesławice Clay Mine (Kraków, District XVII – Wzgórza Krzesławickie) is located on the area of 45,12 ha [1]. Currently, no minerals or clay raw materials are extracted there for the industrial purposes. However, the mine and its surrounding area have been classified as industrial wasteland and intended for land rehabilitation. The purpose of the land rehabilitation is to return the soil and the mine site to an acceptable degree of its former state. The prospective of development there is also taken into account. Furthermore, the western side of the mine may be a part of a transport hub for Kraków – Mistrzejowice. It means that

---

<sup>1</sup> Corresponding author / autor do korespondencji: Janusz P. Kogut, Politechnika Krakowska, Instytut Mechaniki Budowli, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 12 6282579; jkogut@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Jakub Zięba Politechnika Krakowska, Instytut Mechaniki Budowli, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 12 6282579; jakubzieba@gmail.com

the link of S-7 expressway and S-52 route, a northern bypass of Kraków, will be located there. Although the area is abundant in clay from the Miocene period, it has been valuable for its Tertiary deposits. When the land rehabilitation process is completed as well as other investments made, this transport hub will definitely be the next operated route nearby Kraków.

## **2. Geotechnical conditions**

Soil classification and description is based on analyses and laboratory tests, all according to principles of European and ISO standards. The triaxial shear apparatus has also been used in the laboratory research to determine and verify soil parameters for geotechnical strata. Archival footage [2] and contemporary publications [3-4,5], with a reference to the mentioned above area, have also been analyzed. Currently, the area around the mine is situated on vast but rough terrain, which contributed to mining industry and has negative impact on the landscape. Nowadays, no works are carried out. In the past, the open pit mine has been utilized for its Tertiary clay deposits from the Miocene period, that are covered by the Quaternary layers with the thickness from 2 m up to 10 m. The deposits, layered on a local hill, extend from west-side to the east-side of the mine. The Baranówka river was the starting point for the mining works, and then they were moving southwards and eastwards. The mine stretches within Miechowski Plateau and partially Krakowski Plateau, close to two reservoirs of drinking water located nearby. The borehole (for undisturbed samples) is located by the southern part of the mine, at about 220-230 m above the sea level. The Tertiary clay deposits do not contain water bearing layers, while the Quaternary deposits are poorly watered. But the water leakage is clearly noticeable there, especially on the border between the Tertiary and Quaternary layers.

## **3. Soil parameters**

Soil samples for three consecutive geotechnical layers have been investigated [6]. The first layer consists of plastic silts (Si) to clayey silts (clSi). The following layers constitutes of medium dense sands (Sa) to silty sands (siSa) and stiff and very stiff clays (Cl) from the Miocene period. The undisturbed soil samples have been collected in the mine at the depth of 1 m below the surface, from different parts of the site, where they are exposed. Afterwards, the samples have been kept stored at +5 °C degrees to prevent the loss in humidity. Furthermore, the base material is for the comparative study and analyses, the results of which are presented below (Table 1).

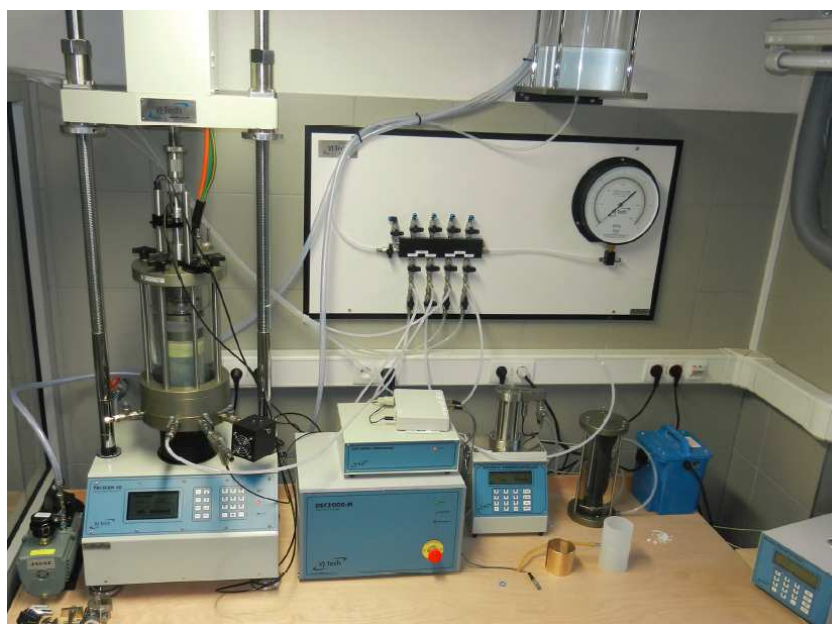
Tabela 1. Wybrane wyniki analiz laboratoryjnych gruntów z kopalni itów Zesławice przeprowadzonych zgodnie z PN EN ISO 14688 [6] and PN EN ISO 17892 [6]

Table 1. Selected laboratory results from Zesławice mine, according to PN EN ISO 14688 [7] and PN EN ISO 17892 [6]

Soil layer		I	II	III
Water content [%]		15 ÷ 18	7 ÷ 9	26 ÷ 28
Soil density $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]		2,30	1,65	2,10
Soil particle density $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]		2,67	2,65	2,70
Particles	sand $f_{sa}$ [%]	5	88	1
	silt $f_{si}$ [%]	79	10	20
	clay $f_{cl}$ [%]	16	2	79
Plastic limit $w_p$ [%]		20÷23	-	30÷32
Liquid limit $w_L$ [%]		30÷32	-	87÷90
Liquidity index $I_L$ [-] or density index $I_D$ [-]		0,12	0,55	0
Soil consistency/Soil density		Firm	Medium dense	Stiff

#### 4. Triaxial shear apparatus tests

As to describe basic soil properties and determine the stress-strain curve for considerable range of deformations, the triaxial shear apparatus has been utilized. The Soil-Structure Laboratory has got installed two types triaxial shear apparatuses, VJ-Tech (Fig.1), manufactured by VJTech Ltd (UK), one of which



Rys. 1. Widok ogólny aparatu trójosiowego ściskania

Fig. 1. Triaxial stress apparatus

is equipped with piezoelectric *bender* elements. The use of piezoelements, which mounted in a stand and soil sample cap, enable to determine the dynamic properties for small soil deformations range. The piezoelements are able to generate transverse and longitudinal waves. Shear modulus parameters,  $G_s$ , is determined by measuring time history of a transverse wave propagation in soil sample and the soil density with the following formula:

$$G_s = \rho V_s^2 \quad (1)$$

The test results may be confirmed by the in-situ investigations with the use of SASW method [8]. The triaxial shear apparatus analyses soil samples with a diameter range  $38 \div 150 \text{ mm}$ . Undisturbed soil sample, as well as disturbed ones (remoulded) are also a subject of analyses, but the latter entails a preparatory test to determine and calculate overconsolidation ratio (OCR) before the next tests are carried out. Only undisturbed soil samples, cut out from a block of soil collected on the spot are examined.

## 5. Static tests results

As far as stress-strain interdependence is determined, the triaxial shear apparatus has been used. The procedure of consolidated drained (CD) test is conducted according to PN EN ISO 17892 (a British BS 1377 is also applicable). The sample, of a cylindrical cross-section with 50 mm diameter and height of 100 mm, secured in rubber membrane, has been positioned in a loading frame. Water saturated soil (Skempton's formula's parameter was 0.95 which stood for 95% of pores saturated with water) is the starting point for conducting the tests, while the saturation is performed using the back pressure method in which the vented water is pumped into the soil sample. As a result, back pressure increases proportionally if effective stress is on a fixed level. All samples are subject to isotropic consolidation, with effective stress at several levels (e.g. 100, 150, 200 kPa). During the tests, the effective stress and stress in the chamber is maintained at fixed levels, changes in volume are recorded until the whole water has drained in order to allow the water pore pressure to dissipate.

Tabela 2. Rezultaty badań przeprowadzonych na próbach gruntu z kopalni Zesławice

Table 2. Test results based on samples from Zesławice open-pit mine

Layer	I	II	III
Effective internal friction angle $\phi'$ [°] (CD method)	30	32	16
Effective soil cohesion $c'$ [kPa] (CD method)	25	4	40
Dynamic shear modulus $G_s$ [MPa]	78,8	117,3	75,8

The timing is dependent on the soil being investigated. It takes 36 hours for clayey silt to consolidate, and about 1 hour for sand, while nearly 336 hours as far as clay is concerned. This constituted the most complex and the longest process during the investigation. After preparing the soil samples, they are subject to shear tests in order to determine the maximum deviator stress value as the considerable range of deformations is expected. As a result, the triaxial stress apparatus enables all necessary measurements to be conducted in order to obtain parameters for different geotechnical layer of soil investigated. Table 2 exhibits the results of the investigations.

## 6. Determining the velocity of a transverse wave

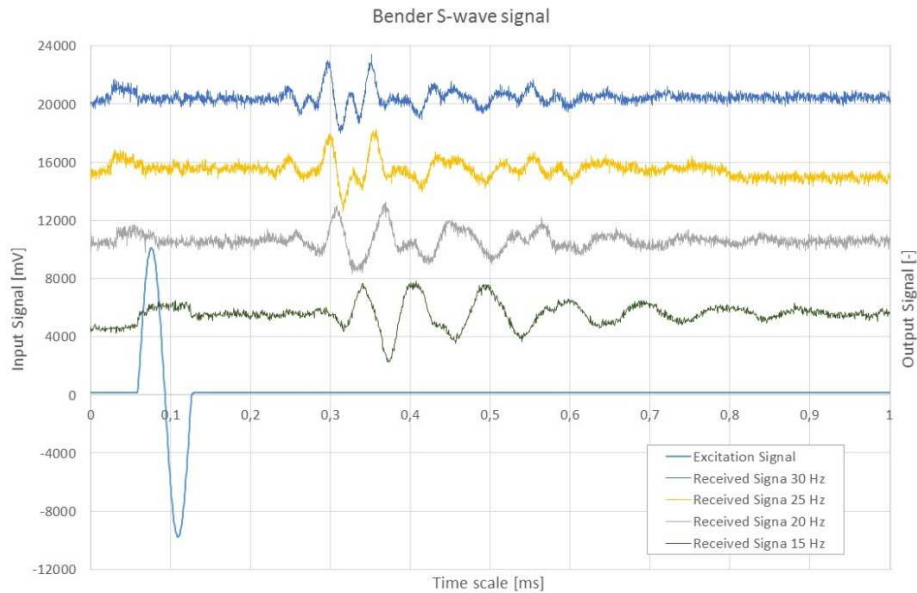
The triaxial shear apparatus has been adjusted to specify the velocity of transverse waves in soil specimens. The use of piezoelements, which enhance the quality of testing, enable the acoustic waves to travel throughout the soil specimen. Fig. 2 presents typical cylinders with visible piezoelectric elements.



Rys. 2. Cylindry z widocznymi elementami piezoelektrycznymi używane w badaniu propagacji fal w warunkach laboratoryjnych w aparacie trójosiowego ściskania (<http://geotechpedia.com/Equipment/Show/211/Bender-elements>).

Fig. 2. Cylinders with visible piezoelectric elements used to study wave propagation in laboratory conditions in the triaxial stress apparatus (<http://geotechpedia.com/Equipment/Show/211/Bender-elements>).

As for the calculation of the velocity of a transverse wave, the time of the signal propagation from the first particle of a medium to the last particle needs to be calculated, provided the values are known. The condition of soil influences the excitation signal as well as the frequency range. The amplitude of a signal depends on soil response. Fig. 3 presents the exemplary output values for different excitation signals. The response signal for the excitation of the frequency equal to  $f = 15 \text{ kHz}$  is the one, which seems to be the most reliable as it represents the perfect sinusoid. The *peak to peak* method is the simplest and may be useful to calculate the timing of a signal from acquired data.

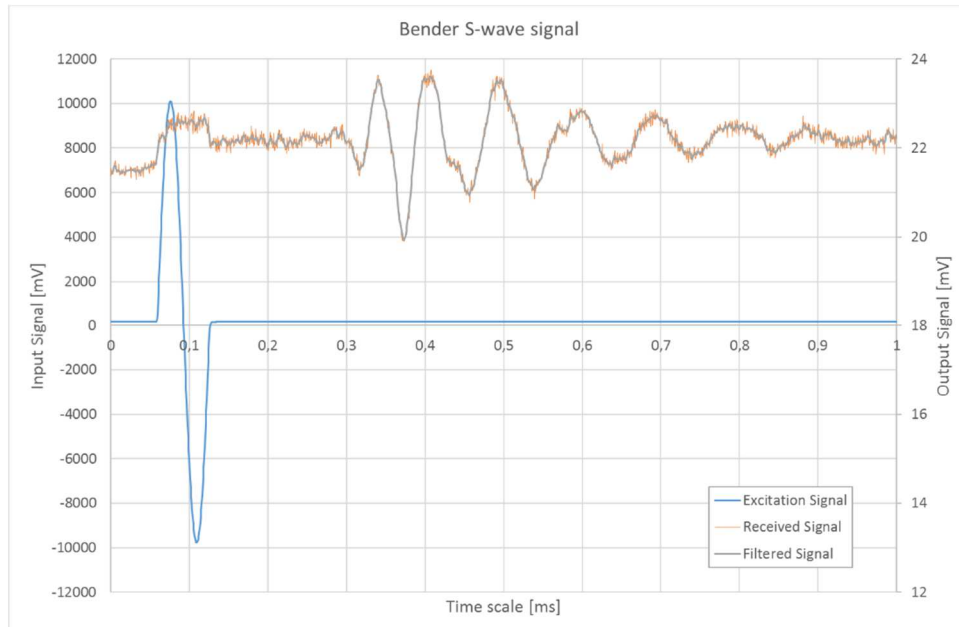


Rys. 3. Przykładowe przebiegi czasowe drgań dla różnych częstotliwości wymuszeń

Fig. 3. Exemplary output values of bender elements for various excitation frequencies

The recorded shear wave (S-wave) signals may also be analysed using typical methods of signal processing. Example of which is the standard filtering with the use of Kalman filter in order to receive filtered time history of vibrations, which gives more accurate data on wave propagation. Fig 4 presents the exemplary output value of time history for excitations input and received output signals. The output signals represent the original signal recorded by sensor and processed with Butterworth low-pass filter. In table 2 the Kirchhoff dynamic shear modula ( $G_s$ ), for each layer of soil that is investigated, are shown. The values correspond to consolidated isotropic stresses equal to  $\sigma = 150 \text{ kPa}$ .

As far as the shear modulus  $G_s$  is concerned, two methods of tests are applied namely unconsolidated undrained (UU) and consolidated isotropic drained (CID or CD). The first method – unconsolidated undrained (UU) in which the shear process does not include the consolidation part. In this case only the first and the third layer of soil are subject to tests. The other method – the consolidated isotropic drained (CID) method in which the specimen, in the discussed case sand, being partially consolidated, is investigated. During the last investigation, the water flows slowly out of the specimen, while the water pressure is adjusted to fixed pore pressure level.



Rys. 4. Przykładowy przebieg czasowy zarejestrowany przez element bender – sygnał oryginalny oraz przefiltrowany

Fig. 4. The exemplary time histories in bender elements for original and filtered signals

## 7. Final remarks

This work presents the research results of soil specimens that are extracted in former clay open-pit mine Zesławice. The in-situ field tests and laboratory investigation enabled us to determine the soil condition, as well as the soil physical properties. The soil parameters such as effective values of internal friction angle and cohesion are beneficial for the slope stability analysis. Such analysis helps us to identify unstable slopes, specify the triggering factors of a slope failure and find endangered areas where various mechanisms might lead to soil mass movements. The output of the analysis should be not only the risk probability but also it should include the evaluation of the slope shape, which reduces the risk of sliding or collapsing. As far as slope stability analysis is concerned, it should definitely be based on detailed geotechnical research and field work.

The authors of this paper would like to point out, that the Laboratory of Soil-Structure Interaction, a unit of Cracow University of Technology carried out the field work in Zesławice mine from 2011 to 2016 only for the scientific purposes. Presently, the reclamation scheme draft of the mine is being prepared alongside the steps taken to secure the mine site by leveling off the ground.

## References

- [1] Uchwała NR LXIV/820/09 Rady Miasta Krakowa z dnia 4 lutego 2009 r. w sprawie Uchwalenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego obszaru "Zesławice" w Krakowie.
- [2] Dokumentacja geologiczna złoża surowców ceramiki budowlanej "Zesławice" w kat. B+C1+C2, Kraków: Zakład Projektów i Dokumentacji Geologicznych w Katowicach - oddział w Krakowie. Ministerstwo Budownictwa i Przemysłu, 1979.
- [3] Olesiak S, Badania wybranych właściwości mioceńskich iłów w rejonie Krakowa z wykorzystaniem sondy wkręcanej WST. Rozprawa doktorska, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki.
- [4] Wysokiński L (ed.), Zasady oceny przydatności gruntów spoistych Polski do budowy mineralnych barier izolacyjnych. Instytut Techniki Budowlanej. Warszawa 2007.
- [5] Olesiak S, Wykorzystanie sondy wkręcanej WST w badaniach mioceńskich iłów krakowieckich. Górnictwo i Geoinżynieria, issue 1, 2009, pp. 467-473.
- [6] PKN-CEN ISO TS 17892-1÷12. Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil.
- [7] PN EN ISO 14688 Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of soil. Principles for a classification.
- [8] Kogut J, Oszacowanie parametrów dynamicznych podłoża gruntowego. Czasopismo Techniczne, zeszyt 2-B, 2007, pp. 55-63.

## WYZNACZENIE WYBRANYCH PARAMETRÓW GRUNTU Z KOPALNI IŁÓW PRZY UŻYCIU APARATU TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA

### Streszczenie

Rozpoznanie warunków geotechnicznych podłoża gruntowego wykonywanego w celu ustalenia parametrów dynamicznych podłoża często wymaga wykonania badań laboratoryjnych. Obecnie jednym z najbardziej popularnych sposobów określania parametrów gruntów jest użycie aparatu trójosiowego ściskania. Wynikami badania próbki gruntowej w aparacie trójosiowym mogą być oprócz podstawowych parametrów wytrzymałościowych czyli kąta tarcia wewnętrznego i spójności, parametry takie jak moduł odkształcenia liniowego przy stałym bocznym naprężeniu efektywnym w próbce w warunkach z odpływem, jak i bez odpływu wody z próbki. Dodatkowo w laboratorium Katedry Współdziałania Budowli z Podłożem Politechniki Krakowskiej, przeprowadzono badania określenia prędkości fali poprzecznej przy wykorzystaniu elementów *bender*. W pracy przedstawiono warunki geotechniczne, a następnie podsumowano wyniki badań, które w przyszłości posłużą autorom do określenia wpływu obciążeń komunikacyjnych trasy S-7 i S-52 na podłoże gruntowe terenu kopalni i ich okolic. Analiza ta wynika z występowania kilku osuwisk w bezpośredniej otoczeniu kopalni.

**Słowa kluczowe:** bender, aparat trójosiowego ściskania, propagacja fal

*Przesłano do redakcji: 10.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Adam SZELAĞOWSKI<sup>1</sup>

## KLIMATYZACJA Z WYKORZYSTANIEM SORPCYJNO-WYPARNYCH SYSTEMÓW CHŁODZENIA

Sorpcyjno-wyparne systemy chłodzenia DEC (ang. desiccant evaporation cooling) stanowią alternatywę dla klasycznych systemów klimatyzacji wykorzystujących sprężarkowe urządzenia chłodnicze. Stosowanie systemów DEC pozwala na obniżenie zużycia energii elektrycznej przez systemy klimatyzacyjne nie pogorszając przy tym jakości powietrza dostarczanego do pomieszczeń. Nie wykorzystują przy tym „freonowych” czynników chłodniczych, dzięki czemu nie mają negatywnego wpływu na środowisko. W technologii DEC powietrze chłodzone jest poprzez odparowanie wody, aby zwiększyć efekt chłodzenia powietrze wstępnie jest osuszone przy zastosowaniu stałych, bądź ciekłych sorbentów. Do regeneracji sorbentów, wymagają dostarczenia ciepła o temperaturze w zakresie 50 – 100°C. Ze względu na możliwość wykorzystania odpadowych i odnawialnych źródeł ciepła technologia DEC stanowi interesujące rozwiązanie. W artykule opisano zasadę działania systemu DEC, oraz przedstawiono wyniki obliczeń dla systemu pracującego w warunkach letnich w klimacie umiarkowanym. Obliczenia wykonane zostały przy założeniu temperatury powietrza zewnętrznego równej 27°C, wilgotność względną przyjmowano z przedziału 45 – 80% zmieniając tę wartość co 5%. Do analizy przyjęto stałe zyski ciepła jawnego i utajonego wewnątrz przestrzeni klimatyzowanej, które wynoszą odpowiednio 15 kW i 3 kW. Strumień powietrza wentylacyjnego przyjęto na poziomie 1000 m<sup>3</sup>/h. Wyniki obliczeń pokazują, że w zakresie wilgotności względnej powietrza zewnętrznego poniżej 60 % systemy DEC są w stanie zapewnić odpowiednią jakość powietrza wentylacyjnego, oraz odebrać zyski ciepła i wilgoci z pomieszczeń klimatyzowanych. Wybrany sorbent, do regeneracji wymaga dostarczenia strumienia ciepła o temperaturze około 70°C, w ilości trzykrotnie większej w stosunku do strumienia ciepła jaki jest do odebrania z pomieszczeń.

**Słowa kluczowe:** komfort cieplny, chłodzenie wyparne, wentylacja, klimatyzacja, sorpcyjne osuszanie powietrza

---

<sup>1</sup> Adam Szelağowski, Politechnika Warszawska, Instytut Techniki Ciepłej, ul. Nowowiejska 21/25, 00-665 Warszawa; adam.szelağowski@itc.pw.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Stosowanie systemów klimatyzacji ma zapewnić uczucie satysfakcji z warunków cieplnych środowiska, w którym aktualnie przebywa człowiek. Wtedy mówimy o komforcie termicznym. W przeciwieństwie do prostych systemów ochładzania powietrza, które jedynie utrzymują zadaną temperaturę powietrza wewnątrz pomieszczeń, pełna klimatyzacja komfortu ma za zadanie utrzymać nastawioną temperaturę jak i wilgotność powietrza wewnątrz pomieszczeń, oraz zapewnić odpowiednią jego jakość. Klasyczne urządzenia klimatyzacyjne pobierają duże ilości energii elektrycznej, co wiąże się z dość wysokimi kosztami eksploatacyjnymi. Chęć obniżenia kosztów, oraz racjonalnego wykorzystywania energii, sprawia, że warto zastanowić się nad rozwiązaniami konstrukcyjnymi urządzeń wentylacyjnych i klimatyzacyjnych, które mają zmniejszony pobór energii, lub wykorzystują energię odpadową bądź odnawialną. Jednym z takich rozwiązań w technice obróbki powietrza jest system klimatyzacyjny DEC (Desiccant and Evaporative Cooling). W systemach tych, do schładzania powietrza wykorzystuje się efekt obniżania temperatury powietrza przy jego adiabatycznym nawilżaniu [2]. Aby zwiększyć efektywność tego procesu powietrze jest wstępnie osuszane, przy wykorzystaniu stałych bądź ciekłych sorbentów. Odpowiednie sterowanie całym procesem pozwala utrzymać wartość temperatury i wilgotności powietrza na poziomie zapewniającym komfort cieplny. Aby system mógł pracować w sposób ciągły niezbędna staje się regeneracja sorbentów. W zależności od użytego sorbentu wymagane jest ciepło o temperaturze w zakresie 50 – 100°C [3]. Ze względu na możliwość użycia ciepła odpadowego lub ze źródeł odnawialnych np. energii słonecznej, technologia stanowi interesującą alternatywę w stosunku do klasycznych systemów klimatyzacji [1].

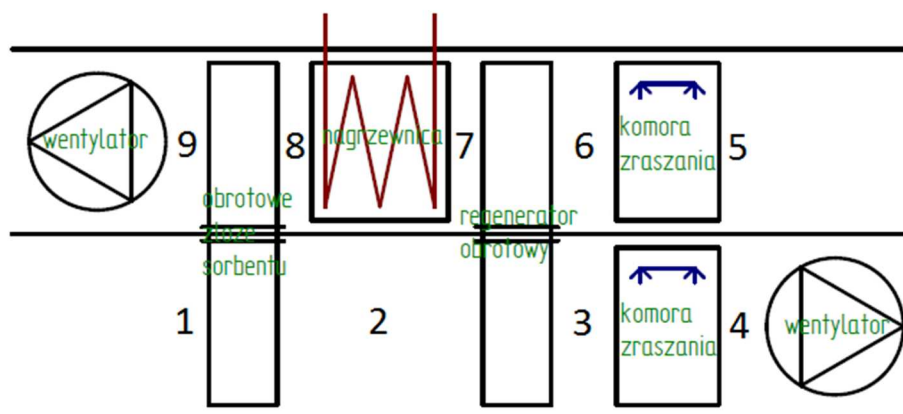
## 2. Komfort cieplny i klimat wewnętrzny

Zagadnienie komfortu cieplnego stanowi bardzo ważny aspekt życia. Organizm człowieka posiada pewne zdolności dostosowania się do warunków otoczenia. Zdolności te są jednak ograniczone, natomiast człowiek czuje się najlepiej w pewnych określonych warunkach klimatycznych. Za najwłaściwszą temperaturę powietrza w strefie przebywania ludzi można uznać tę, która zapewnia ciału ludzkiemu równowagę cieplną z otaczającym środowiskiem. Dla większości ludzi normalnie ubranych, wykonujących pracę lekką, lub pozostających w stanie spoczynku, temperatura powietrza w strefie przebywania ludzi, zapewniająca dobre samopoczucie wynosi 20-24°C [6]. Drugim ważnym parametrem powietrza, mającym duży wpływ na odczucia cieplne jest wilgotność powietrza. Przy temperaturze powietrza na poziomie 16 – 24 °C wilgotność względna powietrza w granicach 40 – 60 % ma neutralny wpływ na odczucia cieplne człowieka. Wilgotność względna powietrza poniżej 35 %, może powodować wysuszenie śluzówki nosa i skóry. Gdy temperatura i wilgotność wzrastają jednocze-

śnie, organizm ludzki zaczyna odczuwać nadmiar pary wodnej w powietrzu, zmniejsza się odparowanie z powierzchni skóry, co utrudnia odprowadzenie ciepła z ciała. W przypadku określania granic warunków komfortu powinno się przyjmować względną wilgotność tym niższą im wyższa jest temperatura powietrza. Utrzymanie latem temperatury i wilgotności, wewnątrz pomieszczeń, na odpowiednim poziomie (temperatury –  $20\div 26^{\circ}\text{C}$  i wilgotności względnej –  $40\div 60\%$ ) wymaga stosowania urządzeń klimatyzacyjnych.

### 3. Zasada działania systemu DEC

Powietrze zewnętrzne zasysane jest do układu przez wentylator nawiewny. Strumień powietrza przepływa przez rotor sorpcyjny, gdzie wilgoć z powietrza jest adsorbowana (rysunek 1). Rotor sorpcyjny ma wysoką temperaturę, przez co temperatura powietrza nawiewanego za rotorem rośnie. Przemianę powietrza nawiewanego w rotorze sorpcyjnym na wykresie Molliera (rysunek 2) przedstawia linia 1-2. Ogrzane i osuszone powietrze następnie przepływa przez rekupektor, w którym się ochładza nie zmieniając przy tym zawartości wilgoci. Przemianę obrazuje linia 2-3.

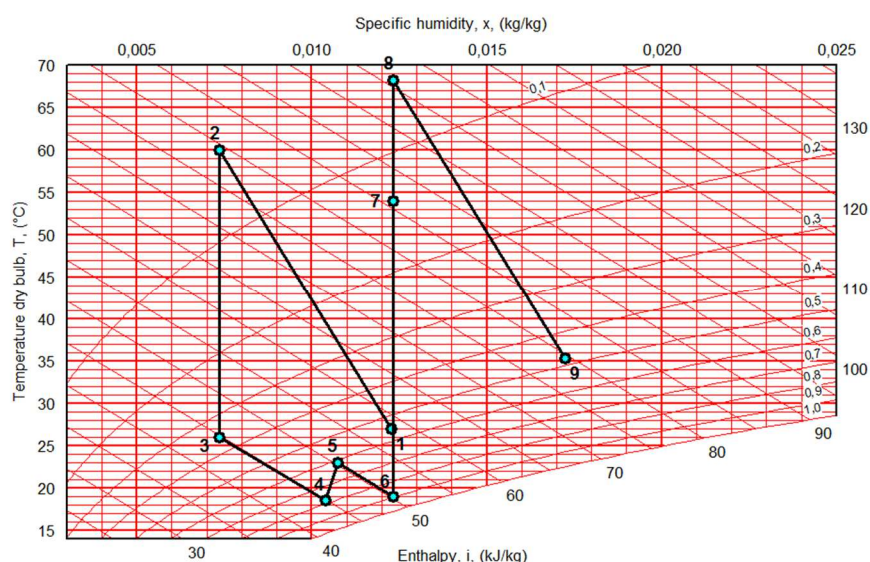


Rys. 1. Schemat centrali klimatyzacyjnej w systemie DEC

Fig. 1. Concept of the desiccant cooling system

Powietrze nawiewane przepływa następnie przez nawilżacz adiabaticzny. W wyniku rozpylania wody nad strumieniem powietrza część rozpylanej wody odparowuje, odbierając od powietrza ciepło. W wyniku przepływu strumienia powietrza przez nawilżacz adiabaticzny jego temperatura spada, natomiast zawartości wilgoci rośnie. Aby proces nawilżania był adiabaticzny, temperatura rozpylanej wody musi mieć wartość równą temperaturze nasycenia dla powietrza przepływającego przez nawilżacz (temperatura termometru mokrego) [8]. Teoretycznie możliwą do osiągnięcia temperaturą powietrza w nawilżaczu adiabaticznym

jest temperatura nasycenia dla tego powietrza. W praktyce jednak powietrze nie jest schładzane tak bardzo, a temperaturę do jakiej powietrze jest schładzane w nawilzaczu można określić znając efektywność procesu nawilżania [3].



Rys. 2. Przemiany powietrza zachodzące w systemie DEC przedstawione na wykresie psychrometrycznym [7]

Fig. 3. Psychrometric chart showing a typical desiccant cooling process [7]

Schłodzony i nawilżony strumień powietrza doprowadzany jest do klimatyzowanych pomieszczeń, gdzie miesza się z powietrzem wewnętrznym. W wyniku niwelowania zysków ciepła jawnego i utajonego nawiewany strumień powietrza ogrzewa się i zwiększa zawartość wilgoci [4]. Przemianę na rysunku 2 przedstawia linia 4-5.

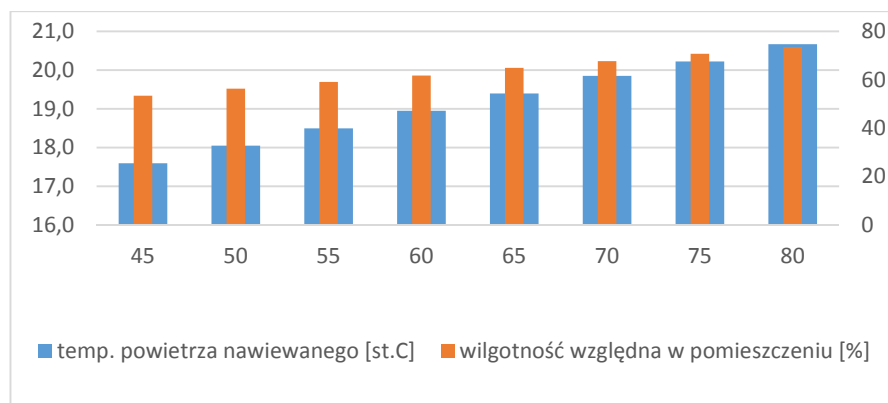
W celu utrzymania poprawnej pracy centrali klimatyzacyjnej DEC konieczna jest regeneracja jej wymienników. Regeneracji dokonuje się wykorzystując strumień powietrza wywiewanego z pomieszczenia. Strumień powietrza wywiewanego z pomieszczenia przepływa najpierw przez nawilżacz adiabaticzny, w którym się ochładza i nawilża – proces 5-6. Następnie przepływa przez wymiennik regeneracyjny, w którym zostaje ogrzany – przemiana 6-7. Wartość temperatury strumienia powietrza w punkcie 7, nie pozwala jeszcze na efektywną regenerację rotora sorpcyjnego. Najpierw temperaturę strumienia powietrza należy jeszcze dodatkowo podnieść. Dokonuje się tego w nagrzewnicy. Strumień powietrza wywiewanego przepływając przez nagrzewnicę zwiększa swoją temperaturę – przemiana 7-8. Następnie powietrze wywiewane przepływa przez rotor sorpcyjny. Gorące powietrze działa regenerująco na rotor odbierając wilgoć zaadsorbowaną z powietrza nawiewanego, przemiana – 8-9.

#### 4. Analiza pracy systemu DEC

Analizę pracy układu DEC przeprowadzono przy założeniu temperatury powietrza zewnętrznego równej  $27^{\circ}\text{C}$ , oraz przy różnej wilgotności względnej tego powietrza. W obliczeniach wilgotność względną przyjmowano z przedziału 45 – 80% zmieniając tę wartość co 5%. Do analizy przyjęto stałe zyski ciepła jawnego i utajonego wewnątrz przestrzeni klimatyzowanej, które wynoszą odpowiednio 15 kW i 3 kW. Strumień powietrza wentylacyjnego dobrano tak, aby dla przyjętej temperatury powietrza zewnętrznego i przy jego wilgotności względnej równej 55% był w stanie odebrać zyski ciepła z pomieszczenia i utrzymać w nim wartość temperatury na poziomie  $23^{\circ}\text{C}$ . Wyznaczony strumień powietrza wentylacyjnego wynosi  $1000\text{ m}^3/\text{h}$ . W analizie przyjęto pewne uproszczenia zakładając stałe efektywności: procesu sorpcji wilgoci z powietrza nawiewanego równej 0,4 [5,8], procesów nawilżania równej 0,75, oraz odzysku ciepła w regeneratorze równej 0,8 [6].

W systemach DEC powietrze usuwane z układu powinno regenerować złoże w rotorze sorpcyjnym. W przypadku obliczeniowym powietrze regeneracyjne powinno zostać ogrzane do temperatury  $68,25^{\circ}\text{C}$ . Wymaga to zastosowania nagrzewnicy o mocy równej około 50 kW. Oprócz tego uwzględniono moc wentylatorów potrzebnych do przetłoczenia wymaganego strumienia powietrza wentylacyjnego, która wynosi 5 kW.

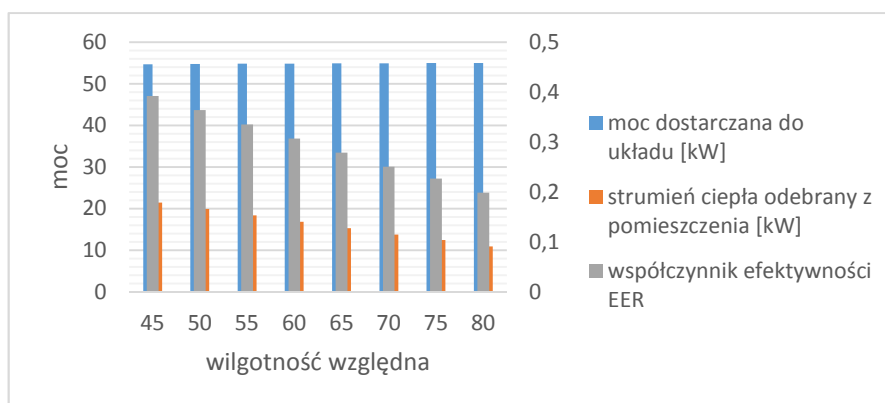
Na rysunku 3 przedstawiony jest wpływ wartości wilgotności względnej powietrza zewnętrznego na możliwą do osiągnięcia temperaturę powietrza nawiewanego do pomieszczeń klimatyzowanych, oraz wilgotność względną utrzymywaną w tych pomieszczeniach, dla analizowanego systemu.



Rys. 3. Wpływ wilgotności powietrza zewnętrznego na temperaturę powietrza nawiewanego do pomieszczenia i wilgotność w pomieszczeniu, przy chłodzeniu systemami DEC

Fig. 3. Effect of outdoor air humidity on the temperature of the supply air and the indoor humidity in the DEC system

Na rysunku 4 przedstawiony jest wpływ wartości wilgotności względnej powietrza zewnętrznego na wydajność chłodniczą systemu, wymagany strumień ciepła do regeneracji sorbentu, oraz wartość współczynnika efektywności chłodniczej analizowanego systemu.



Rys. 4. Wpływ wilgotności powietrza zewnętrznego na wydajność i efektywność chłodzenia, oraz moc potrzebną do regeneracji w systemach DEC

Fig. 4. Effect of outdoor air humidity on the performance, cooling efficiency, and the power required for the regeneration in the DEC system

W przypadku wyższych wartości wilgotności powietrza zewnętrznego system nie jest w stanie odebrać założonego strumienia ciepła z pomieszczenia. Zapotrzebowanie na moc grzewczą głównie zależy od strumienia powietrza wentylacyjnego, natomiast mniejsze znaczenie mają parametry powietrza zewnętrznego. Wzrost wilgotności względnej powietrza zewnętrznego powyżej 65% uniemożliwia utrzymania wilgotności względnej w pomieszczeniu na poziomie zapewniającym komfort. Aby system był w stanie zapewnić odpowiednie warunki w pomieszczeniu niezbędne jest zapewnienie dużego strumienia powietrza wentylacyjnego. Wybrany sorbent, do regeneracji wymaga dostarczenia strumienia ciepła o temperaturze 68,25°C. W przypadku, gdy układ odbiera z pomieszczenia zyski ciepła równe 18 kW wymaga dostarczenia strumienia ciepła równego 49,8 kW a do przetłoczenia powietrza pracy wentylatorów o mocy 5 kW. Uwzględniając powyższe, system osiąga współczynnik efektywności energetycznej równy 0,34. Analizowane rozwiązanie wydaje się dobre w przypadku niskiej wilgotności powietrza zewnętrznego i kiedy dysponujemy tanim ciepłem w dużej ilości.

## 5. Wnioski

Systemy DEC są interesującym rozwiązaniem i mają duży potencjał w dziedzinie klimatyzacji. Układy charakteryzują się prostą budową. Aby systemy były opłacalne do regeneracji sorbentów powinno być wykorzystane źródło ciepła odpadowego lub odnawialnego np. energia gromadzona w kolektorach słonecznych.

Efektywność systemu jest zależna od parametrów powietrza zewnętrznego. W zakresie wilgotności względnej powietrza zewnętrznego poniżej 60 % systemy DEC są w stanie zapewnić odpowiednią jakość powietrza wentylacyjnego, oraz odebrać zyski ciepła i wilgoci z pomieszczeń klimatyzowanych. Współczynnik efektywności energetycznej analizowanego systemu wynosi 0,34.

## Literatura

- [1] Badyda K.: Współczesne technologie chłodnicze a wykorzystanie energii słonecznej, Polska energetyka słoneczna, nr 2, 2005, s. 21-26.
- [2] Daou K., Wang R.Z., Xia Z.Z.: Desiccant cooling air conditioning: a review, Renewable and Sustainable Energy Reviews, no.10, 2004, pp. 55-77.
- [3] Jarocki P., Rusowicz A.: System DEC w klimacie umiarkowanym, Chłodnictwo, nr 4, 2009, s. 32-36.
- [4] Khoukhi M.: A Study of Desiccant-Based Cooling and Dehumidifying System in Hot-Humid Climate, International Journal of Materials, Mechanics and Manufacturing, vol.1, no.3, 2013, pp.191-194.
- [5] NovelAire Technologies: Desiccant Dehumidification Wheel Technical Brochure, <http://www.novelaire.com/images/pdfs/dw-brochure.pdf> {dostęp 9.05.2016 r.}.
- [6] Pełech A.: Wentylacja i klimatyzacja: podstawy, wydanie trzecie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2011.
- [7] Program Mollier Sketcher.
- [8] Yadav A., Yadav L.: Comparative performance of desiccant wheel with effective and ordinary regeneration sector using mathematical model, Heat and Mass Transfer, vol.50, no.10, 2014, pp. 1465-1478.

## AIR CONDITIONING USING DESICCANT EVAPORATION COOLING SYSTEM

### Summary

Desiccant evaporation cooling systems (DEC) are an alternative to conventional vapor-compression cooling units. The use of DEC systems reduces the electricity consumption of air conditioning systems and do not deteriorating the quality of supplied air at the same time. They do not use refrigerants, so do not have a negative impact on the environment. In DEC technology cooling effect is achieved by evaporation of water. To increase the cooling effect first the air is dehumidified by a solid or liquid sorbent. Regeneration of sorbents requires the input of heat at a temperature in the range of 50 - 100 ° C. Due to the possibility of using waste, or renewable heat

the DEC technology is an interesting solution. This paper describes the principle of operation of the DEC, and showing the influence of some operating parameters for a system efficiency. Calculations were made with the assumption of an outdoor air temperature at the 27 ° C, relative humidity was taken between 45 - 80% by changing the value by 5%. For the analysis a sensible and latent heat gains inside the conditioned space were assumed, respectively 15 kW and 3 kW. Ventilation air flow is assumed to be 1000 m<sup>3</sup>/h. The calculation results show that for the relative humidity of the outside air below 60% DEC systems are able to ensure the required quality of ventilation air, and take of the heat and moisture gains from the air-conditioned space. The selected sorbent regeneration requires the heat flux at a temperature of about 70 ° C, in an amount three times as compared to the heat flow taken from the air conditioned space.

**Keywords:** thermal comfort, evaporative cooling, ventilation, air-conditioning, sorption air dehumidification

*Przesłano do redakcji: 11.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Maria RATAJCZAK<sup>1</sup>

## SPECTRAL ANALYSIS OF POLYMER MODIFIED BITUMEN USED IN WATERPROOFING

Asphalt is one of the most commonly used building material. The first attempts at modifying asphalt were made at the beginning of the twentieth century. Nowadays the most popular asphalt modifier is the styrene-butadiene-styrene (SBS). This thermoplastic elastomer increases the thermal resistance of bitumen, widens the range of plasticity and amends rheological properties. IR spectroscopy is by far the most common instrumental method used in analytical chemistry. The popularity of this method results from its simple measurement technique, universality and high precision. That is why IR spectroscopy applies to the analysis of polymer modified binder (PMB) used in waterproofing.

**Keywords:** IR-spectroscopy, styrene-butadiene-styrene (SBS), quantification

### 1. Introduction

In the market of building materials bitumen products are in the forefront of the most commonly used materials, next to steel, concrete, wood or ceramic. Approximately 85% of the asphalt goes to the pavement industry [1], but much of it is also employed for waterproofing. Accordance with the European Standards, there are two types of flexible sheets for waterproofing:

- bitumen damp proof sheets including bitumen basement tanking sheets (EN 13969);
- reinforced bitumen sheets for roof waterproofing (EN 13707).

Flexible sheets for waterproofing, which are commonly called roofing felt, are made of three main composites: sheet material, bitumen and sprinkle (Fig. 1). As sheet material are used cardboard, polyester or fiberglass. Sprinkle is made of sand, basalt, feldspar or porphyry [2]. As shown in the figure 1 bitumen makes up more than 2/3 of roofing felt, that is why the properties of bitumen have a decisive influence on the properties of the roofing felt. Nowadays modified bitumen is used mainly in waterproofing as well as in the pavement industry.

---

<sup>1</sup> Maria Ratajczak, Poznan University of Technology, Institute of Structural Engineering, ul. Piotrowo 5, 60-965 Poznań; tel. 61 665 2165; maria.ratajczak@put.poznan.pl

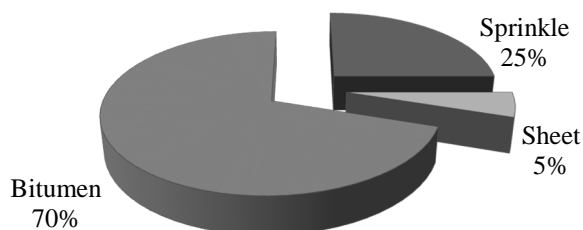


Fig. 1. Composites of roofing felt

Rys. 1. Skład papy zgrzewalnej

The first attempts of asphalt modification were made at the beginning of the twentieth century when the method of producing sulfuric asphalt, called Dubbs asphalt was developed. Another attempts made in the 50's of the twentieth century resulted in a number of methods to improve the properties of asphalt. The oil crisis in 1973 and the rapid development of polymer chemistry contributed to the development of technology of modified bitumen [3]. The most common types of modifiers used are SBS (Styrene-Butadiene-Styrene) and APP (Atactic Polypropylene). APP is mostly applied in Southern Europe, whereas the SBS is the leading one in Northern Europe.

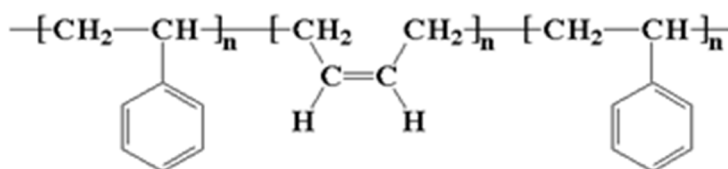


Fig. 2. Structural formula of SBS, based on [4]

Rys. 2. Wzór strukturalny SBS, na podstawie [4]

Styrene-butadiene-styrene (SBS) is a thermoplastic elastomer which consists of three segments. Between two chains of polystyrene there is a chain of butadiene (Fig. 2). While polybutadiene gives SBS its rubber-like properties, polystyrene gives it its durability.

In the process of crosslinking blocks of styrene connect with blocks of butadiene and build durable, flexible and solid network, which gives its properties to modified binders. As a result of modification of SBS copolymer a distinct change is made in asphalt properties. The resulting product is characterized by:

- greater elastic and ductility (butadiene) [5];
- increasing thermal resistance – better viscosity, increasing the softening temperature (styrene) [5];
- higher resistance to rutting [5];

- lower risk of fractures [5];
- ability to stress relaxation [6];
- ability to elongation at tensile force [6];
- high tensile strength [6];
- widening the range of plasticity [6];
- better rheological properties [3, 6].

## 2. Materials and Methods

### 2.1. Basic bitumen tests

In the study were used following materials:

- 160/220 bitumen (D0),
- 160/220 bitumen + 3 wt % radial SBS (DR3),
- 160/220 bitumen + 6 wt % radial SBS (DR6),
- 160/220 bitumen + 9 wt % radial SBS (DR9),
- 160/220 bitumen + 12 wt % radial SBS (DR12),
- 95/35 bitumen (P0),
- 95/35 bitumen + 2 wt % radial SBS (PR2),
- 95/35 bitumen + 4 wt % radial SBS (PR4).

Three tests of conventional properties were conducted for these samples: softening point (Ring & Ball method) according to PN-EN 1426, needle penetration at 25°C according to PN-EN 1425 and Fraass breaking point according to PN-EN 12593.

### 2.2. Spectral analysis – IR-spectroscopy

Furthermore a spectral analysis was carried out in mid-infrared range. It is a range between 4000 and 400  $\text{cm}^{-1}$ . The presence of the functional group is associated with the characteristic absorption bands in the spectrum. The qualitative and quantitative analyses of the substances can be performed on the basis of the wavelength, frequencies and the shape of band. The quantitative analysis is based on the Lambert-Beer law:

$$A = \varepsilon \cdot l \cdot c \quad (1)$$

Where: A – absorbance;

$\varepsilon$  – molar absorptivity,  $\text{L} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{cm}^{-1}$ ;

l – thickness of the sample, cm;

c – concentration of the compound in solution,  $\text{mol} \cdot \text{L}^{-1}$ .

It must be remembered that the molar intensity of the bands is very sensitive to the intermolecular interaction, which causes instability of  $\varepsilon$  factor, the deviation from the Lambert-Beer law. Measuring the integral intensity, the surface under the contour band, is time consuming and therefore the quantitative

analysis often use the maximum intensity. This causes additional errors, because the maximum intensity is strongly dependent on the accuracy of the spectrophotometer [7]. It should be noted, that from the chart we can read the relative values of the transmittance or absorbance, according to the apparatus used, the measurement conditions, the sample composition, thickness of the sample and its concentration. In addition, carbon dioxide and water vapor, always present in a normal atmosphere, absorb IR radiation and can cause significant errors [8]. That is why using IR spectroscopy to quantitative analysis is very complicated and requires high precision.

So far a spectral analysis was possible only for liquids or gases. To conduct the spectral analysis of bitumen it was necessary to dissolve bitumen in the solvent (toluene, tetrahydrofuran, carbon disulphide). Such prepared sample was transferred on the plate made of KBr. After evaporating the solvent, the spectra analysis was carried out. At present the parameters of spectrophotometer allow to conduct a spectra analysis of solid materials. The research presented in this paper was performed on the spectrophotometer Nicolet iS5 FT-IR. The set-up of the spectrophotometer was presented in table 1.

Table 1. Set-up of FT-IR Spectrophotometer

Tabela 1. Parametry pomiarowe dla spektrofotometru FT-IR

Component/ Condition	Requirements	Component/ Condition	Requirements
Number of sample scans	32	Optical velocity	0,4747
Resolution	4 000	Aperture	100
Sample gain	4,0	Scan range	4 000 – 400 cm <sup>-1</sup>

### 3. Results & Discussion

#### 3.1. Basic bitumen tests

At Fig. 3 and Fig. 4 were presented the results for the softening point (Ring & Ball method), needle penetration at 25°C and Fraass breaking point. Although the needle penetration of both non-modified bitumen does not reach described value (35/95 bitumen = 30 and 160/220 bitumen = 151), the result for these bitumen are reference for modified samples. The aim of the study is the effect of polymer modification, non the properties of non-modified bitumen. However The lower penetration could an effect of the short-term ageing (technological ageing).

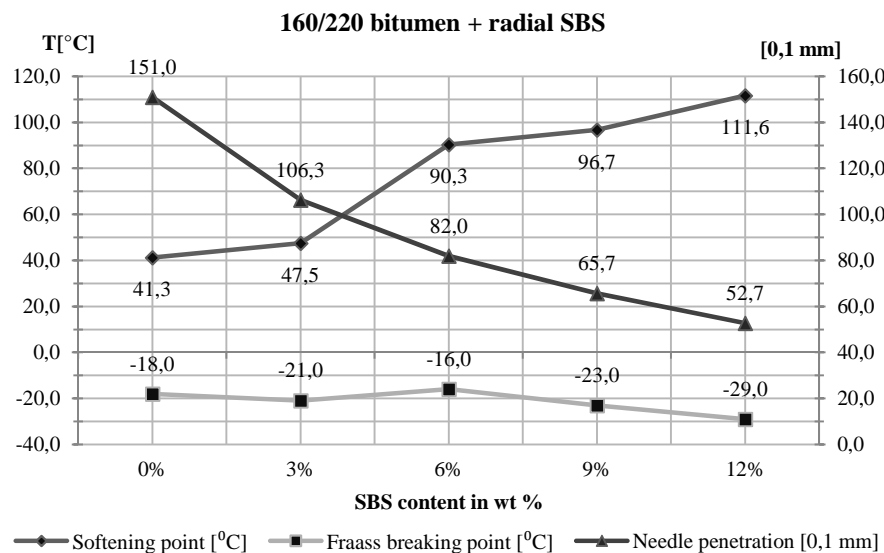


Fig. 3. Basic tests for 160/220 bitumen modified with radial SBS

Rys. 3. Wyniki badań podstawowych dla asfaltu 160/220 modyfikowanego SBS radialnym

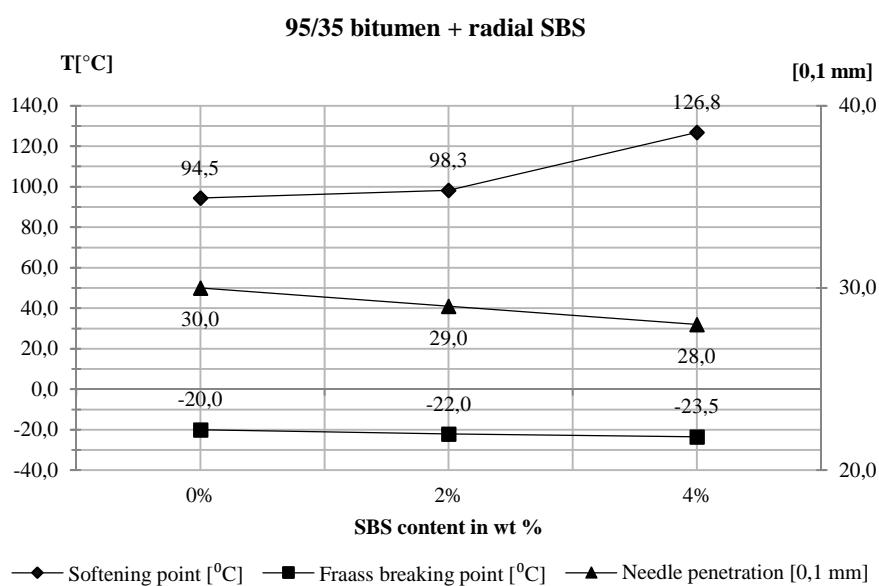


Fig. 4. Basic tests for 95/35 bitumen modified with radial SBS

Rys. 4. Wyniki badań podstawowych dla asfaltu 95/35 modyfikowanego SBS radialnym

As shown in Fig. 3 and 4 the softening point increased with the increase of polymer content. The penetration grade and Fraass breaking point decreased. The increase in softening point temperature as an indicator of the stiffening effect of PMBs was favorable since bitumen with higher softening point may be less susceptible to permanent deformation. Polymer modification reduces temperature susceptibility (as determined by the penetration) of the bitumen. Lower values of penetration indicate higher temperature susceptibility [9]. The SBS content improves also the properties of bitumen in subzero temperatures. Decrease the Fraass breaking point causes better resistance to low temperatures.

### 3.2. Spectral analysis

The chemical structure of bitumen is very complicated and not fully understood. Bitumen is a highly heterogeneous mixture of hydrocarbons. The components of asphalt are classified into four classes of compounds: saturates, naphthene aromatics, polar aromatics and asphaltenes [2]. The chemical composition of bitumen is following:

- Carbon (C) – 82 % - 87 %,
- Hydrogen (H) – 10 % - 15 %,
- Oxygen (O) – 2 % - 3%,
- Nitrogen (N) – 0,1 % - 1,0 %,
- Sulfur (S) – 0,2 % - 7 %.

Fig. 5, 6 and 7 present the absorption spectra of 160/220 and 95/35 bitumen modified with radial SBS and radial SBS. In the range between 4000  $\text{cm}^{-1}$  and 2500  $\text{cm}^{-1}$  there are characteristic bands for C–H, N–H and O–H bonds. Between 2500  $\text{cm}^{-1}$  and 2000  $\text{cm}^{-1}$  characteristic bands for  $\text{C}\equiv\text{C}$  and  $\text{C}\equiv\text{N}$  bonds are noticed. Between 2000  $\text{cm}^{-1}$  and 1500  $\text{cm}^{-1}$  characteristic bands for  $\text{C}=\text{C}$ ,  $\text{C}=\text{O}$  and  $\text{C}=\text{N}$  bonds are observed. The most important range in mid-infrared is range between 1500  $\text{cm}^{-1}$  and 400  $\text{cm}^{-1}$ , also named as fingerprint of substances. In this range characteristic bands for C–C, C–O and C–N bonds are noticed. For all the spectra we can distinguish many bands, which may be derived from hydrocarbon chains, especially in the range under 1500  $\text{cm}^{-1}$ .

The comparison of the absorption spectra of 160/220 and 95/35 bitumen indicates that the spectra are similar, despite the differences in physical properties and its chemical structure (exchanged the dispersed and the continuous phase). There are significant differences between the absorption spectra of non-modified and modified bitumen. For bitumen modified by SBS we distinguish characteristic bands for wavenumber at 1030  $\text{cm}^{-1}$ , 966  $\text{cm}^{-1}$  and 670  $\text{cm}^{-1}$ . These bands are characteristic for the SBS and represent the bond of  $=\text{C}-\text{H}$  “out of plane”. The frequencies of these three bands are also depended on the content of the polymer. Intensity of the bands increases with the addition of SBS. However, finding the relationship between the polymer content and the intensity of the band is a very complicated issue.

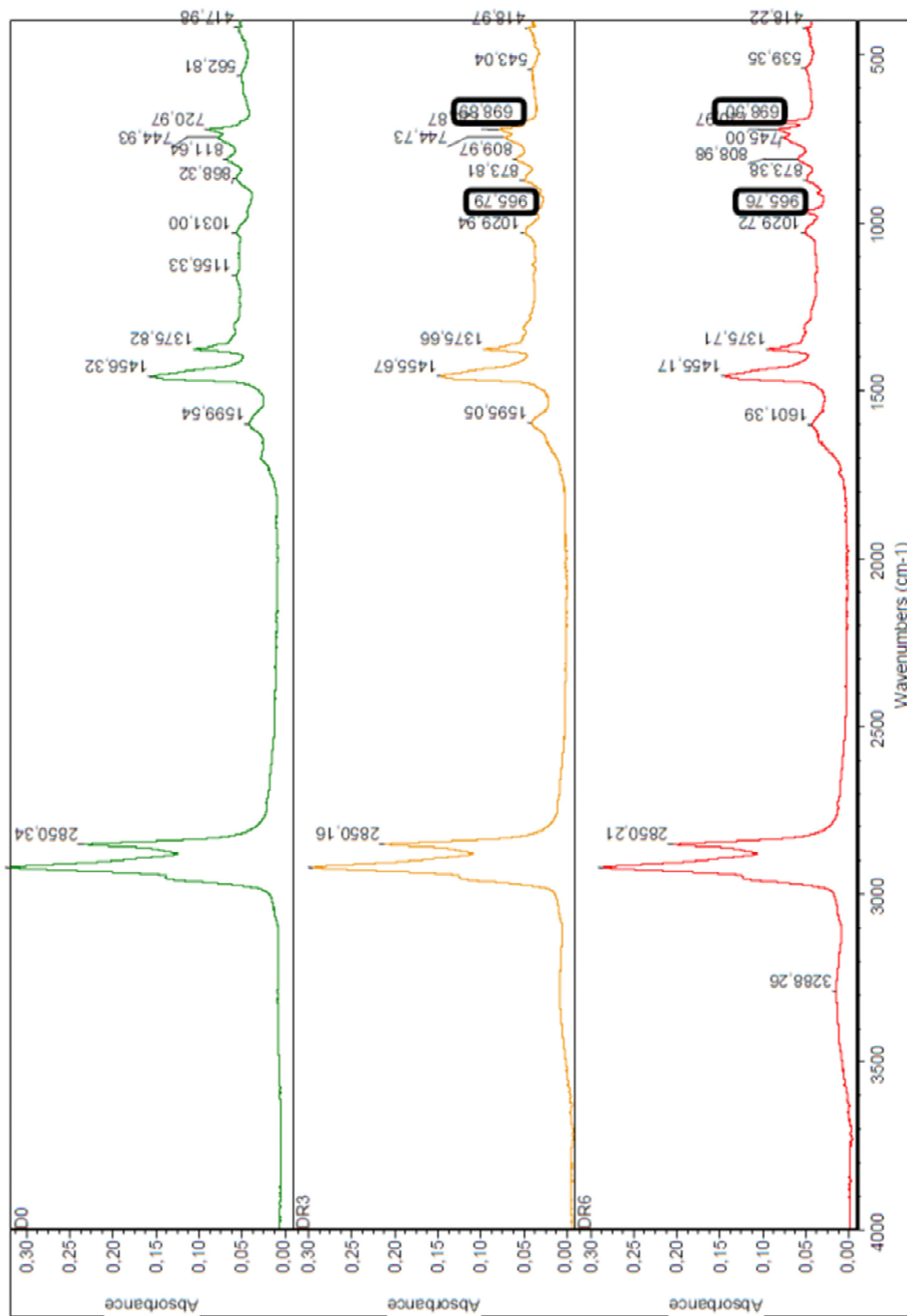


Fig. 5. Absorption spectra of 160/220 bitumen modified with radial SBS

Rys. 5. Widmo absorpcji asfaltu 160/220 modyfikowanego radialnym SBS

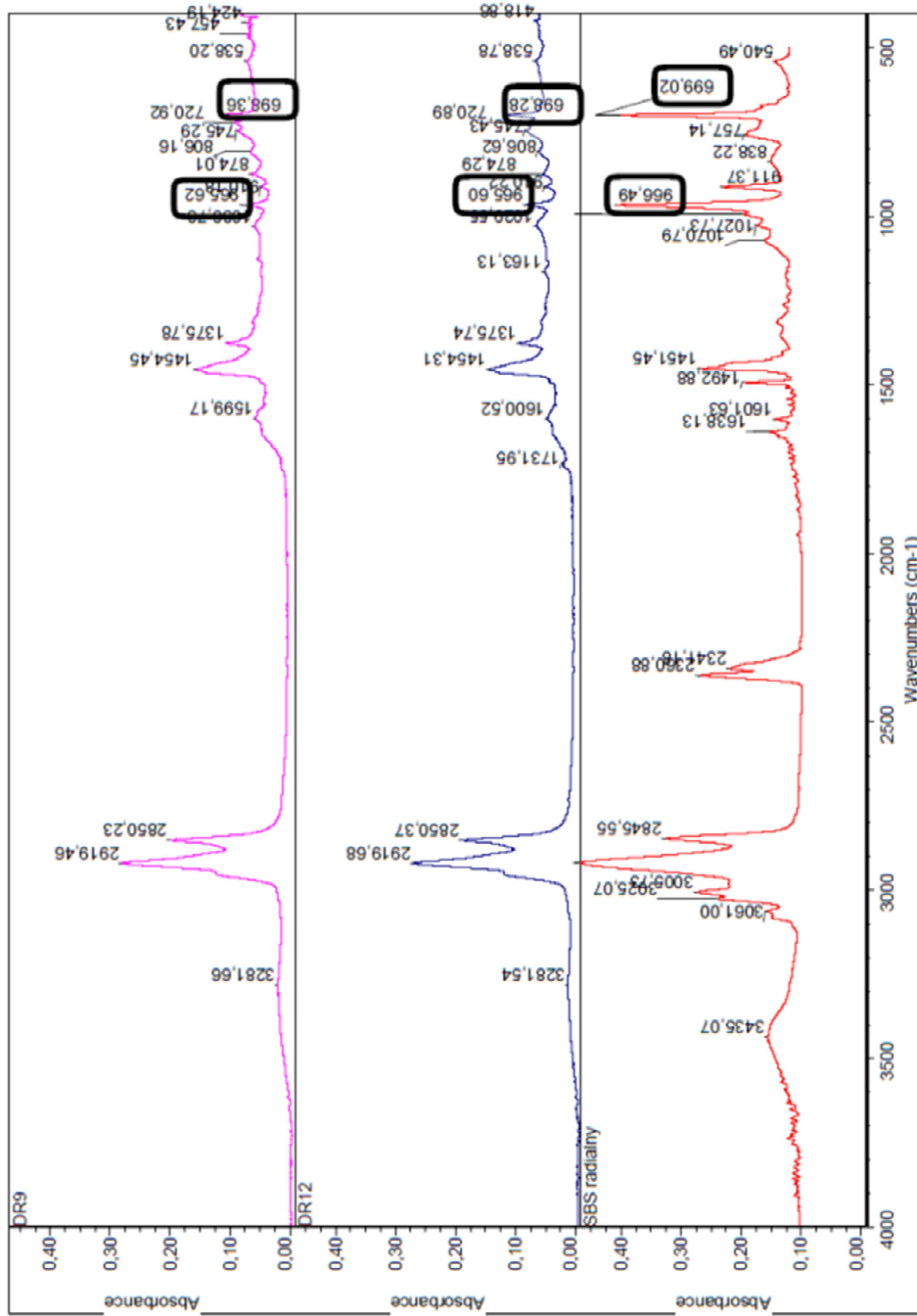


Fig. 6. Absorption spectra of SBS and 160/220 bitumen modified with radial SBS

Rys. 6. Widmo absorpcji SBS oraz asfaltu 160/220 modyfikowanego radialnym SBS



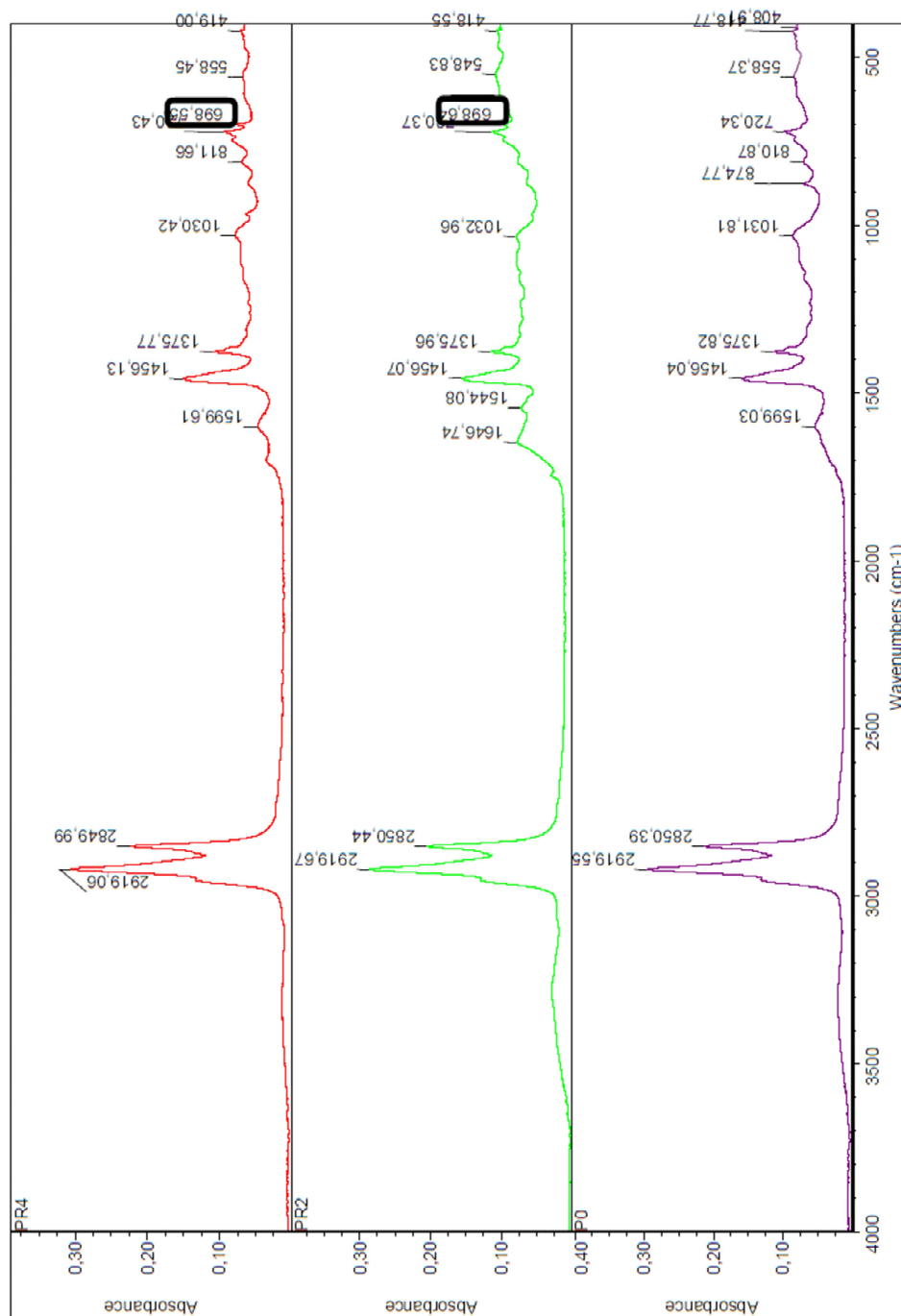


Fig. 7. Absorption spectra of 95/35 bitumen modified with radial SBS

Fig. 7. Widmo absorpcji asfaltu 95/35 modyfikowanego radialnym SBS

## 4. Conclusions

Due to increasing demands on the properties of bitumen it has become necessary to use PMB. Currently, the best and the most effective modifier is SBS. Even the small amount of SBS causes significant changes in the properties of modified asphalt. Unfortunately, the high price of the polymer is a temptation for producers to understate its content in the final product. Therefore, it is necessary to have a fast and simple method to conduct qualitative and quantitative analyses of PMB. The research confirms that IR spectroscopy was found suitable for the study. Based on the absorption spectra of PMB it is possible to determine if the bitumen was modified with SBS and the content of the SBS in modified bitumen.

## References

- [1] Becker Y., Mendez M. P., Rodriguez Y.: Polymer Modified Asphalt, *Vision Technologica*, Volume 9 (2001), p. 39-50.
- [2] Stefańczyk B.: *Budownictwo ogólne T.1. Materiały i wyroby budowlane*, Arkady, Warszawa 2010.
- [3] Zieliński K.: Rola kopolimeru SBS w kształtowaniu struktury i właściwości termomechanicznych asfaltów stosowanych w materiałach hydroizolacyjnych, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2007.
- [4] WWW user survey. (n.d.). Retrieved from <http://pslc.ws/macrog/sbs.htm>.
- [5] Błazejowski K., Styk S.: *Technologia warstw bitumicznych*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.
- [6] Gaweł I., Kalabińska M., Piłat J.: *Asfalty drogowe*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2001.
- [7] Cygański A.: *Metody spektroskopowe w chemii analitycznej*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1997.
- [8] Kęcki Z.: *Podstawy spektroskopii molekularnej*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1998.
- [9] Ghasri M. R. A., Nejad F. M., Kazemifrad S., Habibi S.: Performance evaluation of SBS/sulfur modified bitumen and its effect on fuel resistance, *Journal of Applied Chemical Research*, Volume 7 (2), 2013, p. 7-20.

## ANALIZA SPEKTRALNA ASFALTÓW MODYFIKOWANYCH POLIMERAMI STOSOWANYCH W WYROBACH HYDROIZOLACYJNYCH

### Streszczenie

Asfalt jest jednym z najczęściej stosowanych materiałów budowlanych. Pierwsze próby jego modyfikacji były podjęte na początku XX wieku. Obecnie najczęściej stosowanym modyfikatorem jest styren-butadien-styren (SBS). Ten termoplastyczny elastomer zwiększa odporność termiczną asfaltu, poszerza jego zakres lepkosprężysty oraz zmienia jego właściwości reologiczne. Spektro-

skopia IR jest najczęściej stosowaną metodą instrumentalną w chemii analitycznej. Popularność tej metody wynika z prostoty techniki pomiaru, uniwersalności i wysokiej precyzji. Dlatego możliwe jest wykorzystanie spektroskopii w zakresie średniej podczerwieni do analizy asfaltów modyfikowanych polimerami.

**Słowa kluczowe:** analiza ilościowa, styren-butadien-styren, spektroskopia, średnia podczerwień

*Przesłano do redakcji: 02.11.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Dorota MACHOWSKA<sup>1</sup>

## EFEKTY I MOŻLIWOŚCI TERMOMODERNIZACJI BRYŁY ZABYTKOWEGO, MUROWANEGO KOŚCIOŁA

W artykule przedstawiono, w jakim stopniu wykonanie dozwolonych przez konserwatora prac związanych z ociepleniem bryły zabytkowego, murowanego kościoła spowoduje zmniejszenie rocznego zużycia energii na cele grzewcze oraz ograniczy występowania w kościele różnych, niekorzystnych zjawisk związanych z przepływem ciepła i wentylacją. Analizowano również, o ile po termomodernizacji może zmniejszyć się zużycie paliwa tj. gazu lub węgla na cele grzewcze i tym samym emisja CO<sub>2</sub> do atmosfery. Porównano efekty takiej termomodernizacji, przy stałym i okresowym sposobie ogrzewania kościoła oraz gdyby był on zlokalizowany w różnych miastach Polski. Do analizy przyjęto bryłę zabytkowego kościoła znajdującego się w gminie Zarszyn.

**Słowa kluczowe:** energia użytkowa, ogrzewanie, szklenie osłonowe, emisja CO<sub>2</sub>

### 1. Wprowadzenie

W związku ze wzrastającymi cenami nośników energii, również proboszczowie zabytkowych kościołów starają się o pozyskanie środków i wykonanie prac mających na celu zmniejszenie kosztów ogrzewania kościoła. W ostatnich latach w wielu kościołach w pierwszej kolejności dokonano modernizacji źródeł ciepła, wymieniając min. stare kotły na nowe, czy też zastępując ogrzewanie węglem na ogrzewanie gazem. W dalszej kolejności brane jest pod uwagę wykonanie prac, które nie tylko polegałyby na pracach odtworzeniowych, ale również przyczyniłyby się do poprawy warunków cieplno-wilgotnościowych panujących w kościele i mających decydujący wpływ na znajdujące się w kościele zabytkowe wyposażenie. Często ograniczony budżet parafii zmusza do rozłożenia takich prac w czasie i wyboru w pierwszej kolejności tych, które przyniosą najlepsze efekty.

Ze względu na możliwości uzyskania dofinansowania ze środków unijnych, wykonano wiele projektów termomodernizacji budynków zabytkowych i znajdu-

---

<sup>1</sup> Dorota Machowska, Politechnika Krakowska, Wydział Architektury, Instytut Projektowania Budowlanego, ul. Podchorążych 1, 30-084 Kraków; tel. 126282459; machowska@pk.edu.pl

jących się w nich systemów grzewczych, co min. zostało przedstawione w publikacjach [1] i [2]. W niniejszym artykule analizowano, w jakim stopniu wykonanie dozwolonych przez konserwatora prac związanych wyłącznie z ociepleniem bryły zabytkowego, murowanego kościoła spowoduje zmniejszenie zużycia energii na cele grzewcze i tym samym zużycia paliwa tj. gazu lub węgla oraz obniży emisję CO<sub>2</sub> do atmosfery. Porównano, jakie byłyby efekty termomodernizacji, gdyby ta sama bryła kościoła była zlokalizowana w różnych rejonach Polski. Porównano efekty dla ciągłego i okresowego trybu pracy ogrzewania.

## **2. Analiza możliwych do przeprowadzenia prac związanych z termomodernizacją bryły zabytkowego, murowanego kościoła**

Decydujące zdanie, co do możliwego zakresu prac związanych z ociepleniem budynku ma konserwator zabytków, którego opinia jest wymagana przy składaniu projektu do pozwolenia na budowę. Przy zabytkowym charakterze kościoła zazwyczaj nie jest możliwe ocieplenie ścian od zewnątrz, ze względu na różne ozdobne detale znajdujące się na elewacji. Ocieplenie ścian od środka z zastosowaniem specjalnych płyt, zazwyczaj też nie jest możliwe, ze względu na znajdujące się na ścianach malowidła, jak również wysoki koszt takich płyt. Trudne do przeprowadzenia jest również ocieplenie podłogi. Zazwyczaj więc jedynymi częściami bryły zabytkowego kościoła, w które można w pewnym stopniu ingerować jest sklepienie i okna.

Sposób ocieplenia sklepienia zależy będzie od jego budowy. Płaskie i mniej strome odcinki sklepień można ocieplić np. płytami z wełny mineralnej o grubości np. 25 cm, a tzw. „pachy” w sklepieniu palmowym można zasypać lekkim granulatem termoizolacyjnym, zagęszczanym warstwowo. Oprócz ograniczenia strat ciepła, ocieplenie sklepienia wyeliminuje niekorzystne zjawisko związane z przepływem ciepłego (ogrzanego) powietrza wzdłuż zimnych powierzchni, którego efektem jest czernienie tej powierzchni. Zaczernienia te powstają w pierwszej kolejności w miejscach, gdzie powierzchnie wewnętrzne mają najniższe temperatury. Poza tym przy niezaizolowanym sklepieniu temperatura jego powierzchni będzie niższa, niż w przypadku sklepienia zaizolowanego i tym samym dopuszczalna wilgotność względna powietrza w kościele, przy której nie będzie kondensacji powierzchniowej będzie również niższa.

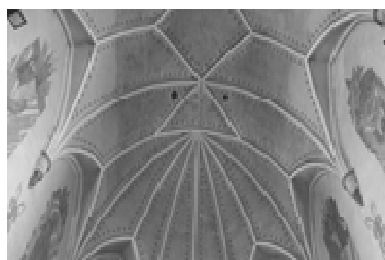
Termomodernizacja okien polegać może na zastosowaniu od zewnętrznej strony okna szklenia osłonowego. Jednak w pierwszej kolejności wskazane jest przeprowadzenie przez specjalistę demontażu i konserwacji witraży. Zabiegi konserwacji szkła witrażowego polegają na oczyszczeniu, uzupełnieniu ubytków malarskich, uzupełnieniu brakujących przeszkleń i klejeniu pękniętych szybek. Pola witrażowe następnie obejmuje się dodatkową ramką miedzianą i montuje powtórnie z wytworzeniem szczeliny wentylacyjnej pomiędzy dodawanym no-

wym zestawem szklenia osłonowego i konserwowanym witrażem. Szklenie osłonowe może stanowić np. zestaw hermetyczny 4/8/4 mm. U dołu okna należy zastosować metalową rynnę na skropliny.

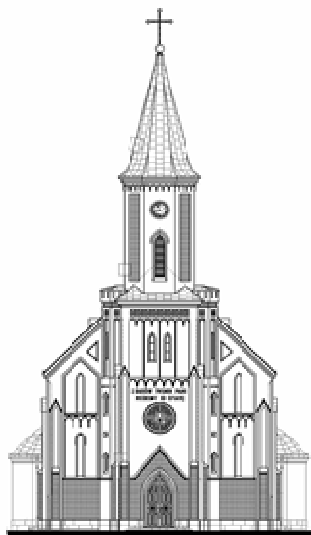
Zaizolowanie okien będzie skutkowało zmniejszeniem infiltracji powietrza. Jednak uszczelnienie kościoła, w celu zwiększenia efektywności ogrzewania jest działaniem pozostającym w sprzeczności z potrzebą stałego przewietrzania wnętrza i usuwaniu pary wodnej oddawanej przez ludzi, zwłaszcza, że kościoły te często były projektowane na mniejszą ilość osób, niż ta która wynika z obecnego ich użytkowania. Przewietrzanie zabytkowego kościoła zaprojektowane było w ten sposób, że napływające przez nieszczelności okien i drzwi powietrze wylatywało przez otwory o średnicy ok. 0,2 m znajdujące się w sklepieniu nad nawą i prezbiterium. Na rysunku 1 pokazano wnętrze kościoła w Zarszynie, a na rysunku 2 widoczne otwory wentylacyjne w sklepieniu kościoła (rys. 3-4). Otwory te, w zależności od temperatury powietrza na zewnątrz, miały być pozostawione otwarte lub zamykane specjalnymi bloczkami. Zdarza się, że podczas remontu lub termomodernizacji kościoła otwory te są likwidowane i zatykane, aby zmniejszyć straty ciepła. Jest to błędne postępowanie, gdyż pogarsza naturalną wentylację kościoła, która gwarantuje, że cała kubatura kościoła zostanie przewietrzona i nie będzie miało miejsce zaleganie ciepłych mas powietrza pod sklepieniem. Przepływ powietrza przez 4 takie otwory w ciągu godziny, przy temperaturze zewnętrznej ok. 0°C może wynosić ok. 500 m<sup>3</sup>. Zatem otwory te powinno się zachować i najlepiej zabezpieczyć specjalnymi kominkami.



Rys. 1. Wnętrze kościoła w Zarszynie  
Fig. 1. Interior of the church in Zarszyn

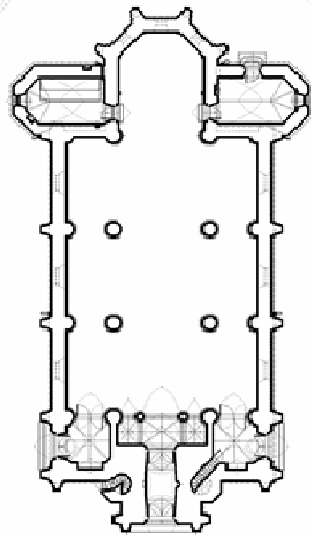


Rys. 2. Sklepienie kościoła z otworami wentylacyjnymi  
Fig. 2. The vaulted ceiling with air holes



Rys. 3. Elewacja frontowa kościoła w Zarszynie

Fig. 3. The front facade of the church in Zarszyn



Rys. 4. Rzut kościoła w Zarszynie

Fig. 4. Graphical projection of the church in Zarszyn

Bardzo ważnymi pracami w zakresie termomodernizacji zabytkowego kościoła, oprócz prac związanych z ociepleniem przegród, jest często wykonanie drenażu opaskowego oraz izolacji pionowej i poziomej części fundamentowej kościoła, ponieważ wilgoć nie tylko powoduje destrukcję tynku i muru ale również jest przejmowana przez powietrze w kościele. Zablockowanie tego procesu często znacznie redukuje wilgotność powietrza w budynku kościoła.

### 3. Założenia do obliczeń

Do analizy efektów energetycznych termomodernizacji przyjęto bryłę zabytkowego kościoła znajdującego się w gminie Zarszyn, powiat Sanok. Kościół ten w formie neogotyckiej, murowanej został wzniesiony w roku 1872, w miejscu starego, rozebranego kościoła. W czasie II wojny światowej kościół został częściowo zniszczony i dopiero w latach 50-tych ubiegłego wieku zakończono jego odbudowę [3]. Powierzchnia zabudowy kościoła wynosi ok. 680 m<sup>2</sup>, powierzchnia użytkowa parteru ok. 482 m<sup>2</sup>, a całkowita kubatura obiektu ok. 11000 m<sup>3</sup>. Kubatura nawy i prezbiterium wynosi ok. 4400 m<sup>3</sup>. Na rysunku 3 pokazano widok elewacji frontowej kościoła, a na rysunku 4 jego rzut. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne wykonane są z cegły ceramicznej pełnej. Sklepienia nad nawą główną, nawami bocznymi oraz prezbiterium wykonane są również z cegły. Dach budynku o drewnianej konstrukcji pokryty jest blachą. W oknach za-



montowane są witraże. W kościele wykonano już modernizację ogrzewania i w zakrystii kościoła jest zamontowany nowy kocioł opalany gazem. Kościół jest ogrzewany rurkami z wodą grzejną rozprowadzonymi między ławkami.

Grubość ścian zewnętrznych kościoła jest różna i wynosi od 0,93 m do 1,81 m, a grubość sklepień od 0,15 m do 0,26 m. Dla materiałów przyjęto współczynniki przewodzenia ciepła wg obowiązujących norm. Obliczone współczynniki przenikania ciepła dla ścian zewnętrznych wynoszą od  $U = 0,36 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  do  $U = 0,72 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , dla sklepień od  $U = 2,2 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$  do  $U = 3,2 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , a dla okien z witrażami  $U = 5,7 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ . Do obliczeń przyjęto ocieplenie sklepienia wełną mineralną o grubości 25 cm, zamontowanie dodatkowego szklenia osłonowego, jednokrotną wymianę powietrza na godzinę w kościele. Zgodnie z [4], uwzględniając sprawność kotła  $\eta = 0,86$ , regulacji  $\eta = 0,85$  i transportu ciepła  $\eta = 0,9$ , przyjęto sprawność systemu ogrzewania na poziomie  $\eta_H = 0,66$ .

W obliczeniach nie uwzględniono ocieplenia podłogi, co w niektórych kościołach jest dopuszczalne, dlatego, że przy liczeniu strat ciepła i uwzględnieniu ekwiwalentnej wartości współczynnika przenikania ciepła  $U$  dla podłogi, różnica między wartościami np.  $Q_H$  w kościele z ocieploną i nieocieploną podłogą była na poziomie kilku procent.

#### 4. Wyniki obliczeń

W przeprowadzonych zgodnie z [4] obliczeniach, oszacowano następujące wartości:

- $Q_H$  – roczne zapotrzebowanie na energię użytkową do ogrzewania i wentylacji,
- $Q_{k,H}$  – roczne zapotrzebowanie na energię końcową obliczone na podstawie wartości  $Q_H$ , z uwzględnieniem sprawności systemu grzewczego  $\eta_H$ ,
- $Q_{H,C}$  – roczne (częściowe) zapotrzebowanie na energię użytkową do ogrzewania, uwzględniające tylko stratę ciepła przez sklepienie i okna, bez wentylacji
- $Q_{k,H,C}$  – roczne (częściowe) zapotrzebowanie na energię końcową obliczone na podstawie wartości  $Q_{H,C}$  z uwzględnieniem sprawności systemu grzewczego  $\eta_H$ .

W tabelach 1 i 2 podano wyniki obliczeń  $Q_H$  oraz  $Q_{k,H}$ , przy założeniu, że kościół ma ogrzewanie ciągłe do temperatury  $8^\circ\text{C}$ . W tabelach 3 i 4 podano wyniki obliczeń  $Q_{H,C}$  oraz  $Q_{k,H,C}$  uwzględniające okresowe ogrzewanie kościoła, również do temperatury  $8^\circ\text{C}$ , ale tylko na czas mszy tj. 2 godziny w dzień powszedni i 6 godzin w niedzielę. W tym przypadku nie wykonano pełnych obliczeń, ponieważ przerywany sposób działania ogrzewania i duże zdolności do magazynowania ciepła przez otaczające mury powodują, że starych kościołów nie powinno się obliczać tak jak inne budynki, ponieważ stan równowagi cieplnej tu nie wystąpi. Dlatego też do wstępnej oceny wielkości zapotrzebowania ciepła korzysta się ze wzoru Krischera i Kasta [5]. Powierzchnie nie akumulujące ciepło, czyli stropy i okna liczy się tak jak w innych budynkach, dlatego tylko straty ciepła przez te przegrody uwzględniono w obliczeniach, a poza tym tylko te straty ulegają zmianie.

Tabela 1. Wyniki obliczeń energetycznych dla budynku kościoła ze stale działającym ogrzewaniem - kościół przed termomodernizacją

Table 1. The results of calculation of energy for the church with heating operating continuously - the church before thermomodernisation

Miasto	$Q_H$ [kWh/rok]	$Q_{k,H}$ [kWh/rok]	Zużycie gazu [m <sup>3</sup> ]	Emisja CO <sub>2</sub> (gaz) [t/rok]	Zużycie węgla [t/rok]	Emisja CO <sub>2</sub> (węgiel) [t/rok]
Przemyśl	56887	86192	9012	17,2	12,4	25,6
Białystok	59964	90854	9499	18,2	13,1	27,0
Wrocław	39028	59133	6183	11,8	8,5	17,6
Warszawa	36673	55565	5809	11,1	8,0	16,5
Szczecin	25685	38917	4069	7,8	5,6	11,6

Tabela 2. Wyniki obliczeń energetycznych dla budynku kościoła ze stale działającym ogrzewaniem - kościół po termomodernizacji

Table 2. The results of calculation of energy for the church with heating operating continuously - the church before thermomodernisation

Miasto	$Q_H$ [kWh/rok]	$Q_{k,H}$ [kWh/rok]	Zużycie gazu [m <sup>3</sup> ]	Emisja CO <sub>2</sub> (gaz) [t/rok]	Zużycie węgla [t/rok]	Emisja CO <sub>2</sub> (węgiel) [t/rok]
Przemyśl	33124	50188	5248	10,0	7,4	15,2
Białystok	35167	53283	5571	10,7	7,8	16,1
Wrocław	21084	31945	3340	6,4	4,7	9,7
Warszawa	19820	30030	3140	6,0	4,4	9,1
Szczecin	12934	19596	2049	3,9	2,9	5,9

Tabela 3. Wyniki obliczeń energetycznych dla budynku kościoła z okresowo działającym ogrzewaniem - kościół przed termomodernizacją

Table 3. The results of calculation of energy for the church with heating operating periodically - the church before thermomodernisation

Miasto	$Q_{H,C}$ [kWh/rok]	$Q_{k,H,C}$ [kWh/rok]	Zużycie gazu [m <sup>3</sup> ]	Emisja CO <sub>2</sub> (gaz) [t/rok]	Zużycie węgla [t/rok]	Emisja CO <sub>2</sub> (węgiel) [t/rok]
Przemyśl	5593	8474	886	1,7	1,2	2,6
Białystok	5762	8730	913	1,7	1,3	2,6
Wrocław	5490	8318	870	1,7	1,2	2,5
Warszawa	4454	6748	706	1,3	1,0	2,0
Szczecin	3690	5591	585	1,1	0,8	1,7

W tabelach 1 i 3 podano wyniki obliczeń dla kościoła przed termomodernizacją, a w tabelach 2 i 4 po jej wykonaniu, tj. gdy ocieplone zostało sklepienie nad nawą i prezbiterium oraz zamontowano dodatkowe szklenie osłonowe na okna. Obliczono również jaka byłaby emisja CO<sub>2</sub> do atmosfery, gdyby paliwem był gaz, a następnie węgiel.

Tabela 4. Wyniki obliczeń energetycznych dla budynku kościoła z okresowo działającym ogrzewaniem - kościół po termomodernizacji

Table 4. The results of calculation of energy for the church with heating operating periodically - the church after thermomodernisation

Miasto	$Q_{H,C}$ [kWh/rok]	$Q_{k,H,C}$ [kWh/rok]	Zużycie gazu [m <sup>3</sup> ]	Emisja CO <sub>2</sub> (gaz) [t/rok]	Zużycie węgla [t/rok]	Emisja CO <sub>2</sub> (węgiel) [t/rok]
Przemysł	732	1109	116	0,2	0,2	0,3
Białystok	755	1144	120	0,2	0,2	0,3
Wrocław	719	1089	114	0,2	0,2	0,3
Warszawa	583	883	92	0,2	0,1	0,3
Szczecin	463	702	73	0,1	0,1	0,2

Dla przypadku okresowego działania ogrzewania obliczono również zapotrzebowanie na energię użytkową  $Q_{H,C}$ , przy założeniu ocieplenia tylko sklepienia. Wyniki kształtują się następująco: Przemysł 2097 kWh/rok, Białystok 2160 kWh/rok, Wrocław 2059 kWh/rok, Warszawa 1599 kWh/rok, Szczecin 1324 kWh/rok.

Na podstawie otrzymanych wyników obliczeń można stwierdzić, że wykonując ocieplenie sklepienia i montując dodatkowe szklenie osłonowe okien w kościele ogrzewanym stale do temperatury 8°C i znajdującym się w okolicach Przemysła uzyskamy zmniejszenie rocznego zapotrzebowania na energię użytkową  $Q_H$ , a tym samym zużycia węgla lub gazu i związaną z tym emisję CO<sub>2</sub> o ok. 42%. W pozostałych miastach uzyskano podobne wartości.

W przypadku kościoła ogrzewanego okresowo do temperatury 8°C i znajdującym się w okolicach Przemysła, ilość energii użytkowej  $Q_{H,C}$  potrzebnej do pokrycia strat ciepła tylko przez sklepienie zmniejszy się o 63%, a po ociepleniu sklepienia i zamontowaniu dodatkowego szklenia osłonowego zmniejszy się o 87%.

## 5. Uwagi końcowe

W artykule zaprezentowano efekty energetyczne i możliwości wykonania termomodernizacji bryły zabytkowego, murowanego kościoła. Analizie poddano kościół znajdujący się w gminie Zarszyn. Przeprowadzone obliczenia rocznego zapotrzebowania na energię użytkową i końcową dla celów grzewczych kościoła z ciągłym ogrzewaniem (tabela 1 i 2) oraz dla kościoła z okresowym ogrzewa-

niem (tabela 3 i 4) wykazują, że po wykonaniu ocieplenia sklepienia nad nawą i prezbiterium oraz modernizując okna poprzez wykonanie remontu witraży i montaż dodatkowego szklenia osłonowego, można spodziewać się znacznego zmniejszenia zużycia energii na cele grzewcze, a tym samym obniżenia zużycia paliwa np. gazu lub węgla i emisji CO<sub>2</sub> do atmosfery.

### Literatura

- [1] Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: Termomodernizacja zabytkowych kościołów, Budownictwo i inżynieria środowiska, nr 5, 2014, s.23-29.
- [2] Kurtz-Orecka K., Cierzniewski P.: Problematyka termomodernizacji w budynkach zabytkowych i dawnych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal Of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (2/15), kwiecień-czerwiec 2015, s. 249-258, DOI:10.7862/rb.2015.54.
- [3] [www.zarszyn.pl](http://www.zarszyn.pl) {dostęp 12.04.2016 r.}.
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn. 27 lutego 2015r. w sprawie metodologii wyznaczania charakterystyki energetycznej budynku lub części budynku oraz świadectw charakterystyki energetycznej, Dz.U. z 2015, poz.376.
- [5] Recknagel H, Sprenger E.: Ogrzewnictwo, klimatyzacja, ciepła woda, chłodnictwo, Wydawnictwo OMNI SCALA, Wrocław 2008.

## THE EFFECTS AND POSSIBILITIES OF THERMOMODERNISATION OF A HISTORICAL, STONE CHURCH

### Summary

The article presents the extent to which the execution of works permitted by the conservator and associated with insulation of the historical, stone church will reduce the consumption of annual energy for heating purposes and will reduce the occurrence in the church of different unfavourable phenomena associated with heat and ventilation. It was also analysed how much the consumption of fuel for heating (gas and coal) may be reduced and thus the reducing CO<sub>2</sub> to the atmosphere. The effects of such thermomodernisation have been compared, with constant and periodic method of heating of the church and for different church locations, in different Polish cities, towns. For analytical purposes a solid of the historical church located in the Zarszyn borough was adopted.

**Keywords:** usable energy, heating, curtain glazing, CO<sub>2</sub> emissions

*Przesłano do redakcji: 23.05.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Tomasz CIEŚLIK<sup>1,2</sup>  
Klaudia METELSKA<sup>2</sup>

## SKUTECZNOŚĆ PROGNOZOWANIA ZUŻYCIA GAZU Z WYKORZYSTANIEM METOD REGRESJI I SZTUCZNYCH SIECI NEURONOWYCH

Na podstawie zgromadzonych danych takich jak: temperatura, siła wiatru oraz zużycie gazu w ciągu dnia na przestrzeni dwóch lat określono wpływ czynników atmosferycznych na konsumpcje gazu za pomocą regresji wielorakiej, funkcji potęgowej oraz funkcji użytkownika. Wyznaczono wpływ miesiąca oraz dnia (parametr sztuczny) na konsumpcje gazu. Zbudowano modele regresji liniowe, potęgowej oraz sztuczne sieci neuronowe służące do określania zużycia gazu. Starano się wyznaczyć jak najlepszy model regresji i porównywano go do modeli sieci neuronowych za pomocą MAPE (średni absolutny błąd procentowy).

**Słowa kluczowe:** regresja liniowa, regresja potęgowa, parametry sztuczne, sztuczne sieci neuronowe, konsumpcja gazu

### 1. Wstęp

Prognozowanie pracy sieci gazowej, ilości magazynowanego i konsumowanego gazu jest istotna w w procesie zrównoważonego rozwoju. Prognozowanie zapewnia odpowiednie planowanie modernizacji sieci gazowych ponieważ można przewidzieć w jakim okresie będzie największy pobór czyli obciążenie sieci i tłoczni. Podejmowanie decyzji związane z rozwojem systemu dystrybucji staje się łatwiejsze i szybsze ze względu na posiadane informację o wielkości zużycia w przyszłości. Dzięki informacją uzyskanym podczas analiz można w łatwy sposób przewidzieć ilość potrzebnego gazu oraz zarządzać system magazynów gazu co jest istotne z punktu widzenia bezpieczeństwa energetycznego kraju.

---

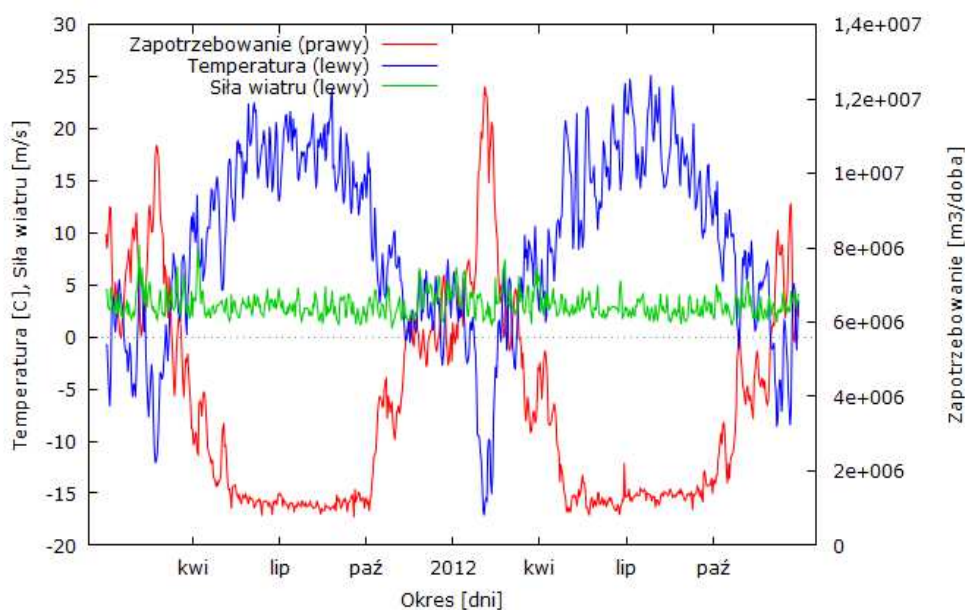
<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Tomasz Cieślík, Instytut Fizyki Jądrowej PAN Aleja Radzikowskiego 152, 31-342 Kraków oraz AGH Akademia Górniczo- Hutnicza, Aleja Adama Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, email: tomasz.cieslik@ifj.edu.pl

<sup>2</sup> Klaudia Metelska, AGH Akademia Górniczo- Hutnicza, Wydział Wiertnictwa, Nafty i Gazu, Aleja Adama Mickiewicza 30, 30-059 Kraków

## 2. Prognozowanie zużycia gazu

Celem pracy jest prognozowanie zużycia gazu dla 1 miesiąca na podstawie zgromadzonych danych z 23 miesięcy takich jak: pobór gazu, temperatura otoczenia i siła wiatru. Do prognozowania zużycia gazu wykorzystane zostaną zmienne sztuczne takie jak dzień tygodnia oraz miesiąc. Obliczenia zostały wykonane na programach: Statistica i Gretl.

Można zauważyć iż konsumpcja jest silnie zależna od temperatury. W zimie kiedy spada temperatura to następuje wzrost konsumpcji gazu (rys. 1).



Rys. 1. Zużycie gazu w przeciągu dwóch lat w zależności od temperatury i siły wiatru.

Fig. 1. Gas consumption within two years depending on the temperature and wind strength.

### 2.1. Metody regresji

Regresja to metoda statystyczna polegająca na badaniu związków pomiędzy danymi i przewidywaniu na tej podstawie nieznanymi wartościami przy pomocy innych wartości[1].

Założenia[1-4]:

– Postać modelu jest liniowa- $Y=\beta x+\varepsilon$

gdzie:

$\beta$ - parametr

$\varepsilon$ - zdarzenie losowa

– Macierz  $x$  jest znana i nie jest losowa

Rząd  $x=k$  k- liczba parametrów

$T>k$

gdzie:

k- liczba parametrów

T- liczba obserwacji

Gdy rząd macierzy  $X$  nie jest k, to wówczas  $\det(x^T x)=0$  i nie istnieje macierz odwrotna, czyli nie da się oszacować parametrów.

– Wartość oczekiwana składnika losowego równa się zero

– Wariancja składnika losowego jest stała i równa się  $\sigma^2$

### 2.1.1. Regresja liniowa

Model liniowy ma następującą wzór ogólny(1)[1-4]:

Postać:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 * X_1 + \beta_2 * X_2 + \dots + \beta_k * X_k + \varepsilon \quad (1)$$

gdzie:

Y- zmienna badana (której wartość jest objaśniana przez model - endogeniczna)

$X_1 \dots X_k$  - zmienne za pomocą których badamy Y

$\beta_0, \beta_1, \beta_2 \dots \beta_k$  - parametry modelu (liczby)

$\varepsilon$ - składnik losowy

W modelu liniowym regresji badano wpływ temperatury i siły wiatru na konsumpcje gazu (Tabela 1) a następnie wykorzystano parametry sztuczne (Tabela 2) takie jak miesiąc i dzień w celu poprawy jakości modelu.

Tabela 1. Podsumowanie regresji liniowej bez parametrów sztucznych.

Table 1. Summary linear regression without artificial parameters.

		Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: Zapotrzebowanie m <sup>3</sup> R= ,945 R <sup>2</sup> = ,892 Popraw. R <sup>2</sup> = ,892 F(2,697)=2874,3 p<0,0000 Błąd std. estymacji: 8795E2				
N=700	b*	Bł. std.	b	Bł. std.	t(697)	p
W. wolny			6048820	106724,9	56,6768	0,000000
Temperatura [st. C]	-0,937984	0,012603	-296427	3982,7	-74,4283	0,000000
Siła wiatru [m/s]	0,037325	0,012603	85557	28887,4	2,9617	0,003163

Ocena szacowania parametrów dla regresji liniowej bez parametrów sztucznych:

- Standardowy błąd estymacji = 879500
- Rzeczywiste wartości Y różnią się od teoretycznych przeciętnie o 879500 co stanowi 23 % średniego Y.
- $R^2 = 0,89$  – wokoło 89,18% całkowitej zmienność Y została wyjaśniona przez oszacowany model.

Model przyjmuje postać:

$$Y = 6048820 - 296427 * X_1 + 85557 * X_2 \quad (2)$$

gdzie:

$X_1$ - temperatura [C]

$X_2$ - siła wiatru [m/s]

Tabela 2. Podsumowanie regresji liniowej bez parametrów sztucznych.

Table 2. Summary linear regression without artificial parameters.

		Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: Zapotrzebowanie m <sup>3</sup> R= ,969 R <sup>2</sup> = ,939 Popraw. R <sup>2</sup> = ,939 F(8,691)=1336,1 p<0,0000 Błąd std. estymacji: 6619E2				
N=700	b*	Bł. std.	b	Bł. std.	t(691)	p
W. wolny			5340757	78950,8	67,6467	0,000000
Temperatura [st. C]	-0,778101	0,016764	-245900	5298,0	-46,4138	0,000000
Styczeń	0,192992	0,012420	1812827	116665,4	15,5387	0,000000
Luty	0,218133	0,013633	2128631	133040,8	15,9998	0,000000
Marzec	0,091487	0,011082	859359	104094,1	8,2556	0,000000
Lipiec	0,057332	0,010480	538535	98445,0	5,4704	0,000000
Sierpień	0,044398	0,010434	417045	98005,9	4,2553	0,000024
Październik	-0,036217	0,010204	-340199	95849,4	-3,5493	0,000412
Listopad	0,037033	0,010957	353054	104464,1	3,3797	0,000767

Ocena szacowania parametrów dla regresji liniowej parametrów sztucznych:

- Standardowy błąd estymacji = 661900
- Rzeczywiste wartości Y różnią się od teoretycznych przeciętnie o 661900 co stanowi 18 % średniego Y.
- $R^2 = 0,93$  – wokoło 93,92% całkowitej zmienności Y została wyjaśniona przez oszacowany model.

Model przyjmuje postać:

$$Y = 5340757 - 245900 * X_1 + M * X_2 \quad (3)$$

gdzie:

$X_1$ - temperatura [C]

$MX_2$ - dany miesiąc dla którego jest wykonywana prognoza.

### 2.1.2. Regresja potęgowa

Model potęgowy ma następująca wzór ogólny[1-4]:

$$Y = \beta_0 * X_1^{\beta_1} * X_2^{\beta_2} * \dots * X_k^{\beta_k} \quad (4)$$

gdzie:

Y- zmienna badana (której wartość jest objaśniana przez model - endogeniczna)

$X_1 \dots X_k$  - zmienne za pomocą których badamy Y

$\beta_0, \beta_1, \beta_2 \dots \beta_k$  - parametry modelu (liczby)

$\varepsilon$ - składnik losowy



Sprowadzamy do postaci liniowej przez logarytmowanie  $\ln(4)$

$$\ln(Y) = \ln(\beta_0 * X_1^{\beta_1} * X_2^{\beta_2} * \dots * X_k^{\beta_k})$$

$$\ln(Y) = \ln \beta_0 + \beta_1 \ln X_1 + \beta_2 \ln X_2 + \dots + \beta_k \ln X_k$$

$$\ln(Y) = Y'$$

$$\ln X_k = X'_k$$

$$Y' = \beta_0 + \beta_1 * X'_1 + \beta_2 * X'_2 + \dots + \beta_k * X'_k \quad (5)$$

W modelu potęgowym badano wpływ temperatury i siły wiatru na konsumpcję gazu (Tabela 3) a następnie wykorzystano parametry sztuczne (Tabela 4) takie jak miesiąc i dzień w celu poprawy jakości modelu.

Tabela 3. Podsumowanie regresji potęgowej bez parametrów sztucznych

Table 3. Summary of the power regression without artificial parameters

N=700	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: Ln (Zaopatrzenie[m3]) R= ,939 R <sup>2</sup> = ,8808 Popraw. R <sup>2</sup> = ,8805 F(2,697)=2574,7 p<0,0000 Błąd std. estymacji: ,26750					
	b*	Bł. std.	b	Bł. std.	t(697)	p
W. wolny			148,2051	1,909542	77,6129	0,000000
ln(Temp. [st. K])	-0,923599	0,013173	-23,6798	0,337729	-70,1150	0,000000
ln(wiatr [m/s])	0,089524	0,013173	0,1896	0,027893	6,7962	0,000000

Ocena szacowania parametrów dla regresji potęgowej bez parametrów sztucznych

– Standardowy błąd estymacji = 0,26750.

– Rzeczywiste zlogarytmowane Y różnią się od teoretycznych zlogarytmowanych o 0,24, co stanowi 1,8 % średniego zlogarytmowanego Y.

– R<sup>2</sup> = 0,88 – wokoło 88% całkowitej zmienności zlogarytmowanego Y została wyjaśniona przez oszacowany model.

Model przyjmuje postać:

$$\ln(Y) = 148,2051 - 23,6789 \ln X_1 + 0,1896 \ln X_2 \quad (6)$$

gdzie:

X<sub>1</sub>- temperatura [K]

X<sub>2</sub>- siła wiatru [m/s]

Ocena szacowania parametrów dla regresji potęgowej z zmiennymi sztucznymi (Tabela 4):

– Standardowy błąd estymacji = 0,17812;

– Rzeczywiste zlogarytmowane Y różnią się od teoretycznych zlogarytmowanych o 0,17 co stanowi 1,2 % średniego zlogarytmowanego Y;

– R<sup>2</sup> = 0,94 – wokoło 94% całkowitej zmienności zlogarytmowanego Y została wyjaśniona przez oszacowany model.

Model przyjmuje postać:

$$\ln(Y) = 87,3700 - 12,9399\ln X_1 + MX_2 \quad (7)$$

gdzie:

$X_1$ - temperatura [K]

$MX_2$ - dany miesiąc dla którego jest wykonywana prognoz

Tabela 4. Podsumowanie regresji potęgowej z parametrami sztucznymi

Table 4. Summary of the power regression with artificial parameters

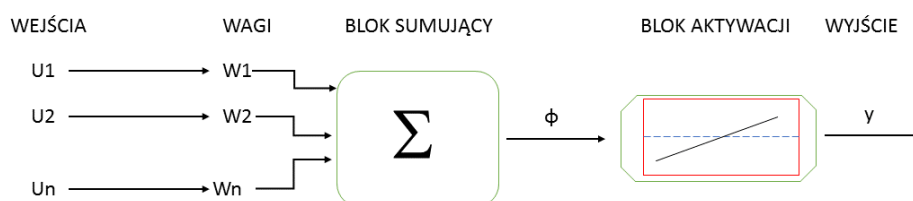
N=700	Podsumowanie regresji zmiennej zależnej: Ln(Zaopatrzenie[m3]) R= ,974 R <sup>2</sup> = ,948 Popraw. R <sup>2</sup> = ,947 F(9,690)=1388,4 p<0,0000 Błąd std. estymacji: ,17812					
	b*	Bł. std.	b	Bł. std.	t(690)	p
W. wolny			87,3700	2,670057	32,7221	0,000000
ln(Temp. [stp. K])	-0,504704	0,018375	-12,9399	0,471120	-27,4663	0,000000
Styczeń	0,359376	0,013902	0,9778	0,037825	25,8510	0,000000
Luty	0,330110	0,015531	0,9331	0,043901	21,2547	0,000000
Marzec	0,307551	0,011951	0,8368	0,032518	25,7340	0,000000
Kwiecień	0,190109	0,010059	0,5250	0,027777	18,9002	0,000000
Lipiec	0,037802	0,009436	0,1029	0,025673	4,0063	0,000068
Październik	0,147741	0,010433	0,4020	0,028386	14,1612	0,000000
Listopad	0,271417	0,011741	0,7495	0,032423	23,1171	0,000000
Grudzień	0,238392	0,010833	0,8958	0,040708	22,0055	0,000000

## 2.2. Sztuczne sieci neuronowe

W skład sztucznej sieci neuronowej wchodzi sztuczny neuron czyli podstawowy element budujący sztuczną sieć neuronową (Rysunek 2). Jest on “przetwornikiem” który na wejściu przyjmuje sygnały wejściowe i mnoży je poprzez odpowiednie wartości wag w zależności od istotności danego sygnału na wartość wyjściową. Sygnały po przemnożeniu przez wagi są sumowane i korygowane w bloku sumującym. Służy to do wyznaczenia pobudzenia neuronu. Sygnały pobudzone kierowane są do nie liniowej funkcji aktywacji w celu wygenerowania na wyjściu odpowiedniego sygnału [5].

Uczenie sieci neuronowych jest wtedy stosowane gdy nie mamy informacji na temat powiązań występujących pomiędzy wszystkimi wejściami a wyjściami. Uczenie polega na dobieraniu wag przy których sieć da najlepsze rozwiązanie. Wyróżnia się uczenie z nauczycielem oraz bez nauczyciela.

Uczenie z nauczycielem polega na podawaniu wzorcowych sygnałów na wejściu i oczekiwanych sygnałów na wyjściu. Sieć dobiera sobie automatycznie wagi w celu nauczenia się funkcji opisującej powiązania sygnałów wejściowych z sygnałem wyjściowym. Uczenie bez nauczyciela polega na odbieraniu sygnałów na wejściu i na tej podstawie wyznaczenia wyjścia. Proces ten odbywa się bez wag wzorcowych. [5,7-13]



Rys. 2. Model sztucznego neuronu (Na podstawie [6])  
 Fig. 2. Model of artificial neuron. (According to [6])

gdzie:

$u_i$  – wejścia – to dendryty, lub ściślej sygnały przez nie dochodzące,  
 $w_i$  – wagi – są odpowiednikami synaps,  
 $\Sigma$  – blok sumacyjny – odpowiednik jądra,  
 $f(\Sigma)$  – blok aktywacji – to odpowiednik wzniesienia aksonu,  
 $y$  – wyjście – to odpowiednik aksonu

### Parametry uczenia

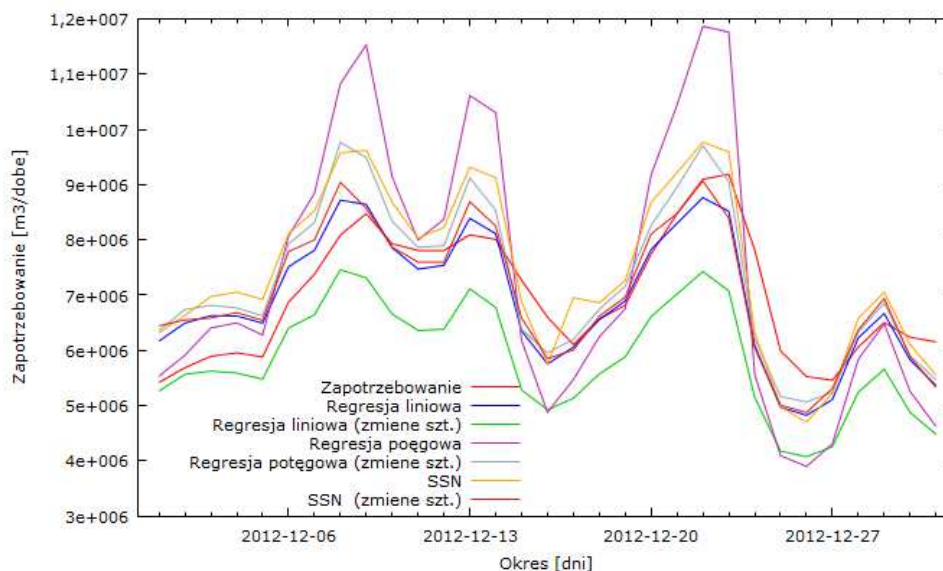
Na podstawie parametrów (Tabela 5) przeprowadzono uczenie dla sztucznej sieci neuronowej bez parametrów sztucznych i uzyskano  $R^2=0,982$  a dla sztucznej sieci neuronowej z parametrami sztucznymi  $R^2=0,984$ .

Tabela 5. Parametry symulacji  
 Table 5. Simulation parameters

Nazwa parametru	Wartość
Liczba warstw ukrytych	3
Funkcja błędów	Suma kwadratów
Funkcje aktywacji – neurony ukryte	wykładnicza, logistyczna
Funkcje aktywacji- neurony wyjściowe	wykładnicza, logistyczna
Redukcja wag- warstwy ukrytej	Min.-0,0001, maks.-0,001
Redukcja wag- warstwy wyjściowej	Min.-0,0001, maks.-0,001

### 2.3. Wyniki

Na podstawie uzyskanych wyników dla regresji (Tabela 1-4) i z wykorzystaniem nauczonej sieci neuronowej według ustalonych parametrów (Tabela 5) przeprowadzamy prognozę dla 1 miesiąca (Rysunek 3).



Rysunek 3 Prognoza konsumpcji gazu z wykorzystaniem wszystkich metod.

Figure 3 Forecast gas consumption using all methods

### 3. Wnioski

Błąd MPAE (średni absolutny błąd procentowy) był najmniejszy dla regresji liniowej w przypadku nie wykorzystywania zmiennych sztucznych i wyniósł (tabela 6). Z kolei dla regresji potęgowej wynosił on 16,1% a dla sieci neuronowych 10,7%. Dodanie zmiennych sztucznych pogorszyło jakość modelu w przypadku regresji liniowej do wartości 17,1% natomiast poprawiło w przypadku regresji potęgowej i sztucznych sieci neuronowych. Wśród wszystkich modeli najlepszym okazało się sztuczne sieci neuronowe z zmiennymi sztucznymi. Podczas zmiennych sztucznych okazało się że w przypadku regresji liniowej jak i potęgowej tygodnia nie są istotne jak również siła wiatru oraz niektóre miesiące.

Tabela 6. Porównanie modeli

Table 6. Comparison models

Parametr	Regresja Liniowa		Regresja Potęgowa		SSN	
	Bez zmiennych sztucznych	Z zmiennymi sztucznymi.	Bez zmiennych sztucznych	Z zmiennymi sztucznymi.	Bez zmiennych sztucznych	Z zmiennymi sztucznymi.
MAPE [%]	7,89	17,1	16,1%	9,61	10,6	7,28

## Literatura

- [1] Koronacki J., Ćwik J.: Statystyczne systemy uczące się, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2005.
- [2] Rabił M.: Statystyka z programem Statistica, Wydawnictwo Helion, Gliwice 2012.
- [3] Stanisław A.; Przystępny kurs statystyki zastosowaniem programu Statistica na przykładach z medycyny, Tom II, Wydawnictwo StatSoft Polska, Kraków 2006.
- [4] Goryl A: Wprowadzenie do ekonometrii w przykładach i zadaniach, PWN, 2000.
- [5] Żurada J., Barski M., Jędruch W.: „Sztuczne sieci neuronowe”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1996.
- [6] <http://galaxy.uci.agh.edu.pl/~vlsi/AI/wstep/> data dostępu: 27.06.2016, godzina 09:00.
- [7] Tadeusiewicz R.: Sieci neuronowe, Państwowa Oficyna Wydawnicza RM, Warszawa 1993.
- [8] Tadeusiewicz R.: Elementarne wprowadzenie do technik sieci neuronowych z przykładowymi programami, Warszawa 1998.
- [9] Stefanowski J., Krawiec K.: Wykłady sieci neuronowych, 1995.
- [10] Wójcik M.: Model sieci gazowniczej oparty o sztuczne sieci neuronowe, AGH, Kraków 2005.
- [11] Kogut K.: Analiza możliwości modelowania sieci przesyłowej gazu ziemnego. AGH, Kraków 2007.
- [12] Maciejasz M.: Zastosowanie sieci neuronowej do analizy pracy sieci przesyłowych, AGH, Kraków 2006.
- [13] Praca zbiorowa pod redakcją Rymarczyka M.: Decyzje, Symulacje, Sieci Neuronowe, Wydawnictwo Wyższej Szkoły Bankowej w Poznaniu 1997.

## PREDICTION OF GAS CONSUMPTION EFFICIENCY USING REGRESSION AND ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

### Summary

Based on the collected data, such as temperature, wind power and gas consumption during the day for over two years determine the effects of weathering on gas consumption by using multiple regression, power functions and user functions. We determine the impact of the month and day (artificial parameter) to consume gas. We build models of linear regression-in, power series and artificial neural networks for determining gas consumption. We are trying to determine how best regression model and compare it to the neural network models using MAPE (mean absolute percentage error).

**Keywords:** linear regression, exponential regression, the parameters of artificial neural networks, gas consumption

*Przesłano do redakcji: 08.03.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Janusz R. RAK<sup>1</sup>  
Anna SOBUŚ<sup>2</sup>

## BADANIA SONDAŻOWE OPINII KONSUMENTÓW WODY Z WODOCIĄGU MIELECKIEGO

Badania sondażowe są ważnym elementem pozwalającym poprawić działanie systemu zaopatrzenia w wodę oraz bezpieczeństwo jego funkcjonowania. W pracy przedstawiono wyniki badań przeprowadzonego sondażu, na temat zadowolenia z funkcjonowania wodociągów publicznych przez konsumentów korzystających z ich usług. W badaniu udział wzięło 100 respondentów z miasta Mielec. Badanie obejmowało opinie ankietowanych na temat cen i jakości wody, nieudogodnień oraz poziomu uciążliwości jaki są związane z przerwami w dostawie wody.

**Słowa kluczowe:** ankieta, system zaopatrzenia w wodę, przerwy w dostawie wody

### 1. Wstęp

Badania marketingowe mają za zadanie między innymi sprawdzić jakie odczucia budzą w konsumentach określone produkty oraz na jakie nowe produkty jest zapotrzebowanie [1, 2]. W każdej dziedzinie życia pojawiają się badania sondażowe. Badanie opinii konsumentów wody ma za zadanie poznanie odczuć ludzi, związanych ze spożywaną przez nich wodą oraz wzajemnych relacji z firmą wodociągową [5-8, 10-12].

Badania możemy przeprowadzić na informacjach, które już zostały zdobyte (źródła wtórne), bądź można je zdobyć korzystając ze źródeł pierwotnych. Zaliczamy do nich m. in. ankiety, wywiady, techniki projekcyjne, obserwacje, metody heurystyczne, eksperymenty. Ankieta jest metodą, która polega na dostarczeniu respondentowi zestawu pytań w postaci kwestionariusza ankietowego, na które respondent wypowiada się w sposób pisemny. Rozróżniamy ankiety takie jak: rozdawane, ogólne, pocztowe, internetowe, opakowaniowe, audytoryjne, radiowe i telewizyjne.

Miasto Mielec jest położone w południowo-wschodniej części Polski, w województwie podkarpackim. Miasto Mielec zaopatrywane jest w wodę za

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Janusz R. Rak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 865-14-49, rakjan@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Anna Sobuś, Politechnika Rzeszowska

pomocą ujęcia brzegowo-komorowego na rzece Wisłoka, o projektowanej wydajności 26500 m<sup>3</sup>/d. Woda surowa jest pobierana na prawym brzegu rzeki Wisłoki. W miejscu ujęcia został utworzony próg piętrzący, którego zadaniem jest podnoszenie zwierciadła wody na wysokość 2,2 m. Woda, która jest pobierana tłoczona zostaje rurociągiem o średnicy 800 mm i długości 1600 m do Stacji Uzdatniania Wody w Mielcu [3].

Przeprowadzony sondaż został utworzony, aby zbadać zadowolenie użytkowników wodociągu mieleckiego wynikające z jakości wody, jak i jej ilości, utrudnień spowodowanych przerwami w jej dostawie oraz zadowolenia z jakości usług świadczonych przez przedsiębiorstwo wodociągowe wśród jego mieszkańców, szczególnie przez Biuro Obsługi Klienta.

## 2. Materiał i metody

Na potrzeby pracy zostały przeprowadzone badania wśród mieszkańców miasta Mielca, korzystających z wodociągu mieleckiego. Znalazły się także osoby korzystające nie tylko z usług miejscowej firmy wodociągowej ale także, korzystające dodatkowo z własnego źródła jakim jest studnia. Badania przeprowadzono osobiście wśród mieszkańców bloków, domów jednorodzinnych oraz kamienic.

Formularze ankiety zostały rozdane wśród losowo wybranych osób zamieszkujących obszar, na którym przeprowadzano badania, a zatem możliwość przedstawienia swojej opinii dotyczącej badanych cech miały zarówno osoby, zwracające na co dzień uwagę na badane parametry jak i te, u których refleksja nad nimi pojawiła się dopiero w trakcie wypełniania formularza.

Ankieta składała się z 30 pytań, w tym 4 z nich były pytaniami metryczkowymi, natomiast pozostałe 26 - pytaniami merytorycznymi. Wśród nich wyróżnić można pytania zamknięte jednokrotnego, bądź wielokrotnego wyboru, których było 26. Pytania w metryczce dotyczyły płci, wieku, wykształcenia oraz miejsca zamieszkania respondentów. W kwestionariuszu znalazły się również pytania filtrujące, sprawdzające czy respondent korzysta z wody wodociągu mieleckiego. Jeśli odpowiedź była negatywna to ankieta była odrzucana z puli zebranych do analizy.

W badaniu wzięły udział zarówno kobiety, jak i mężczyźni. Przeprowadzono 100 ankiet. W tym 55 uczestników badania to kobiety, a 45 mężczyźni. Największą częścią osób badanych była grupa poniżej 25 roku życia oraz grupa 41-65, procentowy ich udział w badaniu wynosił kolejno 36% i 32%. Najmniejszą populację stanowiła grupa powyżej 65 lat, której procentowy udział w ankiecie wynosił 8%. Biorąc pod uwagę płeć osób ankietowanych można zauważyć, że w przedziale <25 oraz 41-65 więcej było kobiet, natomiast w pozostałych dwóch przedziałach przeważali mężczyźni.

Wśród osób badanych były osoby o różnym poziomie wykształcenia. Ankietę wypełniły osoby zarówno z wykształceniem średnim jak i wyższym, zawo-



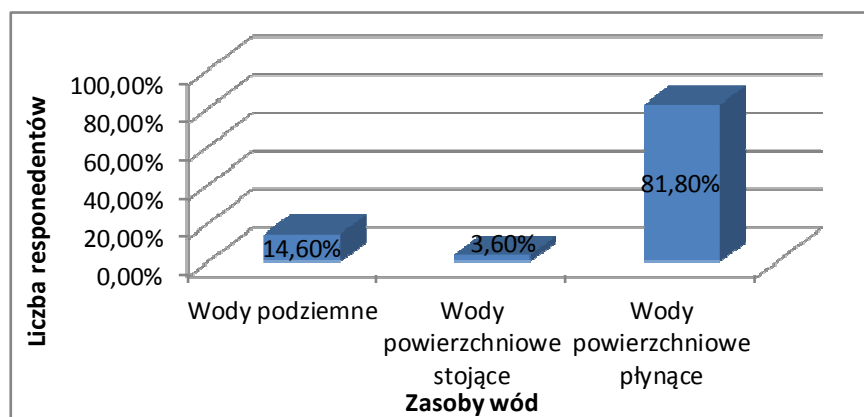
dowym czy podstawowym. W badaniu przeważały osoby z wykształceniem średnim (56%). Najmniejszymi grupami były osoby z wykształceniem podstawowym 12% oraz zawodowym 10%. Wykształcenie wyższe zadeklarowało 22% osób badanych. większość respondentów mieszka w domach jednorodzinnych i blokach, to jest kolejno 52% i 42% wszystkich ankietowanych. Najmniejszą grupę stanowią osoby mieszkające w kamienicach (6%).

### 3. Dyskusja otrzymanych wyników

#### 3.1. Znajomość systemu zaopatrzenia w wodę miasta Mielca

W kwestionariuszu znalazły się pytania o zasoby wód z jakich korzysta wodociąg oraz cenę  $1\text{m}^3$  wody. Z przeanalizowanych danych wynika, że tylko niewiele ponad połowa ankietowanych, bo 55% wie z jakich zasobów korzysta wodociąg. Znajomość taką zadeklarowało 58% kobiet biorących udział w badaniu oraz 51% mężczyzn. Kolejne pytanie w ankiecie było bardziej szczegółowe i skierowane do osób, które na poprzednie pytanie odpowiedziały twierdząco. Wymagało od respondentów konkretnej wiedzy. Źródłem wody w wodociągu mieleckim jest rzeka Wisłoka.

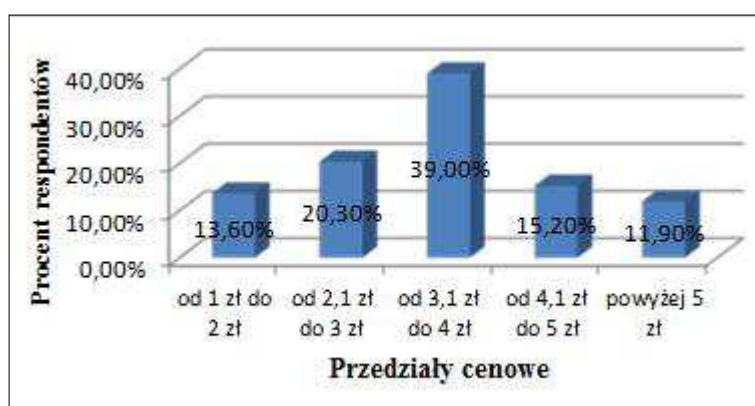
Znaczna większość osób twierdzących, że zna zasoby wodociągu mieleckiego dobrze odpowiedziało na pytanie jakie to zasoby, było to 81,80% (45 osób). Natomiast 14,60% (8 osób) ankietowanych zaznaczyło odpowiedź: wody podziemne, a 3,60% (2 osoby) wody powierzchniowe stojące. Znajomość zasobów wody wodociągu mieleckiego przez respondentów przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Wykres przedstawiający znajomość zasobów wód z jakich korzysta wodociąg mielecki

Fig. 1. Graph showing knowledge of water resources in water supply system in Mieliec

Kolejne pytanie dotyczyło ceny 1m<sup>3</sup> wody. Pośród ankietowanych 59% deklaruje znajomość ceny wody. W celu sprawdzenia wiedzy respondentów zadano pytanie szczegółowe o podanie konkretnej ceny. Cena 1m<sup>3</sup> wody wodociągowej bez opłaty kanalizacyjnej podczas badania wynosiła 3,51 zł. Tylko 39% (23 osoby) ankietowanych poprawnie określiła cenę wody. Aż 33,90% (20 osób) badanych osób wskazało cenę niższą niż faktyczna, natomiast 27,10% (14 osób) ankietowanych wskazało cenę wyższą od rzeczywistej. Uzyskane dane przedstawiono na rys. 2.



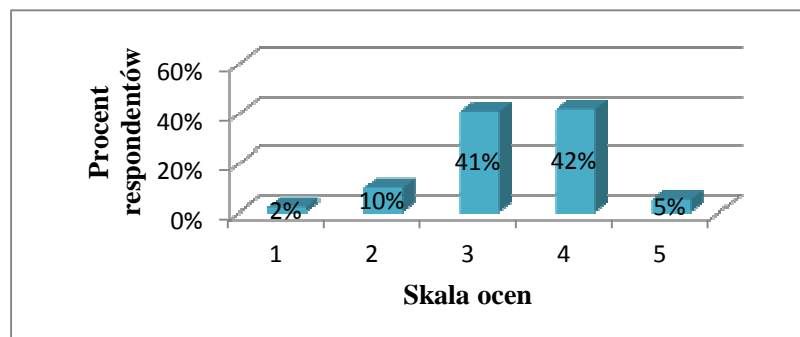
Rys. 2. Ceny 1m<sup>3</sup> wody według osób deklarujących jej znajomość

Fig. 2. Prices of 1m<sup>3</sup> of water by people declaring such knowledge

### 3.2. Ocena jakości wody

Jednym z najważniejszych czynników, które wpływają na zadowolenie użytkowników wody wodociągowej jest jej jakość. Na rysunku 3 przedstawiono ocenę jakości wody w skali 1-5 przez użytkowników wodociągu mieleckiego.

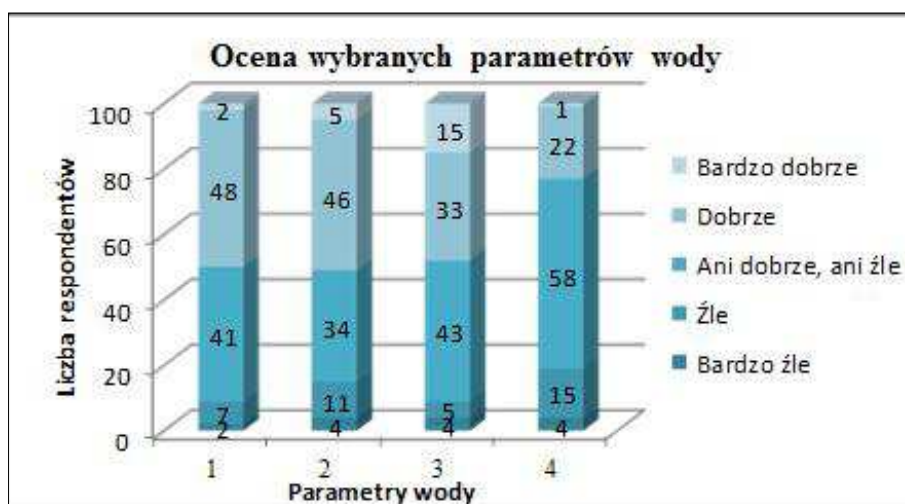
Z podanych wyżej danych wynika, że większość respondentów 47% (oceny 4 i 5) pozytywnie ocenia jakość wody wodociągu mieleckiego. Niezadowolenie z jakości wody, czyli oceny 1-2 wyraziło 12% ankietowanych. Znaczna część ankietowanych 41%, określiła jakość wody na ocenę 3 co można uznać za jakość przeciętną. Po przeanalizowaniu oceny wody wśród respondentów pod względem płci można stwierdzić, że są one bardzo podobne.



Rys. 3. Ocena jakości wody przez ankietowanych w skali 1-5

Fig. 3. The assessment of water quality by the respondents on a scale 1-5

Oceniając wodę wodociągową należy wziąć pod uwagę też jej właściwości chemiczne, fizyczne i organoleptyczne. Osobom biorącym udział w badaniu zostały zadane pytania na temat smaku, zapachu, klarowności i walorów zdrowotnych wody. Respondenci mieli do dyspozycji pięciostopniową skalę. W pytaniach dotyczących smaku i zapachu większość osób oceniła te parametry jako dobre. Jeśli chodzi o klarowność i walory zdrowotne większość respondentów nie miała określonego zdania na ten temat. Szczegółowe zestawienie pokazano na rysunku 4.



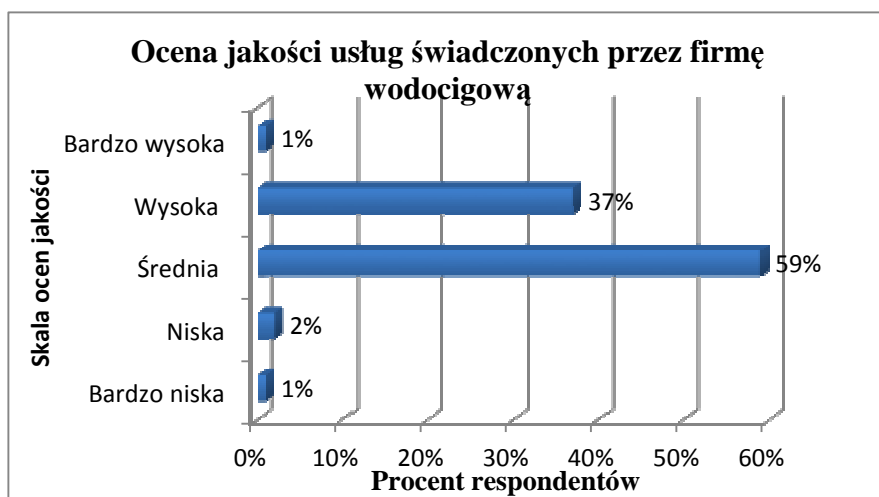
Rys. 4. Zestawienie ocen wybranych parametrów wody

Fig. 4. Summary ratings of selected water parameters

Podsumowując najwięcej osób, które wzięło udział w badaniu było zadowolonych z zapachu i smaku wody wodociągowej, to jest kolejno 51 i 50 osób. Z analizy zebranych danych wynika, że bardziej zdecydowani w ocenie byli mężczyźni, gdyż w porównaniu z kobietami zaznaczyli oni więcej ocen negatywnych oraz pozytywnych. Znaczna część kobiet przy ocenie większości parametrów nie miała zdania. Ponad połowa mężczyzn biorących udział w badaniu jest zadowolona ze smaku, zapachu i klarowności wody. Jeśli zaś chodzi o kobiety to zadowolonych jest około 40% ze wszystkich parametrów o jakie pytanie w kwestionariuszu.

### 3.3. Opinia respondentów na temat działania firmy wodociągowej

Kolejna seria pytań dotyczyła opinii badanych osób na temat obsługującej ich firmy wodociągowej. Pierwsze pytanie z tej tematyki dotyczyło jakości usług świadczonych przez firmę. Dane te przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Dane dotyczące opinii respondentów na temat jakości usług świadczonych przez firmę wodociągową

Fig. 5. The data on respondents' opinions on the quality of services provided by water supply

Prawie 3/5 badanych osób, czyli 59% określiło jakość usług świadczonych przez firmę wodociągową jako średnią. Duża część z nich jest zadowolona z usług firmy o czym świadczy fakt, iż 37 osób zaznaczyło odpowiedź wysoka, a jedna osoba odpowiedź bardzo wysoka. Niezadowolenie okazują się być niewielkie, gdyż odpowiedzi niska lub bardzo niska zaznaczyło 3 osoby.

Następne pytanie dotyczyło otrzymywanych rachunków za zużywaną wodę wodociągową. Dla większości respondentów rachunki są czytelne i zrozumiałe,

taka odpowiedź zaznaczyło 57 ankietowanych. Niewielka liczba osób badanych nie rozumie i nie umie odczytać rachunków, 6 osób.

Kolejne pytanie dotyczyło Biura Obsługi Klienta firmy wodociągowej. Po zestawieniu wyników badań, stwierdzono, że 41% respondentów miało kontakt z Biurem Obsługi Klienta, a 59% badanych nie miało z nimi styczności. Osobom, które miały kontakt z Biurem Obsługi Klienta zadano pytanie na temat pracy jego pracowników. Większość z badanych osób wskazywała na pozytywne cechy, jednak znalazło się kilka osób, które ocenił prace biura negatywnie. Przez największą część osób, które miały kontakt z Biurem Obsługi Klienta, pracownicy byli określani jako kompetentni (73,20%) i uprzejmi (61%). Jeśli zaś chodzi o oceny negatywne to najczęściej pojawiła się opinia o powolności obsługi. Respondenci zostali zapytani także o preferowany kontakt z firmą wodociągową. Po przeanalizowaniu uzyskanych danych okazało się, że znaczna większość badanych osób preferuje kontakt telefoniczny z firmą wodociągową, to jest 55,30% respondentów.

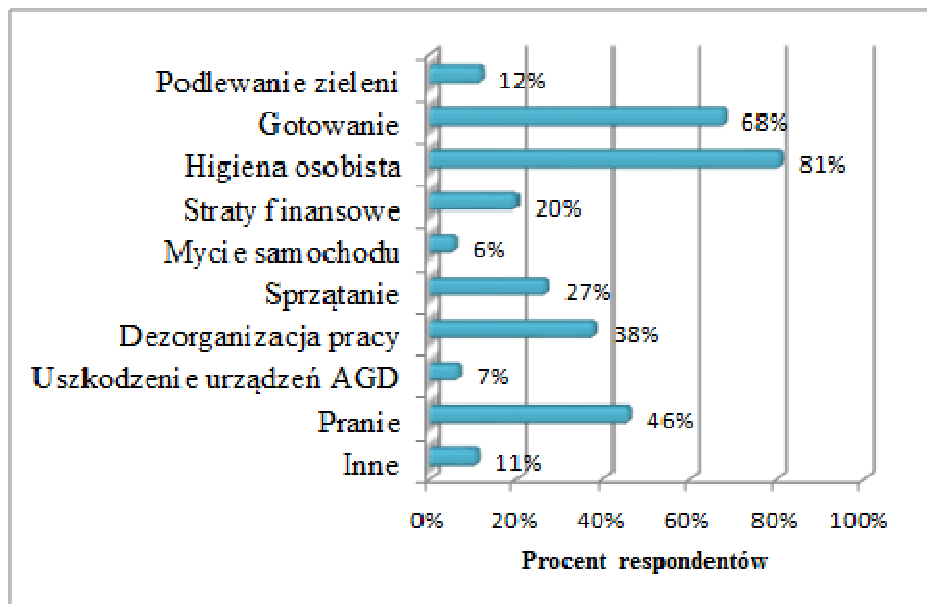
### **3.4. Analiza opinii na temat przerw w dostawie wody**

Istotnym czynnikiem wpływającym na ocenę jakości firmy wodociągowej jest częstość przerw w dostawie wody oraz sposób i skuteczność powiadamiania o nich. Pierwsze pytanie z tej części dotyczyło uciążliwości przerw w dostawie wody w zależności od długości ich trwania.

Z przeanalizowanych opinii na temat uciążliwości wody wynika, że wraz ze zwiększaniem się częstości w dostawie wody, zwiększała się uciążliwość odczuwana przez respondentów. Brak wody do 6 godzin w ciągu roku jest najmniej uciążliwy według ankietowanych, nie przeszkadza on 71% badanych osób. Podobnie kształtuje się opinia na temat przerw w przedziale 7- 12 godzin w ciągu roku, gdzie brak dostawy wody nie przeszkadzałby 68% respondentów. W tych dwóch przedziałach brak wody bardzo przeszkadzałby niewielkiej liczbie badanych osób, to jest kolejno 6% i 11%. W przedziale od 13 do 24 godzin bez wody w ciągu roku można zauważyć, że tylko dla 38% respondentów brak wody nie byłby problemem. Analizując kolejne przedziały można zauważyć, że brak dostawy wody przeszkadzałby już większości badanych osób.

Znaczna większość (77%) respondentów uważa, że awarie sieci wodociągowej są najczęstszą przyczyną braku dostaw wody. Kolejno 26% badanych osób jest zdania, że przyczyną tego zjawiska jest przestarzały proces uzdatniania wody. Najmniejsza część respondentów uważa, że brak wody spowodowany jest błędami projektowymi lub wykonawczymi.

Respondenci zostali zapytani również o to jakie straty, bądź nieudogodnienia powoduje brak dostaw wody. Mając do wyboru kilka odpowiedzi ankietowani mogli zaznaczyć kilka z nich. Największa część z nich stwierdziła, że największym nieudogodnieniem byłaby przerwa w dostawie wody uniemożliwiająca dbanie o higienę osobistą, takiej odpowiedzi udzieliło 81% badanych osób. Wyniki pokazano na rysunku 6.



Rys. 6. Opinia respondentów na temat strat i niedogodnień spowodowanych przerwami w dostawie wody

Fig. 6. The opinion of the respondents about the loss and inconvenience caused by interruptions of water supply

Analizując pytanie o starty i niedogodnienia powodowane przez przerwy w dostawie wody można stwierdzić, że są występują one w różnych sferach życia. Najbardziej uciążliwe okazały się przerwy w dostawie wody jeśli chodzi o: gotowanie 68%, higiena osobista 81% czy pranie 46%. Straty finansowe odczuwa 20% respondentów. Porównując odpowiedzi respondentów pod względem zamieszkania, można dostrzec różnicę. Jeśli chodzi o mycie samochodu to wszystkie odpowiedzi były zaznaczone przez mieszkańców domów jednorodzinnych. Podobnie jest w przypadku podlewania zieleni, gdzie na 12 uzyskanych odpowiedzi 10 udzieliły osoby mieszkające w domach jednorodzinnych. Jeśli chodzi o mieszkańców bloków i kamienic, to większość z odpowiedzi był zaznaczona przez nich. Odpowiedzi na pozostałe pytania kształtowały się równomiernie między mieszkańcami domów jednorodzinnych, a mieszkańcami bloków i kamienic.

Kolejnym czynnikiem wpływającym na jakość usług świadczonych przez firmę wodociągową jest skuteczność powiadamiania o brakach dostawy wody. Dlatego respondenci zostali poproszeni o odpowiedź na pytanie dotyczące skuteczności sposobu powiadamiania o przerwach w dostawie wody. Z przeanalizowanych danych wynika, że 48% respondentów jest zadowolonych (ocena dobra 46% i bardzo dobra 2%) z istniejącego sposobu powiadamiania o przerwach

w dostawie wody. Duża część badanych osób nie ma zdania na ten temat co można wywnioskować z tego, że aż 39% z nich zaznaczyło odpowiedź „ani dobry, ani zły”. Spośród wszystkich respondentów 13% jest niezadowolonych z dotychczasowego sposobu powiadamiania o przerwach w dostawie wody wodociągowej. Ocena negatywna może być spowodowana niedocieraniem informacji dotyczących przerw w dostawie wody wodociągowej do mieszkańców, dlatego respondentów zapytano o sposób dowiadywania się o przerwach w dostawie wody. Z odpowiedzi ankietowanych wynika, że najwięcej osób (81%) takie informacje uzyskuje z ogłoszeń. Grupa do której nie docierają informacje o braku wody, to zaledwie 4% ankietowanych.

#### 4. Podsumowanie i wnioski

Przedmiotem badań sondażowych była opinia użytkowników wodociągów miasta Mielec na temat funkcjonowania wodociągów, która umożliwiła ogólną ocenę jakości wody oraz warunków jej dostawy. Przeprowadzone badania pozwoliły określić przypuszczalnie jaką opinię na temat jakości Biura Obsługi Klienta oraz uciążliwości wynikających z przerw w dostawie wody wodociągowej mają mieszkańcy Mielca.

Analizując wyniki badań na temat jakości wody można stwierdzić, że większość ankietowanych jest zadowolonych. Jeśli chodzi o parametry wody wodociągowej to najlepiej zostały ocenione jej smak i zapach. Większość z badanych osób jest zadowolona z prowadzenia Biura Obsługi Klienta. Z przeprowadzonego sondażu wynika, że znaczna część osób ankietowanych nie wie z jakich zasobów korzysta wodociąg mielecki czy ile kosztuje  $1\text{m}^3$  wody wodociągowej.

Firma wodociągowa, aby podnosić jakość swoich usług powinna przeprowadzać okresowe badania opinii społecznej. Dzięki temu będzie w stanie zwiększyć zadowolenie oraz satysfakcję użytkowników [4, 9, 13].

Przeprowadzone badania wśród użytkowników wodociągu mieleckiego pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:

- Badania wykazały, że tylko 55% ankietowanych deklaruje znajomość zasobów wodnych wodociągu. Z tego 81,80% poprawnie określiło jakie to zasoby.
- Ceny za  $1\text{m}^3$  wody nie zna 41% badanych osób. Pośród deklarujących znajomość ceny tylko 39% poprawnie ją określiła.
- Z jakości wody jest zadowolonych 47% użytkowników wodociągu mieleckiego. Dla dużej liczby ankietowanych (41%) jest on przeciętna. Oceny jakości wody kształtowały się podobnie w przypadku obydwu płci.
- Ocena parametrów wody wodociągowej pozwala zauważyć, że zadowolonych ze smaku i zapachu jest około połowa badanych osób, to jest kolejno 50 i 51%. Niezadowolony zadeklarował niewielki procent osób biorących udział w badaniu. Jeśli chodzi o klarowność wody i jej walory zdrowotne większość respondentów nie potrafiła odpowiedzieć, czy są one dobre czy złe.

- Prawie 3/5 badanych osób, czyli 59% określiło jakość usług firmy wodociągowej jako średnią.
- Z przeprowadzonego sondażu wynika, że ankietowani są zadowoleni z pracy Biura Obsługi Klienta. Respondenci oceniając pracę pracowników Biura Obsługi Klienta w większości wskazywali na pozytywne cechy: kompetentna (73,20%) oraz uprzejma (61%). Ponad połowa ankietowanych deklaruje, że preferuje telefoniczny kontakt z firmą wodociągową.
- Poziom uciążliwości przerw w dostawie wody wśród ankietowanych rósł wraz z długością tych przerw w czasie. Najmniej przeszkadzającymi są przerwy do 12h w ciągu roku. Natomiast bardzo przeszkadzają przerwy trwające powyżej 1 doby.
- Najwięcej badanych osób (77%) uważa, że przerwy w dostawie wody spowodowane są przez awarie sieci wodociągowej.
- Najbardziej odczuwalny brak wody dla respondentów jest spowodowany niedogodnieniami, jeśli chodzi o higienę osobistą i gotowanie.
- Około 3/4 ankietowanych (71%) podczas przerw w dostawie wody korzysta z zakupionej wody mineralnej.
- Znaczna część ankietowanych (55%) nie wie jakie jest przeciętne miesięczne zużycie wody na jednego mieszkańca. Z osób deklarujących znajomość zużycia wody tylko 57,80% potrafiło ją prawidłowo określić.

## Literatura

- [1] Badania marketingowe. Podstawowe metody i obszary zastosowań, pod red. K. Mazurek-Lopocińskiej, Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej we Wrocławiu, Wrocław 1996.
- [2] Churchill G. A., Badania marketingowe. Podstawy metodologiczne, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2002.
- [3] Kowalczyk A., Mielec, w: Nowicki Z. (red.), Informator Państwowej Służby Hydrogeologicznej. Wody podziemne miast Polski. Miasta powyżej 50000 mieszkańców. Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa 2009, s. 219-235.
- [4] Pietrucha-Urbanik K., Badanie opinii użytkowników wodociągów publicznych na temat przerw w dostawie wody, Międzynarodowa Konferencja Naukowo-techniczna, Przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne w dobie współczesnych problemów, 2009, s. 71-84.
- [5] Pietrucha-Urbanik K., Bernacka A.: Analysis of Water Infrastructure Development - a Case Study of the Exemplary Water Supply System. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA, z. 63 (3/2016), s. 221-230. DOI: 10.7862/rb.2016.124.
- [6] Rak J.: Metoda planowania remontów sieci wodociągowej na przykładzie miasta Krosna. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA, z. 61 (1/14), 2014, s. 225-232. DOI:10.7862/rb.2014.15.



- [7] Rak J.R.: Propozycja oceny dywersyfikacji objętości wody w sieciowych zbiornikach wodociągowych, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXII, z. 62 (1/15), 2015, s. 339-349. DOI:10.7862/rb.2015.23.
- [8] Rak J., *Zasady badań marketingowych związanych z zaopatrzeniem w wodę, Wodociągi – Kanalizacja*, 5(14)2005, Wydawnictwo Abrys, Poznań, s. 13-16.
- [9] Rak J., Pietrucha-Urbanik K., *Badanie sondażowe związane z brakiem dostawy wody wodociągowej w sytuacjach kryzysowych*, *Instal* 2/2016, s. 54-58.
- [10] Rak, J., Pietrucha-Urbanik, K. New directions for the protection and evolution of water supply systems - smart water supply. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture. JCEEA*, z. 62 (3/1/2015), pp. 365-373. DOI: 10.7862/rb.2015.121.
- [11] Rak J., Tułacz E., *Analiza opinii sondażu użytkowników wodociągów temat przerw w dostawie wody*, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, z.37/2004, s. 337-348.
- [12] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., Studziński A., Pietrucha-Urbanik K., Boryczko K., *Niezawodność i bezpieczeństwo systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2012.
- [13] Wieczysty A., Krawczyk P., *Ocena uciążliwości przerw w dostawie wody przez jej odbiorców [w:] Materiały II Ogólnopolskiej Konferencji N-T „Bezpieczeństwo, niezawodność, diagnostyka urządzeń i systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych, grzewczych”*, Wydawnictwo PZITS O/Kraków nr 797/2001, Zakopane, s. 409-417.

## ANALYSIS OF CONSUMERS OPINION OF WATER FROM THE MIELEC WATER SUPPLY SYSTEM

### Summary

The analysis of the opinions are the most important component letting correct the functioning of the system the water supply and the safety of his functioning. In the thesis result of resarch about satisfaction from functioning of public water supply systems by consumers using their services. The resarch was performer by 100 respondents from the city of Mielec. The resarch included opinions of respondents about prices and the quality of water, nonconveniences and the level for the nuisance from services were included.

**Keywords:** questionnaire, water supply system, water supply interruption

*Przesłano do redakcji: 22.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Piotr STRZELCZYK<sup>1</sup>  
Paweł GIL<sup>2</sup>

## WPLYW ZAĆMIENIA SŁOŃCA NA PRODUKCJĘ ENERGII ELEKTRYCZNEJ PRZEZ SYSTEM FOTOWOLTAICZNY

W pracy zaprezentowano wpływ zaćmienia słonecznego z dnia 20.03.2015 na zmiany mocy oraz energii elektrycznej produkowanej przez system fotowoltaiczny w porównaniu do bezchmurnego dnia 17.03.2015 oraz do dnia 20.03.2014. System fotowoltaiczny wykorzystuje moduły z krzemu monokrystalicznego oraz inwerter solarny Soladin 600 podłączony do uczelnianej sieci elektrycznej. Moc szczytowa systemu wynosi 330W. Instalacja pracuje w Rzeszowie ( $\varphi=50^{\circ}02'N$   $\lambda=22^{\circ}17'E$ ). Moduły fotowoltaiczne zamontowane są na ramie pod stałym kątem  $30^{\circ}$  względem horyzontu (poziomu). Układ pomiarowy systemu fotowoltaicznego obejmował pomiar napięcia oraz prądu DC przed inwerterem, napięcia, prądu AC, mocy oraz częstotliwości na wyjściu inwertera. Zaprezentowano również pomiary całkowitego i bezpośredniego natężenia promieniowania słonecznego oraz promieniowanie rozproszone w dniu zaćmienia Słońca 20.03.2015 oraz w dniach 17.03.2015 i 20.03.2014 padające na płaszczyznę poziomą. Wszystkie parametry były mierzone co 10 sekund i uśredniane do 1 minutowych wartości. Dokonano również obserwacji wizualnych tarczy Słońca przy wykorzystaniu aparatu fotograficznego DSLR SONY A-57 oraz teleskopu typu Maksutow-Cassegrain o ogniskowej  $f=1500\text{mm}$ , oraz aperturze 127mm. Światłosiła teleskopu wynosi  $F 1:11,8$ . Zestaw zamontowany był na montażu paralaktycznym HEQ-5 SynScan. Wyniki badań ukazują, że podczas maksimum zaćmienia Słońca w Rzeszowie, które wystąpiło o godzinie 10:56 chwilowa moc systemu fotowoltaicznego zmalała o 60%, natomiast dobowa energia elektryczna zmalała o -13,4% w stosunku do niezachmurzonego dnia.

**Słowa kluczowe:** zaćmienie Słońca, system fotowoltaiczny, promieniowanie całkowite, wpływ zaćmienia na zmianę natężenia promieniowania, produkcja energii elektrycznej

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Piotr Strzelczyk, Zakład Termodynamiki i Mechaniki Płynów, Wydział Budowy Maszyn i Lotnictwa, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 8, 35-959 Rzeszów; e-mail: piotstrz@prz.edu.pl, tel: 17 865 1608

<sup>2</sup> Paweł Gil, Zakład Termodynamiki i Mechaniki Płynów, Wydział Budowy Maszyn i Lotnictwa, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 8, 35-959 Rzeszów

## 1. Wstęp

Zaćmienie Słońca jest to zjawisko astronomiczne powstające, gdy Księżyc znajdzie się pomiędzy Słońcem a Ziemią i tym samym przysłoni światło Słoneczne. Zjawisko to występuje, co najmniej dwa razy w roku na kuli ziemskiej.

Energetyka konwencjonalna, produkująca energię elektryczną opartą na paliwach kopalnych jest niezależna od zaćmienia Słońca, natomiast energetyka, w której dominującą rolę stanowią systemy fotowoltaiczne podczas zaćmienia Słońca doznaje znaczącego spadku generowanej mocy elektrycznej.

W 2015 roku w Europie systemy fotowoltaiczne posiadały moc szczytową około 89GW [1], natomiast moc systemów fotowoltaicznych zainstalowana w Polsce do marca 2015r. szacowana była na ok. 7 MW [2].

Systemy fotowoltaiczne bezpośrednio przetwarzają światło słoneczne na energię elektryczną wykorzystując zjawisko fotowoltaiczne [3][4]. Ogniwo fotowoltaiczne wytwarza prąd elektryczny bez żadnych procesów mechanicznych lub chemicznych, bez ubytków i zużycia. Systemy fotowoltaiczne są bezgłośne, nie wytwarzają zanieczyszczeń w czasie eksploatacji oraz są praktycznie bezobsługowe, dlatego stają się konkurencyjne dla innych źródeł energii. Otrzymywany w ogniwach fotowoltaicznych prąd stały jest za pośrednictwem inwerterów solarnych przekształcany w prąd przemienny o parametrach sieci odbiorczej. Wyprodukowany prąd przemienny może być wykorzystywany, jako źródło zasilania w miejscu zamontowania modułów fotowoltaicznych bądź dostarczany do sieci elektroenergetycznej.

Oprócz pomiarów prowadzonych w Politechnice Rzeszowskiej wpływ zjawiska zaćmienia Słońca z dnia 20.03.2015 na produkcję energii elektrycznej badany był na Wydziale Energetyki i Paliw AGH w Krakowie. Dla Krakowa zaćmienie trwało pomiędzy godz. 9:44 a 12:04, maksimum osiągając o godz. 10:53. Całkowite natężenie promieniowania słonecznego w tym momencie wyniosło  $214 \text{ W/m}^2$  natomiast wartość teoretyczna dla tej lokalizacji powinna wynosić  $600 \text{ W/m}^2$ . Spowodowało to zatem jednostkowy spadek mocy instalacji fotowoltaicznej z przewidywanych 3,3kW do wartości 1,12kW (66%) [5], przy maksymalnym przesłonięciu tarczy słonecznej 62,8% [6]

Celem prowadzonych badań jest określenie wpływu zaćmienia Słońca na redukcję mocy oraz energii elektrycznej produkowanej przez system fotowoltaiczny.

## 2. Stanowiska pomiarowe

W celu oceny jakościowej i ilościowej zaćmienia Słońca wykorzystano dane pomiarowe z istniejącego systemu fotowoltaicznego, z czujników promieniowania słonecznego oraz dokonano obserwacji wizualnych utrwalonych na fotografiach.

## 2.1. Stanowisko do pomiarów właściwości promieniowania słonecznego

Laboratorium energii słonecznej Zakładu Termodynamiki i Mechaniki Płynów Politechniki Rzeszowskiej wyposażone jest w system śledzenia Słońca SOLYS 2, na którym są zamontowane dwa pyranometry, pyrgeometr oraz pyrliometr (rys. 1).

Pierwszy pyranometr Kipp & Zonen CMP 22 służy do pomiaru całkowitego natężenia promieniowania słonecznego na powierzchni poziomej natomiast drugi pyranometr Kipp & Zonen CMP22 zacieniany przez kulkę systemu śledzenia Słońca do pomiaru promieniowania rozproszonego na powierzchni poziomej. Do pomiaru natężenia promieniowania długofalowego na powierzchni poziomej służy pyrgeometr Kipp & Zonen CGR4. Promieniowanie słoneczne bezpośrednie padające na powierzchnię prostopadłą do kierunku propagacji promieniowania zarejestrowano przy wykorzystaniu pyrliometru Kipp & Zonen CHP1.

Wymienione czujniki promieniowania są podłączone do multimetru Keithley 2002 dokonującego pomiaru, co 10 sekund i uśredniającego do wartości minutowych. Pomiaru minutowe są zapisywane w pliku tekstowym.



Rys. 1. Układ śledzenia Słońca z zamontowanymi czujnikami promieniowania całkowitego, bezpośredniego, rozproszonego oraz promieniowania cieplnego atmosfery

Fig. 1. The Sun tracking system with mounted radiometers designed for measuring the irradiance on a plane surface, normal incidence direct solar radiation, scattered radiation and for atmospheric IR (infrared) radiation measurement

## 2.2. Obserwacja wizualna

Obserwację przebiegu zaćmienia Słońca zarejestrowano na serii zdjęć tarczy Słońca przy wykorzystaniu aparatu fotograficznego DSLR SONY A-57 oraz teleskopu typu Maksutow-Cassegrain o ogniskowej  $f=1500\text{mm}$ , oraz aperturze 127mm. Światłosiła teleskopu wynosi  $F 1:11,8$ . Zestaw zamontowany był na montażu paralaktycznym HEQ-5 SynScan. Fotografowano w ognisku głównym teleskopu (rys. 2).

Zastosowano filtr fotograficzny obiektywowy do obserwacji Słońca w postaci aluminiowanej folii mylarowej Baader Planetarium ND 3,5 natomiast w wyciągu okularowym, do którego podwieszono aparat fotograficzny, zainstalowano 1,25" filtr Baader Planetarium: IR/UV-Cut. Miało to na celu usunięcie z widma składowej ultrafioletowej i podczerwonej, mogących zaświecić matrycę. Zdjęcia wykonano w Rzeszowie:  $\varphi=50^{\circ}02'09.3''N$ ,  $\lambda=21^{\circ}59'11.5''E$ .



Rys. 2. Obserwacja wizualna zaćmienia Słońca: teleskop typu Maksutow-Cassegrain z aparatem fotograficznym DSLR SONY A-57 na montażu paralaktycznym

Fig. 2. Visual observation of the solar eclipse: telescope type Maksutow-Cassegrain camera Sony DSLR A-57 on an equatorial mount

### 2.3. System fotowoltaiczny

System fotowoltaiczny z modułami monokrystalicznymi zainstalowany na pomoście badawczym Zakładu Termodynamiki i Mechaniki Płynów Politechniki Rzeszowskiej (rys. 3).



Rys. 3. System fotowoltaiczny Zakładu Termodynamiki i Mechaniki Płynów

Fig. 3. Photovoltaic system of the Department of Thermodynamics and Fluid Mechanics

System składa się z trzech modułów fotowoltaicznych wykonanych z krzemu monokrystalicznego oraz inwertera solarnego SOLADIN 600. System dostarcza energię elektryczną do uczelnianej sieci elektrycznej a jego łączna moc szczytowa wynosi 330W [3].

Moduły fotowoltaiczne zamontowane są na ramie pod stałym kątem 30° względem horyzontu (poziomu) oraz odchylone w kierunku zachodnim o 20°. Układ pomiarowy systemu fotowoltaicznego obejmował pomiar napięcia oraz prądu DC przed inwerterem, napięcia, prądu AC, mocy oraz częstotliwości na wyjściu inwertera. Wszystkie parametry były mierzone, co 10 sekund i uśredniane do 1 minutowych wartości.

### 3. Obliczenia

W celu oceny ilościowej zaćmienia Słońca na system fotowoltaiczny zastosowano następujące wskaźniki:

Produkcja energii elektrycznej  $E_{AC}$  oddanej do sieci energetycznej przez system fotowoltaiczny o mocy  $P_{AC}$  od wschodu do zachodu Słońca:

$$E_{AC} = \int P_{AC} \cdot dt [kWh] \quad (1)$$

Nasłonecznienie  $E_{sun}$  na płaszczyznę poziomą:

$$E_{sun} = \int G \cdot dt [kWh/m^2] \quad (2)$$

Promieniowanie słoneczne docierające do płaszczyzny poziomej ma w ogólnym przypadku trzy składowe [7]:

$$G = G_d + G_b \quad (3)$$

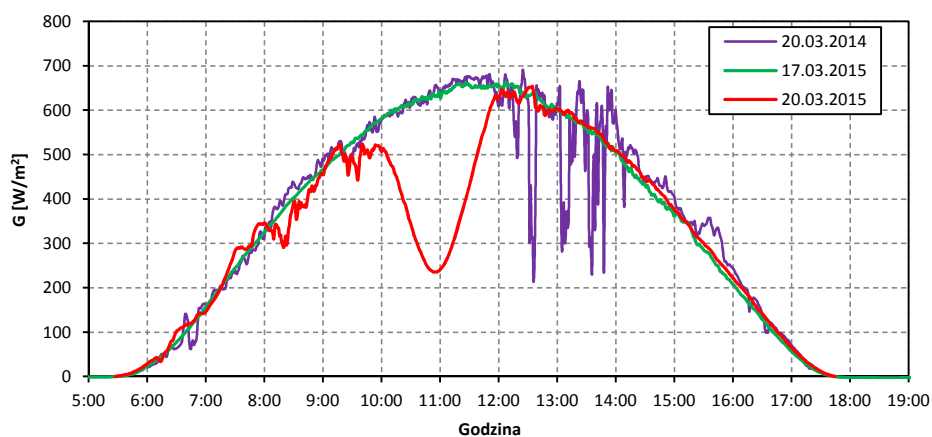
gdzie: promieniowanie całkowite  $G$ , jest sumą promieniowania bezpośredniego  $G_b$  (dochodzącego z widocznej tarczy słonecznej) i rozproszonego  $G_d$  rozpraszane przez chmury, cząstki pyłu i aerozoli zawieszonych w powietrzu.

### 4. Wyniki pomiarów

Na rysunku 4 zaprezentowano zmienność całkowitego natężenia promieniowania Słonecznego  $G$  padającego na powierzchnię poziomą dnia 20.03.2014, 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie. Maksymalna wartość całkowitego natężenia promieniowania Słonecznego w dniu 17.03.2015 wynosiła  $G=662 [W/m^2]$ , natomiast w dniu 20.03.2015  $G=645 [W/m^2]$ .

Przebieg jakościowy i ilościowy całkowitego natężenia promieniowania Słonecznego (z wyłączeniem zaćmienia słonecznego) jest bardzo podobny w dniach 20.03.2015 17.03.2015 oraz 20.03.2015, z tym, że dnia 20.03.2014 po południu zarejestrowano małe zachmurzenie. Według zmierzonych danych oraz

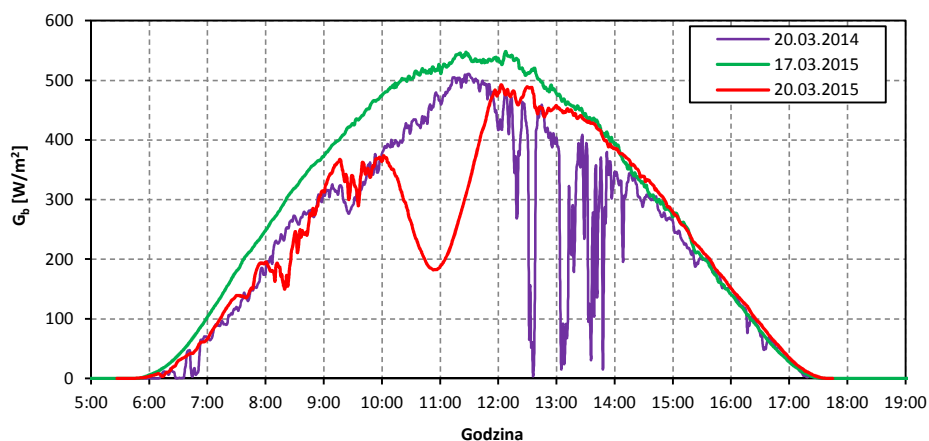
z symulacji zaćmienia programu „Stellarium” wynika, że zaćmienie Słońca w Rzeszowie rozpoczęło się o godzinie 09:46 osiągnęło maksimum o godzinie 10:56 i zakończyło się o godzinie 12:06 (rys. 8).



Rys. 4. Dobowa zmienność całkowitego natężenia promieniowania Słonecznego  $G$  padającego na powierzchnię poziomą dnia 20.03.2014, 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie

Fig. 4. Daily variation of total solar irradiance  $G$  incident on a horizontal surface on 03.20.2014, 03.17.2015 and 03.20.2015 in Rzeszow

Na rysunku 5 przedstawiono dobową zmienność bezpośredniego natężenia promieniowania Słonecznego  $G_b$  padającego na powierzchnię poziomą dnia 20.03.2014, 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie.

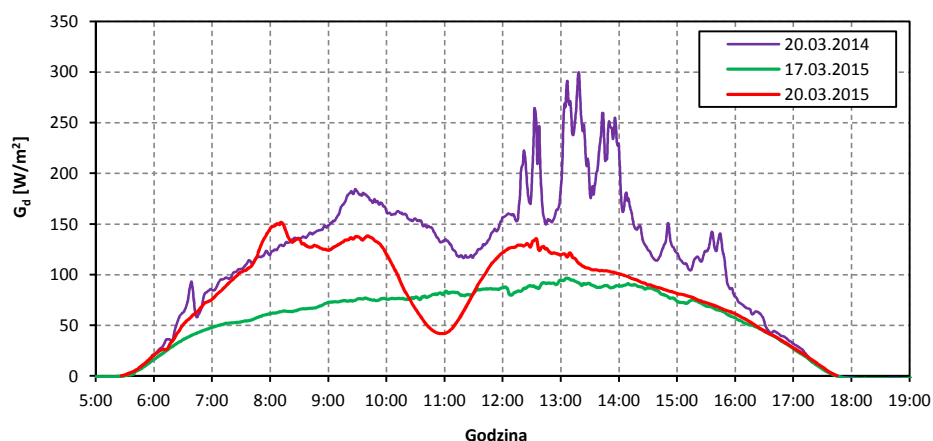


Rys. 5. Dobowa zmienność bezpośredniego natężenia promieniowania Słonecznego  $G_b$  padającego na powierzchnię poziomą dnia 20.03.2014, 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie

Fig. 5. Daily variability of direct solar radiation incident on the horizontal surfaces  $G_b$  on 03.20.2014, 03.17.2015 and 03.20.2015 in Rzeszow



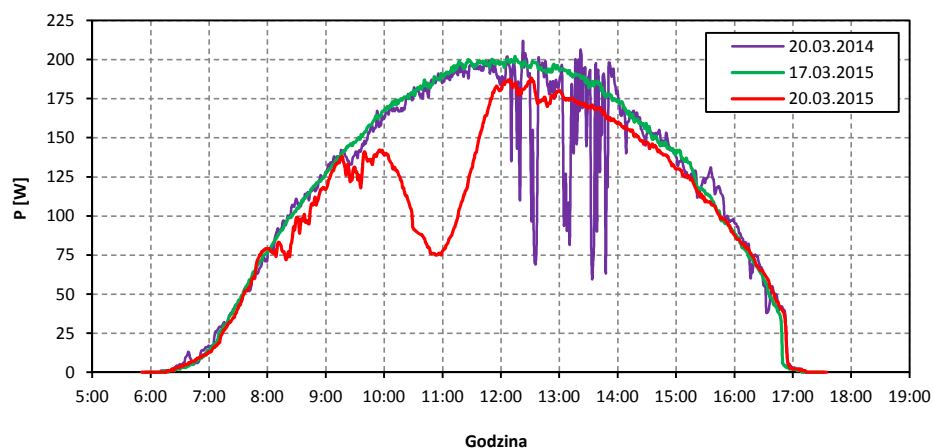
Na rysunku 6 przedstawiono dobową zmienność promieniowania rozproszonego  $G_d$  padającego na powierzchnie poziomą dnia 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie. Widać, że wzrostowi udziału promieniowania rozproszonego przez chmury i aerozole towarzyszy spadek udziału promieniowania bezpośredniego.



Rys. 6. Dobowa zmienność promieniowania rozproszonego  $G_d$  padającego na powierzchnie poziomą dnia 20.03.2014, 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie

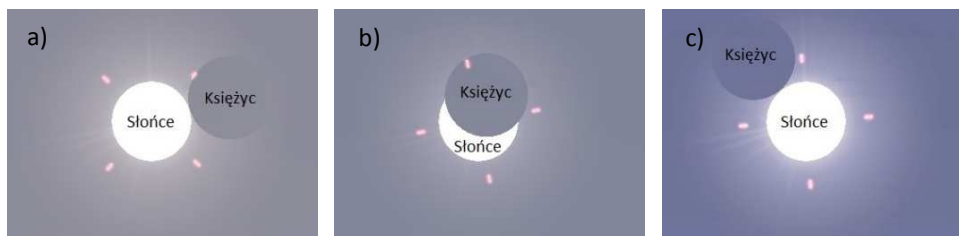
Fig. 6. Daily variation of scattered radiation incident on a horizontal surface  $G_d$  03.20.2014, 17.03.2015 and 03.20.2015 in Rzeszow

Na rysunku 7 zaprezentowano dobową zmienność mocy elektrycznej  $P$  oddawanej przez system fotowoltaiczny do sieci w rozpatrywanych dniach.



Rys. 7. Dobowa zmienność mocy elektrycznej  $P$  oddawanej przez system fotowoltaiczny do sieci dnia 20.03.2014, 17.03.2015 oraz 20.03.2015 w Rzeszowie

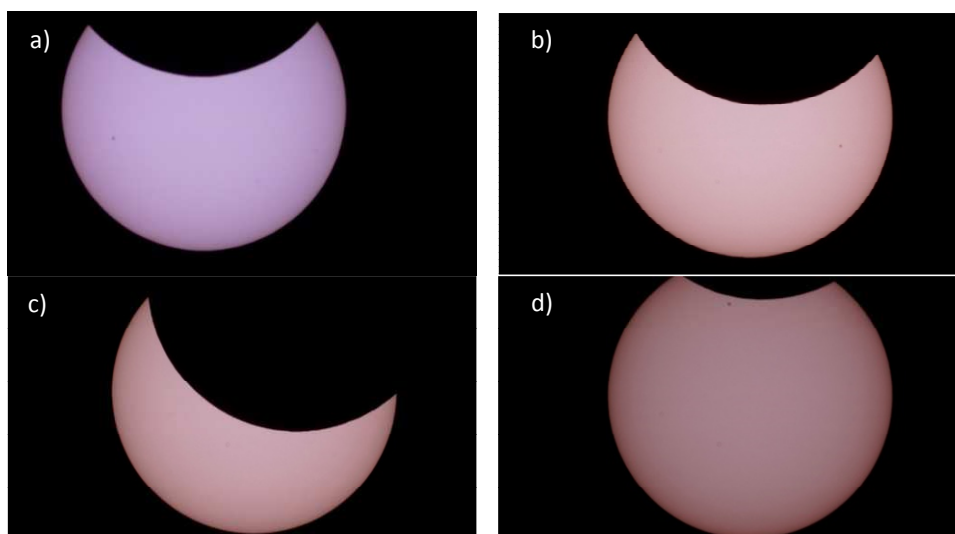
Fig. 7. Daily variability of electrical power  $P$  output by the photovoltaic system to the grid 03.20.2014, 17.03.2015 and 03.20.2015 in Rzeszow



Rys. 8. Symulacja zaćmienia Słońca z dnia 20.03.2015 w Rzeszowie, program Stellarium: a) początek zaćmienia 09:46, b) zaćmienie maksymalne 10:56, c) koniec zaćmienia 12:06

Fig. 8. Simulation of the solar eclipse of 20.03.2015 in Rzeszow, the Stellarium program: a) beginning of the eclipse 9:46, b) the maximum eclipse 10:56, c) the end of the eclipse 12:06

Na rys. 9 zaprezentowano zdjęcia z zaćmienia Słońca w Rzeszowie dla czterech chwil czasowych. Prezentowana orientacja przestrzenna materiału przedstawionego na zdjęciach odbiega nieco od uwidocznionego na symulacji z programu Stellarium, z uwagi na fakt, że ruch aparatu odbywał się w równikowym układzie współrzędnych [8], co wynika z zastosowania montażu paralaktycznego, natomiast symulacja z rys. 8 pokazuje przebieg zjawiska w układzie azymutalnym, topocentrycznym [8].



Rys. 9. Zdjęcia zaćmienia Słońca z dnia 20.03.2015 w Rzeszowie, a) godzina 10:17, b) godzina 10:22, c) godzina 11:11, d) godzina 11:53

Fig. 9 Photos of solar eclipse of 03.20.2015 in Rzeszow, a) time 10:17 b) time 10:22, c) time 11:11 d) time 11:53

## 5. Podsumowanie

Zaćmienie Słońca powoduje znaczący spadek mocy elektrycznej produkowanej przez system fotowoltaiczny.

Dla rozpatrywanych dni odczytano wartości całkowitego natężenia promieniowania słonecznego padającego na powierzchnie poziomą  $G$ , oraz moc elektryczną netto oddawaną do sieci elektrycznej  $P_{AC}$ , następnie zgodnie z wzorem (1) obliczono dzienną energię elektryczną oddaną do sieci oraz zgodnie z wzorem (2) dziennie nasłonecznienie. Wyniki zaprezentowano w tabeli 1.

Tabela 1. Porównanie parametrów elektrycznych i energetycznych podczas zaćmienia Słońca oraz w bezchmurny dzień

Table 1. Comparison of electrical parameters and energy during an eclipse of the sun and cloudless day

	20.03.2014	17.03.2014	20.03.2015
$P_{AC 10:56}$ [W]	184	184	75 (-59,2%)
$E_{AC}$ [kWh/dzień]	1,33	1,35	1,16 (-13,4%)
$G_{ 10:56}$ [W/m <sup>2</sup> ]	651	633	235 (-63,3%)
$E_{SUN}$ [kWh/m <sup>2</sup> /dzień]	4,58	4,57	4,10 (-10,4%)

Podczas maksymalnego zaćmienia Słońca w dniu 20.03.2015 moc systemu fotowoltaicznego zmalała o 59,2% w stosunku bezchmurnego dnia 17.03.2015. Ze względu na zaćmienie Słońca dzienna wyprodukowana energia elektryczna była niższa o 13,4%. Maksymalne przysłonięcie tarczy Słońca wynosiło 60,6%. Mniejszy spadek produkcji energii niż wynikałoby to z przysłonięcia tarczy słonecznej jest najprawdopodobniej skutkiem oddziaływania promieniowania rozproszonego. Porównując wyniki z dnia 20.03.2014r. i 17.03.2015 widzimy całkowitą zbieżność pomiędzy wynikami uzyskanymi w tych dniach. Wynika to stąd, że różnica w azymucie i wysokości Słońca o godzinie 10:56 w dniach 17 i 20 marca była nieznaczna i wynosiła odpowiednio  $+0^{\circ}02'$  i  $+1^{\circ}12'$ , Tak więc dane z dnia 17 marca 2015r. mogą być wykorzystane dla celów porównawczych z dniem zaćmienia.

## Literatura

- [1] Anon.: Report: Solar eclipse march 2015. The Successful Stress Test of Europe's Power Grid – more ahead. Policy Brief, 15 July 2015.
- [2] Anon.: Report: Solar eclipse 2015: Impact analysis European Network of Transmission System Operators for Electricity, February 2015.
- [3] Gil P., Szewczyk M.: Roczne badania eksploatacyjne parametrów monokrystalicznych modułów fotowoltaicznych w Rzeszowie. INSTAL nr 4, 2015, s. 22-27.
- [4] Gil P.: Roczne wyniki pomiaru sprawności amorficznych kolektorów fotowoltaicznych w Rzeszowie. Rynek Energii nr 4, 2015 s. 75-83.
- [5] <http://portalkomunalny.pl/> RWE AGH Solar Lab {dostęp 01.02.2015 r.}.

- [6] Substyk M. Zaćmienie Słońca, Urania Postępy Astronomii, s. 118-119, 2015.
- [7] Pluta Z., Podstawy teoretyczne fototermicznej konwersji energii słonecznej, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2006.
- [8] Mietelski J.: Astronomia w geografii, WN-PWN, Warszawa 2009.

## THE INFLUENCE OF SOLAR ECLIPSE ON THE PRODUCTION OF ELECTRICITY BY PHOTOVOLTAIC SYSTEM

### Summary

The paper presents the impact of solar eclipse of 20.03.2015 on power and electricity produced changes by the PV system compared to the cloudless day 03.17.2015 and on 20.03.2014. The system uses photovoltaic monocrystalline silicon modules and solar inverter Soladin 600 connected to the electricity grid. Peak power system is 330W. Installation works in Rzeszow ( $\varphi = 50^{\circ}02'N$   $\lambda = 22^{\circ}17'E$ ). PV modules are mounted on the frame at a constant angle of  $30^{\circ}$  relative to the horizon. The measuring system comprised the measurement of voltage and DC current before an inverter, voltage, AC current, power and frequency at the output of the inverter. Also presented measurements of total and direct solar radiation and the scattered radiation in the day of a solar eclipse 03.20.2015 and on 03.17.2015 and 20.03.2014 falling on a horizontal plane. All parameters were measured every 10 seconds and averaged to 1 minute values. Also made visual observations of the sun using a camera Sony DSLR A-57 and Maksutov-Cassegrain telescope with a focal length  $f = 1500\text{mm}$ , 127mm aperture. Maximum aperture telescope is  $F 1: 11.8$ . Set was mounted on an equatorial mount HEQ-5 SynScan. The results show that the maximum eclipse in Rzeszow, which occurred at 10:56 instantaneous power photovoltaic system decreased by 60%, while the daily electricity decreased by -13.4% compared to cloudless day.

**Keywords:** solar eclipse, a photovoltaic system, total solar radiation, the effect of the eclipse to change the intensity of radiation, electrical energy production

*Przesłano do redakcji: 15.02.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Aleksander STARAKIEWICZ<sup>1</sup>

Lech LICHOLAŁ<sup>2</sup>

Przemysław MIĄSIK<sup>3</sup>

## CHARAKTERYSTYKA ENERGETYCZNA BUDYNKU JEDNORODZINNEGO OPARTA NA FAKTYCZNYM ZUŻYCIU ENERGII

Ilość niezbędnej energii wymaganej do utrzymania komfortu cieplnego budynku i jego mieszkańców zależy od wielu czynników. Są one związane z technologią wykonania, izolacyjnością obudowy i szczelnością budynku, rodzajem i jakością instalacji grzewczych, lokalnymi warunkami klimatycznymi oraz indywidualnymi przyzwyczajeniami mieszkańców. Dla analizowanego budynku jednorodzinnego przedstawiono charakterystyki energetyczne w oparciu o faktyczne zużycie energii do ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej.

Charakterystykę energetyczną obliczoną na podstawie metodologii i obowiązujących norm, wykonano na podstawie dokumentacji technicznej budynku i usprawnień termomodernizacyjnych wykonanych przez użytkownika. Podstawą analizy była baza danych, rzeczywistego zużycia energii elektrycznej, opału i energii z kolektorów słonecznych, zebrana przez użytkownika budynku w latach 2009 – 2015.

**Słowa kluczowe:** zużycie energii konwencjonalnej, energia z kolektorów słonecznych, energia końcowa i pierwotna, wskaźniki zużycia energii

### 1. Wprowadzenie

Każdy budynek w czasie swojego użytkowania spełnia określone funkcje dla realizacji, których wymagane jest dostarczenie odpowiedniej ilości energii. W budynkach mieszkalnych jest ona wykorzystywana na potrzeby ogrzewania i wentylacji, przygotowania ciepłej wody użytkowej, chłodzenia oraz oświetlenia. Ocena energetyczna budynków jest przedmiotem wielu prac badawczych, zarówno krajowych jak i zagranicznych. Ich celem jest wyznaczenie wielkości zużycia energii na określone potrzeby, identyfikacja strat i możliwości ich zmniejszenia. Aby określić efektywność wykorzystania energii, należy poznać zapotrzebowanie na energię każdego z tych elementów, zarówno od strony po-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Aleksander Starakiewicz, Politechnika Rzeszowska, Zakład Budownictwa Ogólnego, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel. 178651428; olekstar@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Lech Licholał, Politechnika Rzeszowska; tel. 178651327; Lech.Licholai@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Przemysław Miąsik, Politechnika Rzeszowska; tel. 178651702; pmiasik@prz.edu.pl

trzeb netto (energia użytkowa), energii dostarczanej brutto po uwzględnieniu strat (energia końcowa), ale również z uwzględnieniem źródła pochodzenia energii (energia pierwotna). Szacowanie zużywanej energii może odbywać się zarówno na podstawie obliczeń teoretycznych, ale i pomiarów faktycznego zużycia energii. Stąd też uzasadnione jest przedstawienie szerszego spojrzenia na potrzeby energetyczne w budynku mieszkalnym, rejestrowane na przestrzeni kilku ostatnich lat. Wybrane aspekty tego zagadnienia były już poruszane na poprzednich Konferencjach Solina 2008 i 2010 [1,2]. Zagadnienie zużycia energii w budynkach jest ciągle aktualne z uwagi na jej ograniczanie poprzez akty prawne, [3] ale również ze względu na ochronę środowiska naturalnego człowieka (zmniejszenie emisji gazów cieplarnianych, pyłów, wykorzystywanie odnawialnych źródeł energii) [4, 5].

## **2. Metodyka wyznaczania charakterystyki energetycznej opartej na faktycznym zużyciu energii**

Możliwość obliczeń metodą faktycznego zużycia energii wprowadziło Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 27 lutego 2015 r. [6] i na jego podstawie opracowano metodykę przedstawioną poniżej. Stosowanie tej metody do obliczania charakterystyki energetycznej budynku jest dopuszczalne, jeżeli spełnione są następujące warunki: 1. w analizowanym budynku systemy ogrzewania lub przygotowania ciepłej wody użytkowej są zasilane z sieci ciepłowniczej lub gazowej; 2. zużycie ciepła rozlicza się w oparciu o wskazania ciepłomierza; 3. zużycie gazu ziemnego rozlicza się w oparciu o wskazania gazomierza; 4. zużycie ciepłej wody użytkowej rozlicza się w oparciu o wskazania wodomierza; 5. budynek nie jest wyposażony w system chłodzenia; 6. istnieją dokumenty potwierdzające rzeczywiste zużycie ciepła lub gazu ziemnego z ostatnich 3 lat poprzedzających sporządzenie charakterystyki energetycznej budynku; 7. w okresie, który poprzedza sporządzenie charakterystyki energetycznej budynku, a z którego przyjęto dokumenty potwierdzające rzeczywiste zużycie ciepła lub gazu ziemnego, nie przeprowadzono robót budowlanych wpływających na charakterystykę energetyczną; 8. gaz ziemny zużywany jest wyłącznie na potrzeby ogrzewania lub przygotowania ciepłej wody użytkowej; 9. możliwe jest określenie powierzchni budynku o regulowanej temperaturze powietrza.

Obliczenia bilansu energetycznego istniejącego budynku zostały oparte na Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 27 lutego 2015 r. [6], pomimo iż charakterystyka energetyczna analizowanego budynku, zgodnie z zapisami wyżej wymienionego Rozporządzenia, nie powinna być przeprowadzona metodą faktycznego zużycia. Wynika to z faktu, nie spełnienia przez budynek wszystkich wymagań stawianych obiektom, które mogą być poddane analizie metodą opartą na faktycznym zużyciu energii. Przeprowadzone w kolejnym rozdziale obliczenia mają na celu wykazanie, że metodę tę można stosować również w innych warunkach a nie tylko tych określonych w Rozporządzeniu.

Wzory prezentowane poniżej, niewystępujące w metodologii, posiadają własne modyfikacje dostosowane do paliwa stałego i innych źródeł energii końcowej. Uzyskane wyniki obliczeń zostaną porównane z wynikami metody opartej na standardowym sposobie użytkowania budynku.

Roczne zapotrzebowanie na energię końcową dostarczoną do budynku dla systemu ogrzewania i systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej oraz przez instalację kolektorów słonecznych  $Q_{k,H+W}$  dla kilku rodzajów paliwa stałego wyznacza się ze zmodyfikowanego wzoru [6]:

$$Q_{k,H+W} = \frac{\sum_i Q_{k,H+W,i}}{3} + \frac{Q_{k,W,sol}}{3} = \frac{\sum_i (C_{H+W,i} \cdot W_{o,i})}{3,6 * 3} + \frac{Q_{k,W,sol}}{3} \left[ \frac{kWh}{rok} \right] \quad (1)$$

gdzie:  $Q_{k,H+W,i}$  – zapotrzebowanie na energię końcową dostarczaną do budynku dla *i-tego* paliwa stałego na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej z ostatnich 3 lat,  $\left[ \frac{kWh}{rok} \right]$  w kWh/rok  $\left[ \frac{kWh}{rok} \right]$ ;

$Q_{k,W,sol}$  – energia końcowa dostarczana do budynku na potrzeby przygotowania ciepłej wody użytkowej przez instalację kolektorów słonecznych z ostatnich 3 lat, w kWh/rok;

$C_{H+W,i} C_{W,3}$  – suma zużycia *i-tego* paliwa stałego na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej z ostatnich 3 lat poprzedzających wydanie świadectwa charakterystyki energetycznej, wyznaczana na podstawie dokumentów potwierdzających rzeczywiste zużycie, w kg;

$W_{o,i}$  – wartość opału *i-tego* paliwa stałego określona w oparciu o dane udostępnione przez dostawcę paliwa stałego z ostatnich 3 lat, w MJ/kg;

Roczne zapotrzebowanie na energię pomocniczą końcową dostarczoną do budynku dla systemów technicznych  $E_{el,pom,H+W} E_{el,pom}$  wyznacza się ze wzoru [6]:

$$E_{el,pom,H+W} = \sum_j E_{el,pom,H+W,j} \left[ \frac{kWh}{rok} \right] \quad (2)$$

gdzie:  $E_{el,pom,H+W,j}$  – roczne zapotrzebowanie na energię pomocniczą końcową dostarczaną do budynku dla *j-tego* systemu technicznego na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej, w kWh/rok;

Roczne zapotrzebowanie na energię końcową dostarczoną do budynku dla i przez systemy techniczne  $Q_k$  wyznacza się ze wzoru [6]:

$$Q_k = Q_{k,H+W} + E_{el,pom,H+W} \left[ \frac{kWh}{rok} \right] \quad (3)$$

Roczne zapotrzebowanie na nieodnawialną energię pierwotną dla systemów technicznych  $Q_p$  [kWh/rok] w budynku wyznacza się ze wzoru [6]:

$$Q_p = Q_{p,H+W} + Q_{p,pom} = \sum_i (Q_{k,H+W,i} \cdot w_{H+W,i}) + E_{el,pom,H+W} \cdot w_{el} \quad (4)$$

gdzie:  $Q_{p,H+W}$  – roczne zapotrzebowanie na energię pierwotną dostarczaną do budynku na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej, w kWh/rok;

$Q_{p,pom}$  – roczne zapotrzebowanie na energię pomocniczą pierwotną dostarczoną do budynku dla systemów technicznych na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej, w kWh/rok;

$w_{H+W,i}$  – współczynnik nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej na wytworzenie i dostarczenie nośnika energii lub energii dla systemów technicznych na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej;

$w_{el}w_{el}$  – współczynnik nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej na wytworzenie i dostarczenie energii elektrycznej, dla systemów technicznych na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej.

Wyznaczenie wskaźników rocznego zapotrzebowania na energię EP, EK i EU w budynku wyznacza się ze wzorów [6] dla:

1) nieodnawialnej energii pierwotnej:

$$EP_{H+W} = \frac{Q_{p,H+W}}{A_f} \left[ \frac{kWh}{m^2 \cdot rok} \right] \quad (5)$$

2) energii końcowej:

$$EK_{H+W} = \frac{Q_{k,H+W}}{A_f} \left[ \frac{kWh}{m^2 \cdot rok} \right] \quad (6)$$

Rocznego zapotrzebowania na energię użytkową  $Q_u$  w budynku nie wyznacza się, jeżeli budynek posiada system ogrzewania i system przygotowania ciepłej wody użytkowej zasilane z jednego źródła energii.

### 3. Opis konstrukcji budynku oraz systemów ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej

Analizowany obiekt to wolnostojący piętrowy budynek jednorodzinny, całkowicie podpiwniczony, z nieogrzewanym strychem przykryty dachem czterospadowym zlokalizowany w Rzeszowie. Budynek jest zamieszkiwany przez czteroosobową rodzinę dwupokoleniową, wcześniej przez sześćosobową trzypokole-



niową. W nieogrzewanym podpiwniczeniu znajduje się garaż, magazyn, kotłownia, spiżarnia, klatka schodowa i skład opału. Na parterze znajdują się pomieszczenia: ganek, hol, klatka schodowa, kuchnia, dwa pokoje i łazienka ogólna. Na piętrze rozmieszczenie pomieszczeń jest identyczne. Ściany zewnętrzne wykonane są w technologii dwuwarstwowej, warstwa konstrukcyjna to mur z cegły ceramicznej pełnej 40 cm a warstwa izolacji termicznej to styropian 10 cm. Budynek poddawany był etapowej termomodernizacji. Docieplenie ścian zewnętrznych zrealizowano w 1990 roku w technologii lekkiej-mokrej a w 2005 roku przeprowadzono docieplenie stropu nad piwnicą (przyklejono 5 cm styropianu do sufitu) oraz stropu nad piętrem. W latach 1998-2002 wymieniono okna skrzynkowe na jednoramowe drewniane ( $U_f = 1,45 \text{ W/m}^2\text{K}$ ) z oszkleniem ( $U_g = 1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ), na klatce schodowej z oszkleniem ( $U_g = 0,6 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). System grzewczy w budynku stanowi instalacja c.o. w której źródłem ciepła jest kocioł stalowy z górnym spalaniem paliwa stałego o sprawności nominalnej 82%. Kocioł c.o. jest źródłem ciepła dla instalacji c.o. i instalacji ciepłej wody użytkowej. Elementami grzejnymi w całym budynku stanowią grzejniki żeliwne wyposażone w zawory termostaticzne a w łazienkach grzejniki drabinkowe. Instalacja grzewcza wyposażona jest w pompę obiegową zsynchronizowaną z pracą kotła c.o. Przewody rozprowadzające czynnik grzewczy są zaizolowane (wełna szklana, owijka, gips) i poprowadzone pod sufitem w pomieszczeniach piwnicy. Instalacja ciepłej wody użytkowej zasilana jest dodatkowo z kolektorów słonecznych. W rozważanym budynku jednorodzinnym c.w.u. przygotowywana jest centralnie i gromadzona w zasobniku biwalentnym o pojemności 300 litrów. Zasobnik posiada dwie węzownice, gdzie dolna zasilana jest z instalacji słonecznej a górna z instalacji c.o. Instalacja słoneczna składa się z dwóch kolektorów o łącznej, czynnej powierzchni absorbera  $4,70 \text{ m}^2$ . Kolektory skierowane są na południe i ustawione pod kątem  $55^\circ$  do poziomu [2]. Temperatura powietrza wewnętrznego budynku w analizowanym okresie utrzymywana była na poziomie  $20\text{-}21,5^\circ\text{C}$ .

#### **4. Charakterystyka energetyczna budynku oparta na pomiarach faktycznie zużytej ilości energii**

W rozdziale tym przedstawiono wyniki faktycznego zużycia energii w budynku jednorodzinnym opracowane na podstawie pomiarów wykonanych od 1.01.2009 r. do 31.12.2015 r. Do analizy wybierano 3 kolejne lata w różnych okresach. Opał stosowany w budynku to węgiel kamienny oraz drewno. Dane wyjściowe to zarejestrowana ilość zużytego opału w kilogramach, przeliczona na wartość energii w kilowatogodzinach przyjmując kaloryczność w zależności od roku zakupu. Całkowite zużycie energii z węgla kamiennego i drewna na potrzeby ogrzewania i wentylacji oraz przygotowania ciepłej wody użytkowej, energii pochodzącej z kolektorów słonecznych do podgrzewania c.w.u. oraz energii elektrycznej zużywanej przez system grzewczy i przygotowania ciepłej wody użytkowej zestawiono w tabeli 1, [7].

Tabela 1. Zużycie energii w systemie ogrzewania i ciepłej wody użytkowej w latach 2009-2015

Table 1. Consumption of energy in the heating system and hot water in 2009-2015

Rok	Energia elekt. pomocnicza		Węgiel kamienny			Drewno			Kolektory słoneczne
	Instal. c.o.	Insta. kol.sł.	Zużycie	Wartość opałowa	Energia	Zużycie	Wartość opałowa	Energia	Energia
	$E_{el,pom,H}$	$E_{el,pom,W}$	$C_{H+W,i}$	$W_{o,i}$	$Q_{k,H+W,i}$	$C_{H+W,i}$	$W_{o,i}$	$Q_{k,H+W,i}$	$Q_{k,W,sol}$
-	[kWh]	[kWh]	[kg]	[MJ/kg]	[kWh]	[kg]	[MJ/kg]	[kWh]	[kWh]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2009	107,9	24,09	3725	25,0	25868,1	1155,0	15,25	4892,7	4610,0
2010	64,9	24,51	4046	25,5	28659,2	988,0	15,25	4185,3	3706,5
2011	95,9	9,06	3114	28,0	24220,0	1746,0	15,25	7396,3	1756,0
2012	128,0	10,98	2878	29,0	23183,9	2020,0	15,25	8556,9	1536,0
2013	108,0	8,48	2973	30,0	24775,0	871,0	15,25	3689,7	1136,0
2014	97,2	7,92	2544	29,5	20846,7	811,0	15,25	3435,5	1033,0
2015	128,7	8,10	2730	29,0	21991,7	725,0	15,25	3071,2	1035,0
Średnia	104,4	13,30	3144	28,0	24220,6	1188,0	15,25	5032,5	2116,1

Obliczenia rocznego zapotrzebowanie na energię końcową  $Q_k$  i pierwotną  $Q_p$  dostarczoną do budynku dla systemu ogrzewania i systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej dla dwóch rodzajów paliwa stałego (węgiel i drewno), przez instalację kolektorów słonecznych  $Q_{k,H+W}$  oraz wskaźników zużycia energii końcowej EK i pierwotnej EP dla 3-letnich okresów obliczeniowych przedstawiono w tablicy 2. Do obliczeń przyjęto następujące wartości współczynników nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej na wytworzenie i dostarczenie nośnika energii dla systemów technicznych na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej: węgiel kamienny  $w_{H+W,1} = 1,1$ ; drewno  $w_{H+W,2} = 0,2$ ; energia słoneczna  $w_{H+W,3} = 0$ ; energia elektryczna  $w_{el} = 3$ . Powierzchnia ogrzewana rozpatrywanego budynku wynosi  $A_f = 109,82 \text{ m}^2$ .

Wskaźnik rocznego zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną analizowanego budynku, obliczony metodą szczegółową wg metodologii [6] wynosi  $EP_{H+W} = 291,4 \text{ [kWh/m}^2\text{rok]}$ .

$$\begin{aligned}
 Q_{p,2013-2015} &= Q_{p,H+W} + Q_{p,pom} = \sum_i (Q_{k,H+W,i} \cdot w_{H+W,i}) + E_{el,pom,H+W} \cdot w_{el} = \\
 &= \frac{24775,0 + 20846,7 + 21991,7}{3} \cdot 1,1 + \frac{3689,7 + 3435,5 + 3071,2}{3} \cdot 0,2 + \\
 &+ \frac{1136 + 1033 + 1035}{3} \cdot 0,0 + \frac{108 + 97,2 + 128,7}{3} \cdot 3,0 + \frac{8,48 + 7,92 + 8,1}{3} \cdot 3,0 = \\
 &= 25829,7 \text{ [kWh / rok]}
 \end{aligned}$$

Tabela 2. Wskaźniki rocznego zapotrzebowania na energię pierwotną EP i energię końcową EK

Table 2. Pointers of annual demand into primary energy EP and final energy EK

Rok	Roczny wskaźnik EP <sub>H+W</sub>	Okres 3 lat oceny budynku	Energia końcowa Q <sub>k,H+W</sub>	Energia pierwotna Q <sub>p,H+W</sub>	Wskaźnik EK	Wskaźnik EP <sub>H+W</sub>
	kWh/m <sup>2</sup> rok		kWh	kWh]	kWh/m <sup>2</sup> rok	kWh/m <sup>2</sup> rok
1	2	3	4	5	6	7
2009	271,6	-	-	-	-	-
2010	297,1	-	-	-	-	-
2011	258,9	2009-2011	35206,8	30298,6	320,6	275,9
2012	251,6	2010-2012	34511,1	29565,7	314,3	269,2
2013	258,1	2011-2013	32203,4	28135,5	293,2	256,2
2014	217,9	2012-2014	29517,7	26634,8	268,8	242,5
2015	229,6	2013-2015	27124,0	25829,7	247,0	235,2
Średnia	<b>255,0</b>	<b>2009-2015</b>	<b>31712,6</b>	<b>28092,9</b>	<b>288,8</b>	<b>255,8</b>

## 5. Analiza wyników

Przedstawione wyniki obliczeń mają charakter analityczno-badawczy gdyż: z jednej strony, w rozumieniu obowiązującej metodologii [6] nie mogą być traktowane jak charakterystyka energetyczna budynku oparta na faktycznym zużyciu energii pochodzącej z paliwa stałego, zaś z drugiej strony potwierdzają słuszność przyjętej do obliczeń metody. Metodologia [6] w tego rodzaju analizie nie wprowadza obowiązku uwzględnienia warunków klimatycznych z rozważanego okresu.

Wskaźniki rocznego zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną EP<sub>H+W</sub> w kolejnych latach (2009-2015) odzwierciedlają wartości rzeczywistego zużycia energii. Są one w większości lat niższe od wartości wskaźnika uzyskanej na podstawie obliczeń wg obowiązującej metodologii. Różnica wskaźników w tym okresie zawiera się między +2,0% a -25,2%, natomiast dla wartości średniej wynosi -12,5%. Wskaźniki te wskazują wpływ warunków klimatycznych, tj. mroźne (2010) i łagodne (2014) zimy. Średnie zewnętrzne temperatury powietrza w 2010 roku były następujące: dla zimy -3,5 °C (dla 30-lecia -2,0 °C); dla stycznia -7,5 °C (dla 30-lecia -2,5 °C); dla grudnia -4,5 °C (dla 30-lecia -1,0 °C). Natomiast dla 2014 roku temperatury były następujące: dla zimy +1,0 °C (dla 30-lecia -2,0 °C); dla stycznia -0,5 °C (dla 30-lecia -2,5 °C); dla grudnia +1,0 °C (dla 30-lecia -1,0 °C). Wskaźniki zapotrzebowania na energię pierwotną EP<sub>H+W</sub> z 3-letnich okresów pomiarowych prezentują wartości średniego zużycia energii i nie pokazują dynamiki poszczególnych lat. Różnica 3-letnich wskaźników od ich wartości średniej wynosi od +7,9% do -8,1%. Średnie wartości wskaźników z „okresu 7 lat” i pięciu „3-letnich okresów” są bardzo zbliżone do siebie, różnica to zaledwie 0,32%.

Wnioski z przeprowadzonej analizy są następujące:

1. W metodzie faktycznego zużycia energii okres rozliczeniowy powinien wynosić więcej niż 3 lata, co najmniej 7 lat. Eliminujemy w ten sposób okresy minimalnego i maksymalnego zużycia energii w budynku a wskaźnik jej zużycia jest bardziej miarodajny.

2. Wskaźniki zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną  $EP_{H+W}$  z dowolnych 3-letnich okresów pomiarowych są zdecydowanie niższe od wskaźnika obliczonego metodą szczegółową wg metodologii [6].
3. Wskazane jest opracowanie metody faktycznego zużycia energii uwzględniającej warunki klimatyczne z rozważanego okresu.

## Literatura

- [1] Starakiewicz A.: Badania zużycia energii na potrzeby bytowe w budynku mieszkalnym, ZN PRz nr 252, Budownictwo i Inżynieria Środ. Nr 47, 2008, s. 477-481.
- [2] Starakiewicz A.: Eksploatacja instalacji c.w.u. z kolektorami słonecznymi w budynku mieszkalnym, ZN PRz nr 271, Bud. i Inżynieria Środ. nr 57, 4/2010, s. 509-513.
- [3] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 5 lipca 2013 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz. U. z 13 sierpnia 2013 r., poz. 926.
- [4] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2010/31/UE z dnia 19 maja 2010 r. ws. charakterystyki energetycznej budynków, Dz. Urz. UE L 153 z 18.06.2010, str 13.
- [5] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/28/UE z dnia 23 kwietnia 2009 r. ws. promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych zmieniająca i w następstwie uchylająca dyrektywy 2001/77/WE oraz 2003/30/WE, Dz. Urz. UE L 140 z 5.06.2009, str 16.
- [6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 27 lutego 2015 r. w sprawie metodologii wyznaczania charakterystyki energetycznej budynku lub części budynku oraz świadectw charakterystyki energet., Dz. U. z 18 marca 2015 r., poz. 376.
- [7] Starakiewicz A., Lichołai L., Miąsik P., Krasoń J.: Zużycie nośników energii w budynku jednorodinnym na cele ogrzewania, ciepłej wody użytkowej i potrzeb bytowych, Czasopismo Inżynierii Ładowej, Środowiska i Architektury - Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (3/16), 2016, s. 439-446, DOI:10.7862/rb.2016.227.

## ENERGY PERFORMANCE OF RESIDENTIAL BUILDING BASED ON ACTUAL ENERGY CONSUMPTION

### Summary

The necessary amount of energy required to maintain the comfort of the building and its occupants depends on many factors. They are associated with the technology you-agony, housing insulation and the tightness of the building, the type and quality of in-heating installations, local climatic conditions and the individual habits of the residents. For the analyzed single-family building shows the characteristics of energy based on actual consumption of energy for heating and domestic hot water. The energy performance calculated on the basis of the methodology and standards, were made on the basis of the technical documentation of the building and modernization measures taken by the user. The analysis was the database, the actual consumption of electricity, fuel and energy co-teachers solar, collected by the user of the building in the years 2009-2015.

**Keywords:** consumption of conventional energy, energy from solar collectors, final energy and primary indicators of energy consumption

*Przesłano do redakcji: 26.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Justyna PIETRASZEK<sup>1</sup>  
Sławomir GUŁKOWSKI<sup>2</sup>

## BADANIA NAD TECHNOLOGIĄ OTRZYMYWANIA CIENKICH WARSTW EMITERA METODĄ ROZPYLANIA MAGNETRONOWEGO DLA ZASTOSOWAŃ W OGNIWACH CIGS

Cienkowarstwowe ogniwa fotowoltaiczne wykonane na bazie struktury CIGS (mieszanki pierwiastków miedzi, indu, galu oraz selenu) należą do II generacji ogniw fotowoltaicznych. Wykazują one efektywność na poziomie zbliżonym do ogniw I generacji, lecz ze względu na niższe zużycie materiału, coraz częściej wypierają z rynku ogniwa krzemowe. Artykuł przedstawia rezultaty badań dotyczących sposobu otrzymywania warstwy buforowej CdS (siarczku kadmu), zastosowanej w cienkowarstwowych ogniwach fotowoltaicznych typu CIGS. Przyjęto dwa rozwiązania technologii nanoszenia: warstwa okna CdS uzyskana metodą rozpylenia magnetronowego oraz warstwa okna CdS uzyskana metodą kąpeli chemicznej (CBD – Chemical Bath Deposition). Struktura ta powinna posiadać odpowiednią wielkość przerwy energetycznej, która pozwoli na większą absorpcję fotonów, a także wymaga się, aby była cienka (mniej niż 100 nm) i jednolita. Warstwy CdS zostały nałożone przez osadzanie w kąpeli chemicznej CBD na szklanych podłożach pokrytych Mo/CIGS (naniesione warstwy metodą sputteringu magnetronowego). Uzyskano dzięki temu warstwę emitera o grubości 80 nm po czasie osadzania 35 minut. Dla porównania warstwy CdS zostały nałożone poprzez sputtering magnetronowy na podłożu Mo/CIGS, uzyskanym tą samą metodą. Następnie oba rozwiązania zostały przebadane pod względem morfologii powierzchni na elektronowym mikroskopie skaningowym, jak również przeprowadzono analizy składu pierwiastkowego warstw. Zarówno jedna, jak i druga metoda prowadzi do otrzymania warstwy emitera CdS dla zastosowań w ogniwach CIGS.

**Słowa kluczowe:** CIGS, CdS, warstwa buforowa, ogniwa fotowoltaiczne, kąpiel chemiczna CBD, rozpylanie magnetronowe, ogniwa cienkowarstwowe

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Justyna Pietraszek, Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Środowiska, ul. Nadbystrzycka 40B, 20-618 Lublin, tel. 516169443; justyna.pietraszek@pollub.edu.pl

<sup>2</sup> Sławomir Gułkowski, Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Środowiska, ul. Nadbystrzycka 40B, 20-618 Lublin; tel. (81) 538 46 54; s.gulkowski@pollub.pl

## 1. Wprowadzenie

Cienkowarstwowe ogniwa fotowoltaiczne na bazie CIGS (mieszanki miedzi, indy, galu, seleny) posiadają sprawność w skali laboratoryjnej na poziomie ok. 21%. Schemat tego typu ogniw przedstawia się następująco: elektroda przednia Al/warstwa ZnO:Al/warstwa okna CdS/warstwa absorbera CIGS/elektroda tylna Mo/szkło sodowo-wapniowe SLG. Alternatywnie jako elektrodę przednią ogniwa można zastosować warstwę SnO<sub>2</sub>[1].

Warstwą buforową tego ogniwa jest zwykle CdS (siarczek kadmu), uzyskany metodą kąpieli chemicznej CBD – Chemical Bath Deposition, bądź metodą rozpylania magnetronowego (sputtering) [2]. Warstwy buforowe w strukturze ogniwa CIGS posiadają kilka wymogów, które należy wziąć pod uwagę. Jednym z nich jest fakt, iż warstwa ta powinna mieć przerwę energetyczną o wartości, która pozwoli na większą absorpcję fotonów i zwiększy wydajność [3].

Warstwa CdS na bazie struktury CIGS wykazuje liczne korzystne właściwości, m.in. poprawia ona dopasowanie sieci krystalicznej heterozłącza. Zachowanie dobrej jednorodności tej warstwy może prowadzić do poprawy sprawności ogniw na bazie absorbera CIGS [4]. Innym przykładem struktury cienkowarstwowej wykorzystywanej dla zastosowań w fotowoltaice jest heterostruktura GaAs-Si [5].

## 2. Opis procedury badawczej

Badania dotyczące technologii otrzymywania cienkich warstw emitera metodą rozpylania magnetronowego dla zastosowań w ogniwach CIGS zostały przeprowadzone zgodnie z harmonogramem:

*Etap 1:* Przygotowanie i czyszczenie podłoża,

*Etap 2:* Uzyskanie cienkich warstw absorbera CIGS metodą rozpylania magnetronowego,

*Etap 3:* Nanoszenie cienkich warstw emitera CdS na podłożach SLG/Mo/CIGS metodą:

- sputtering magnetronowego,
- kąpieli chemicznej (CBD – Chemical Bath Deposition).

*Etap 4:* Badanie otrzymanych struktur za pomocą elektronowego mikroskopu skaningowego wraz z analizą składu pierwiastkowego.

### 2.1. Przygotowanie i czyszczenie podłoża

Przed przystąpieniem do procesu rozpylania magnetronowego należy właściwie przygotować i oczyścić próbki, na które nanoszone będą odpowiednie warstwy tworzące strukturę CIGS. Jako podłoże do ogniw zostały wybrane szkiełka mikroskopowe na bazie szkła sodowo-wapniowego (SLG) o wymiarach 76 × 26 × 1 mm. Pierwszym etapem przygotowania próbek było docięcie ich do wielkości 15 × 13 × 1 mm.

Kolejnym punktem było oczyszczanie przygotowanych podłoży. Proces mycia wcześniej przyciętego szkła przebiega następująco:

- oczyszczanie przy użyciu acetonu w myjce ultradźwiękowej,
- oczyszczanie przy użyciu etanolu w myjce ultradźwiękowej,
- oczyszczanie przy użyciu wody destylowanej w naczyniu laboratoryjnym,
- osuszanie przy użyciu azotu.

## 2.2. Uzyskanie cienkich warstw absorbera CIGS metodą rozpylania magnetronowego

Do nanoszenia cienkich warstw metodą rozpylania magnetronowego wykorzystano System AC450 firmy Alliance Concept. System AC450 przeznaczony jest do badań związanych ze osadzaniem rozpylonych atomów, bądź jonów w polu magnetycznym (sputtering magnetronowy). Został on przedstawiony na rysunku 1.

Po odpowiednim przygotowaniu i wyczyszczeniu podłoży zaprogramowano proces osadzania w systemie AC450, w kolejności zgodnej z warstwami w strukturze cienkowarstwowej tworzonego ogniwa. Rysunek 2 przedstawia panel sterowania urządzenia firmy Alliance Concept, odpowiedzialny za ustawianie parametrów napylania poszczególnych struktur.



Rys. 1. System AC450 firmy Alliance Concept

Fig. 1. The Alliance Concept system – AC450



Rys. 2. Panel sterowania systemu AC450 firmy Alliance Concept

Fig. 2. Control panel of Alliance Concept AC450 system

Do badań przygotowano próbki o następującej strukturze: absorber CIGS/elektroda tylna Mo, nanoszone na oczyszczone podłoża ze szkła SLG. Każda z poszczególnych napylanych powłok posiadała odpowiednie parametry ustawione w programie AC450 przedstawione w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry procesu nanoszenia warstwy Mo i CIGS

Table 1. Process parameters of applying layer of Mo and CIGS

Parametry procesu nanoszenia warstwy:	Warstwa Mo	Warstwa CIGS
Ciśnienie początkowe	$1,00 \times 10^{-4}$ mbar	$9,00 \times 10^{-5}$ mbar
Temperatura	R.T.	$395 \text{ }^\circ\text{C} \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Moc DC	120 W	80 W
Przepływ gazu Ar	20 sccm	20 sccm
Czas procesu	60 min	90 min
Ciśnienie podczas procesu	$1,99 \times 10^{-2}$ mbar	$1,96 \times 10^{-5}$ mbar

### 2.3. Nanoszenie cienkich warstw emitera CdS na podłożach SLG/Mo/CIGS

Warstwa emitera CdS została nałożona metodą sputteringu magnetronowego na poprzednio przygotowane próbki o następującej strukturze: absorber CIGS/elektroda tylna Mo/SLG. Parametry napyłania zostały ustawione w oprogramowaniu magnetronu AC450 i przedstawiono je w tabeli 2.

Tabela 2. Parametry procesu nanoszenia warstwy CdS

Table 2. Process parameters of applying CdS layer

Parametry procesu nanoszenia warstwy:	Warstwa CdS - Siarczek kadmu
Ciśnienie początkowe	$1,00 \times 10^{-4}$ mbar
Temperatura	$200 \text{ }^\circ\text{C} \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$
Moc RF	80 W
Przepływ gazu Ar	20 sccm
Czas procesu	4 min 24 s
Ciśnienie podczas procesu	$2,09 \times 10^{-2}$ mbar

Dla porównania parametrów, warstwa CdS została nałożona przez osadzenie w kąpeli chemicznej na podłożu SLG, bądź dodatkowo na podłożu Mo/CIGS (poprzednio naniesione poprzez rozpylenie magnetronowe). Stanowisko do wykonywania kąpeli chemicznej umieszczone pod wyciągiem, składa się z płyty grzejnej umożliwiającej regulację temperatury oraz zlewki o pojemności 1000 ml. Zastosowane jest to w celu utrzymania lepszej równomierności temperatury kąpeli. Aparatura potrzebna do przeprowadzenia doświadczenia została przedstawiona na rysunku 3.

Przy badaniach wykorzystano następujący wariant kąpeli chemicznej [2]:

- 366 ml dejonizowanej wody, 62,5 ml wodorotlenku amonu  $\text{NH}_4\text{OH}$  (28-30%),
- 50 ml siarczynu kadmu ( $0,015 \text{ M CdSO}_4$ ),
- 25 ml tiomocznika ( $1,5 \text{ M NH}_2\text{CSNH}_2$ ) w temperaturze  $65 \text{ }^\circ\text{C}$ .

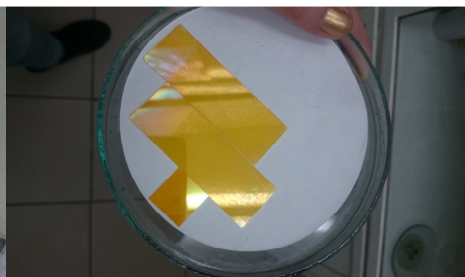
Uzyskano dzięki temu warstwę emitera CdS o grubości 80 nm po czasie osadzania 35 minut, naniesiona na czyste szkło sodowo-wapniowe (rys. 4).





Rys. 3. Kąpiel chemiczna – aparatura

Fig. 3. Equipment of Chemical Bath Deposition



Rys. 4. Warstwa CdS naniesiona metodą kąpeli chemicznej

Fig. 4. CdS layer deposited by CBD

### 3. Wyniki badań i ich analiza

Uzyskane próbki metodą rozpylenia magnetronowego i kąpeli chemicznej zostały zbadane za pomocą elektronowego mikroskopu skaningowego. Przeprowadzono analizę jakościową oraz ilościową ich składu pierwiastkowego. Poniżej przedstawione wyniki morfologii i analizy absorbera CIGS, jak również porównanie morfologii i składu pierwiastkowego warstwy CdS uzyskanej dwiema metodami: rozpylenia magnetronowego i kąpeli chemicznej.

#### 3.1. Warstwa absorbera CIGS – morfologia i analiza składu pierwiastkowego

Na rysunku 5 został pokazany obraz powierzchni próbki CIGS. Z wartości składu atomowego przedstawionego w tabeli 3 obliczono stosunek miedzi do indu z galem, galu do indu z galem oraz selenu do indu z miedzią. Wartości tych stosunków powinny zawierać się w przedziałach:  $Cu/(In+Ga) - 0,7 \div 1,0$ ,  $Ga/(In+Ga) - <0,3$ ,  $Se/(In+Cu) - <1,0$ . Obliczone wartości mieszczą się w przyjętych założeniach. W przypadku  $Cu/(In+Ga)$  jest to wynik zbliżony, mieszczący się w granicy błędów, spowodowany nierównomiernością powstałego kryształu.

Tabela 3. Analiza składu pierwiastkowego warstwy CIGS

Table 3. Analysis of the elemental composition of the CIGS layer

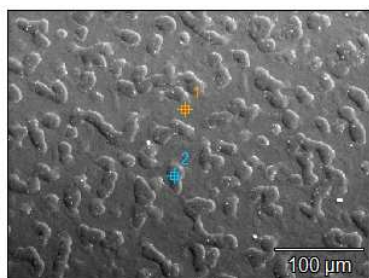
<i>N-K</i>	<i>O-K</i>	<i>F-K</i>	<i>S-K</i>	<i>Cu-K</i>	<i>Ga-K</i>	<i>Se-K</i>	<i>Mo-L</i>	<i>In-L</i>
0.00	14.85	4.02	0.00	18.34	6.18	33.73	0.80	22.08

Obliczenia:

$$Cu/(In+Ga) = 18.34 / (22.08 + 6.18) = 0.64$$

$$Ga/(In+Ga) = 6.18 / (22.08 + 6.18) = 0.21$$

$$Se/(In+Cu) = 33.73 / (22.08 + 18.34) = 0.84$$

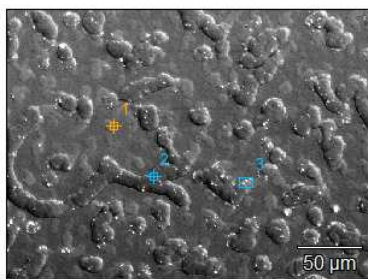


Rys. 5. Morfologia warstwy CIGS

Fig. 5. The morphology of the CIGS layer

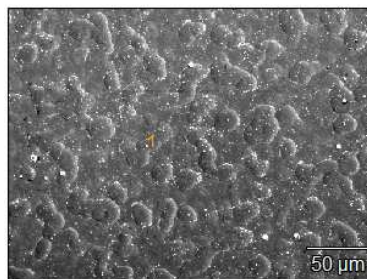
### 3.2. Warstwa okna CdS – porównanie morfologii i analiza składu pierwiastkowego dla metody sputteringu magnetonowego i kąpielii chemicznej

Na rysunku 6 przedstawiono obraz powierzchni warstwy emitera CdS naniesionej metodą sputteringu magnetonowego na podłożu SLG/Mo/CIGS, natomiast rysunek 7 przedstawia obraz powierzchni warstwy emitera CdS naniesioną metodą kąpielii chemicznej CBD. Morfologie tych próbek są bardzo zbliżone do siebie.



Rys. 6. Morfologia warstwy CdS – rozpylanie magnetonowy

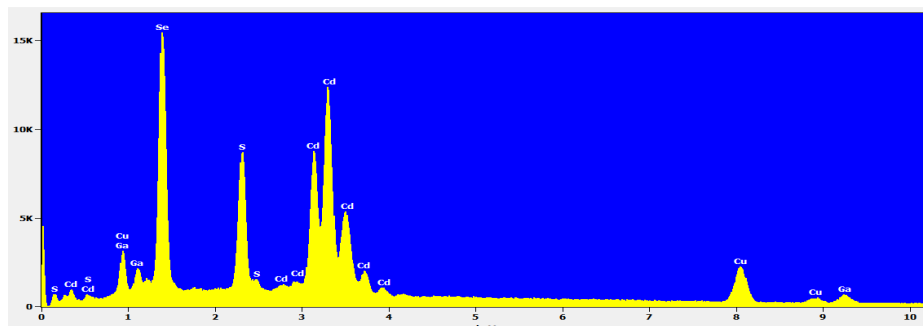
Fig. 6. The morphology of the CdS layer – magnetron sputtering



Rys. 7. Morfologia warstwy CdS – kąpiel chemiczna

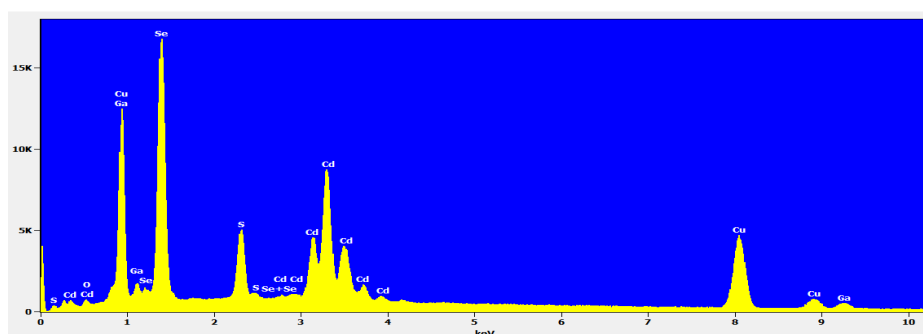
Fig. 7. The morphology of the CdS layer – chemical bath deposition

Rysunki 8 i 9 prezentują analizy jakościowe i ilościowe składu chemicznego warstwy CdS uzyskanej odpowiednio poprzez napyłanie magnetonowe oraz kąpielii chemiczną. Wysokość pików na wykresie określa ilość danego pierwiastka obecnego w badanej warstwie.



Rys. 8. Widmo EDS dla warstwy CdS – rozpylanie magnetonowe

Fig. 8. EDS spectrum for the CIGS layer – magnetron sputtering



Rys. 9. Widmo EDS dla warstwy CdS – kąpiel chemiczna

Fig. 9. EDS spectrum for the CIGS layer – chemical bath deposition

## 4. Wnioski

Porównano dwie metody nanoszenia cienkich warstw emitera CdS na podłożach SLG/Mo/CIGS: sputtering magnetonowy oraz kąpiel chemiczna. Analiza jakościowa i ilościowa składu chemicznego warstwy CdS uzyskana metodą rozpylania magnetonowego, jak również naniesiona metodą CBD wykazała obecność kadmu i siarki, co oznacza, że zastosowanie obydwu metod prowadzi do osadzenia się tych pierwiastków na podłożach. Obie metody prowadzą do otrzymania warstwy emitera CdS dla zastosowań w ogniwach CIGS.

## 5. Literatura

- [1] Grudniewski T., Lubańska Z., Czernik S.: Charakterystyka AFM cienkich warstw SnO<sub>2</sub> uzyskanych podczas sputtering magnetonowego przy wybranych warunkach procesu. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXII, z. 62 (2/15), 2016, s. 99-106, DOI:10.7862/rb.2015.40.

- [2] Alexander J.N., Higashiya S., Caskey Jr D., Efstathiadis H., Haldar P.: Deposition and characterization of cadmium sulfide (CdS) by chemical bath deposition using an alternative chemistry cadmium precursor, Elsevier, Solar Energy Materials & Solar Cells 125, 2014, pp. 47-53.
- [3] Gułkowski S., Krawczak E., Olchowik J. M.: Optimization of metallic precursor thickness ratio for CIGS solar cell prepared by magnetron sputtering process, 31st European Photovoltaic Solar Energy Conference and Exhibition, 2015, pp. 1330-1332.
- [4] Acciarri M., Le Donne A., Garattini P., Falcone M., Marchionna S., Meschia M., Moneta R., Gasparotto A.: Cu(In,Ga)Se<sub>2</sub> solar cells on flexible substrate fabricated by an innovative roll to roll hybrid sputtering and evaporation process, 29th European Photovoltaic Solar Energy Conference and Exhibition, 2014, pp. 1837-1839.
- [5] Zdyb A., Olchowik J. M., Szymczuk D., Mucha J, Zabielski K., Mucha M., Sadowski W.: Analysis of the Interfacial Energy of GaAs-Si Heterostructures”, Cryst. Res. Technol. 37 (2002), p. 875-880.

## RESEARCH ON THE TECHNOLOGY OF OBTAINING THIN LAYERS OF EMITTER IN CIGS PHOTOVOLTAIC CELLS BY USING MAGNETRON SPUTTERING PROCESS

### Summary

Thin-film photovoltaic cells created based on the structure of CIGS (a mixture of the elements copper, indium, gallium and selenium) belong to the second generation of photovoltaic cells. They show the effectiveness of a level similar to the cells of the first generation, but due to lower material consumption, they increasingly forcing out silicon solar cells. The article presents the results of research of the method for obtaining a CdS buffer layer, used in thin-film CIGS photovoltaic cells. Two technology solutions of application were adopted: layer of CdS window obtained by the magnetron sputtering and layer of CdS obtained by chemical method (CBD- Chemical Bath Deposition). CdS layer has been imposed by the deposition in the chemical bath on glass substrates covered with Mo/CIGS (layers applied by magnetron sputtering). Allowing an emitter layer having a thickness of 80 nm after 35 minutes of deposition time. For comparison, a CdS layer was applied by magnetron sputtering on the substrate Mo/CIGS obtained by the same method. Subsequently, both solutions were examined in the SEM microscope to check the surface morphology, and also to analysis the elemental composition of the layers. Both methods leads to receive CdS emitter layer for use in CIGS cells.

**Keywords:** CIGS, CdS buffer layer, photovoltaic cells, chemical bath deposition CBD, magnetron sputtering, thin-film cells

*Przesłano do redakcji: 29.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Iwona PIEBIAK<sup>1</sup>

## ZASADY DOBORU WSPÓŁCZYNNIKA CAŁKOWITEJ PRZEPUSZCZALNOŚCI ENERGII PROMIENIOWANIA SŁONECZNEGO PRZESZKLEŃ W ENERGOOSZCZĘDNYCH BUDYNKACH JEDNORODZINNYCH

Przeszklenia w budownictwie jednorodzinnych energooszczędnych pełnią istotną funkcję w kształtowaniu bilansu energetycznego budynku. Przez przeszklenia zachodzi strata ciepła przez przenikanie. Dzięki przeszkleniom zachodzi również uzysk energii cieplnej z promieniowania słonecznego. Nadmierny uzysk energii cieplnej w okresie letnim może doprowadzać do przegrzewania się pomieszczeń i jest zjawiskiem niepożądanym. Ściany budynków energooszczędnych charakteryzują się dodatkowo dość niskim współczynnikiem przenikania ciepła, co utrudnia odprowadzanie nadmiaru zysków słonecznych z pomieszczeń. Ekspozycja warstw akumulacyjnych na promieniowanie słoneczne w okresie letnim jest również zjawiskiem niekorzystnym. Warstwy akumulacyjne oddają uzyskane ciepło z parogodzinnym przesunięciem w czasie i ich niekorzystne usytuowanie może doprowadzić do przegrzewania się pomieszczeń. Niezbędny staje się system wentylacji pomieszczeń, który usuwa nadmiar ciepła. Nadmierne zyski słoneczne powodują konieczność intensywniejszej pracy instalacji wentylacji sprzyjając zwiększeniu energochłonności budynku. Z tego powodu odpowiednie umieszczenie przeszkleń w bryle budynku, ich wielkość, orientacja względem stron świata oraz parametry stosowanego szkła są niezwykle istotne w kształtowaniu struktury budynku energooszczędnego. Współczynnik całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego „g” określa, w jakim stopniu energia promieniowania słonecznego przenika przez szybę do wnętrza. Większa wartość współczynnika oznacza, że zyski energetyczne są wyższe. Zyski z promieniowania słonecznego w okresie zimowym są korzystne i przyczyniają się do poprawy bilansu energetycznego budynku. Ukształtowanie struktury budynku jednorodzinnych energooszczędnego powinno umożliwiać zatem zyski z promieniowania słonecznego w okresie zimowym oraz w okresach przejściowych, a zapobiegać ich powstawaniu w okresie letnim.

**Słowa kluczowe:** jednorodzinne budownictwo energooszczędne, współczynnik całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego, zyski solarne

---

<sup>1</sup> Iwona Piebiak, Politechnika Krakowska, Instytut Projektowania Budowlanego, ul. Podchorążych 1, 30-084 Kraków, tel. 12628-2459

## 1. Wstęp

Wymogiem współczesnych trendów projektowych w architekturze, również w kształtowaniu domów jednorodzinnych, jest otwieranie przy pomocy dużych przeszkleń widoków z wnętrza budynków na otoczenie. Duże przeszklenia utożsamiane z wysokim standardem współczesnej architektury stanowią często symbol prestiżu dla Inwestora. Stosowanie przeszkleń w dużych rozmiarach niewątpliwie polepsza kontakt wzrokowy użytkownika budynku z otoczeniem oraz sprzyja lepszemu doświetleniu pomieszczeń, nie pozostaje jednak bez wpływu na bilans energetyczny obiektu.

Przeszklenia stosowane obecnie w budownictwie charakteryzują się wyższym współczynnikiem przenikania ciepła niż przegrody pełne: dachy, stropodachy, ściany<sup>2</sup>. Stosowanie dużych przeszkleń w przegrodach równoznaczne jest zatem z większymi stratami ciepła. Straty ciepła przez przenikanie przez przegrody przeszklone mogą zostać zrekompensowane zyskami ciepła przez przeszklenia skierowane w kierunku południowym. Przepisy rozporządzenia Ministerstwa Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej „W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie”, które obowiązują od 1 stycznia 2014 r., wprowadziły zaostrzenie wymogów termizolacyjności parametrów okien i drzwi balkonowych. Wprowadziły również konieczność obniżania współczynnika przepuszczalności energii całkowitej promieniowania słonecznego „g” dla okien oraz przegród przezroczystych. Współczynnik „g” nie może być większy niż 0,35 w okresie letnim. Warunku tego nie muszą spełniać przeszklenia skierowane na północny-wschód, północ, północny-zachód, odchylone o więcej niż 60 stopni od poziomu oraz chronione przed promieniowaniem słonecznym przy pomocy elementów zacieniających. Współczynnik „g” dla danego przeszklenia oblicza się wg wzoru:

$$g = f_c \times g_n \quad (1)$$

gdzie  $f_c$  oznacza współczynnik redukcji promieniowania ze względu na zastosowane urządzenia przeciwsłoneczne, a  $g_n$  współczynnik całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego dla danego typu przeszklenia<sup>3</sup>. Całkowity współczynnik przenikalności energii „g” [%] dla danego przeszklenia

<sup>2</sup> Współczynnik przenikania ciepła U wg Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, wymagania od 1 stycznia 2021 r.: Okna, drzwi balkonowe, powierzchnie przezroczyste nieotwieralne: 0,9 W/m<sup>2</sup>K; dachy, stropodachy: 0,15 W/m<sup>2</sup>K; ściany zewnętrzne: 0,2 W/m<sup>2</sup>K

<sup>3</sup> Artykuł nie zawiera szczegółowego sposobu obliczania współczynnika „g” oraz nie omawia szczegółowo wartości współczynnika redukcji promieniowania słonecznego ze względu na zastosowane urządzenia przeciwsłoneczne. Metodę obliczeń oraz wartości współczynników zawiera rozporządzenie Ministerstwa Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej „W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie” z dnia 12 kwietnia 2002 r. późniejszymi zmianami

określa jaka wartość promieniowania słonecznego padającego na szybę zostaje przepuszczona do wnętrza pomieszczenia. Największe zyski energetyczne osiąga się zatem przy pomocy okien, których szyby mają wysoki współczynnik przepuszczalności energii słonecznej.

## 2. Teza badawcza

Zmniejszenie maksymalnej wartości współczynnika całkowitej przepuszczalności energii słonecznej ma istotne znaczenie w przypadku budynków z wielkopowierzchniowymi przeszkleniami, w których do chłodzenia latem zużywa się znacznie więcej energii niż do ogrzewania zimą, np. obiektów biurowych, handlowych, komercyjnych. W przypadku energooszczędnych budynków mieszkalnych, w których wielkie przeszklenia projektuje się w ilości umiarkowanej, celem jest uzyskanie odpowiednio niskich kosztów ogrzewania zimą. Na poprawę bilansu energetycznego wpływają wówczas bierne zyski z promieniowania słonecznego uzyskiwane dzięki przeszkleniom. Zyski z promieniowania słonecznego poządane w okresie zimowym, powinny być ograniczane w okresie letnim.

Ochronę przed przegrzaniem pomieszczeń w okresie letnim oraz redukcję współczynnika całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego, można uzyskać przy pomocy powłok selektywnych, osłon przeciwsłonecznych zewnętrznych (daszki zacieniające, markizy), osłon przeciwsłonecznych wewnętrznych (rolety, żaluzje), czy osłon przeciwsłonecznych zintegrowanych z zestawami szklanymi, zamkniętych pomiędzy taflami szkła. Można też wyróżnić sezonowe (naturalne) osłony przeciwsłoneczne, w postaci roślinności zrzucającej liście w zimie. Miejsce umieszczenia osłon przeciwsłonecznych nie jest bez znaczenia ze względu na bilans energetyczny budynku. Istotną redukcję energii z promieniowania słonecznego zapewniają osłony przeciwsłoneczne umieszczone przed przegrodą, mniej efektywne są te umieszczone wewnątrz zestawów, a najmniej – wewnątrz pomieszczenia [1]. Powłoki selektywne zmniejszają wielkość współczynnika całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego zarówno w okresie zimowym jak i letnim. Na rynku budowlanym pojawiły się już rozwiązania techniczne, umożliwiające zastosowanie szyb z powłoką selektywną, których współczynnik „g” wynosi wymagane regulacjami prawnymi 0,35. (tab. 1). Ich zastosowanie w budynkach jednorodzinnych energooszczędnych skutkuje ochroną wewnątrz przed przegrzaniem w lecie, lecz również zmniejszeniem zysków słonecznych w okresie zimowym. Decyzja projektowa o zastosowaniu tego typu przeszklenia wydaje się być uzasadniona zastosowaniem w energooszczędnym budynku jednorodzinym wielko powierzchniowych przeszkleń od strony południowej, wschodniej oraz zachodniej, które umożliwią osiągnięcie odpowiednich zysków solarnych w okresie zimowym.

W wytycznych do weryfikacji projektów budynków mieszkalnych, zgodnych ze standardem NFOŚiG [3, 4], zaznaczono, iż zastosowany rodzaj szyb

w budownictwie energooszczędnym powinien charakteryzować się możliwie wysokim współczynnikiem przepuszczalności energii promieniowania słonecznego „g”, który w przypadku szyb podwójnych powinien wynosić przynajmniej 0,60, a dla szyb potrójnych 0,5. Z analizy wytycznych NFOŚiG oraz z parametrów podawanych przez producentów przeszkleń, jak również obowiązujących regulacji prawnych wynika, iż zastosowanie w budynku energooszczędnym przeszkleń z powłoką selektywną o współczynniku  $g = 0,67$  dla podwójnego szklenia i  $g = 0,5$  dla potrójnego, nie chroni w okresie letnim w sposób wystarczający wnętrz przed przegrzaniem i wymaga zastosowania dodatkowych osłon przeciwsłonecznych. Zastosowanie przeszkleń o współczynniku  $g = 0,35$  lub  $g = 0,27$  uniemożliwia natomiast osiągnięcie wystarczających zysków solarnych zimą.

Tabela 1. Współczynnik całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego „g” dla różnych typów przeszkleń, na podstawie [2, 5]

Table 1. Total solar energy transmittance factor „g” for different types of glazing, based on [2, 5]

Rodzaj przeszkleń	Współczynnik całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego „g”
Przeszklenie pojedyncze	0,85
Przeszklenie podwójne	0,75
Przeszklenie podwójne z powłoką selektywną	0,67
Przeszklenie potrójne	0,7
Przeszklenie potrójne z powłoką selektywną	0,5
Pilkington Suncool 66/33	0,35
Pilkington Suncool 50/25	0,27

### 3. Metoda ustalania współczynnika „g” dla przeszkleń w energooszczędnym budynku jednorodzinym wolnostojącym. Studium przypadku

Analizowany obiekt jest budynkiem mieszkalnym, jednorodzinym, dwukondygnacyjnym, niepodpiwniczonym, projektowanym w Katowicach (rys. 1). Powierzchnia użytkowa budynku wynosi 290,56 m<sup>2</sup>. Powierzchnia zabudowy 346,45 m<sup>2</sup>. Budynek zlokalizowano na działce o niekorzystnym ukierunkowaniu względem stron świata. Wjazd na teren działki znajduje się od strony południowej. Obowiązująca na danym obszarze linia zabudowy wymusiła lokalizację budynku w bliskim sąsiedztwie drogi dojazdowej, uniemożliwiając przesunięcie go w głąb działki. Z tego powodu projektanci zdecydowali o konieczności zastosowania rozczłonkowanej formy budynku, z wewnętrznym dziedzińcem odgrodzonym od strony drogi dojazdowej częścią kubatury. Ze względu na zapotrzebowanie inwestora na niewielką powierzchnię użytkową, wielkość dziedzińca, a tym samym odsunięcie od przeciwległego skrzydła budynku, również było niewielkie i wynosiło ok. 8 metrów. Po analizach nasłonecznienia bryły budynku okazało się, że 8 metrowe oddalenie od skrzydła południowego budynku, nie jest wystarczające ze względu na zyski słoneczne w zimie. Wewnętrzna elewa-





Rys. 1. Budynek jednorodzinny w Katowicach, arch. Jacek Dyga, Paweł Grzyb, Iwona Piebiak, MINT Architecture, 2015 r.; widok od strony zachodniej

Fig. 1. Single-family house in Katowice, arch. Jacek Dyga, Paweł Grzyb, Iwona Piebiak, MINT Architecture, 2015 r.; view from the west

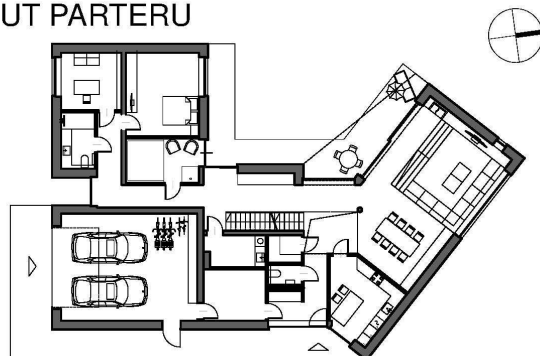
cja południowa, z dużymi przeszkleniami, pozostawała zacieniona w okresie zimowym. To skłoniło projektantów do przekrzywienia bryły budynku i skierowania głównych przeszkleń doświetlających część dzienną budynku w kierunku południowo-zachodnim (rys. 2).

Analiza lokalizacji przeszkleń względem stron świata oraz nasłonecznienia bryły budynku skutkowało następującym doбором współczynnika przepuszczalności całkowitej promieniowania słonecznego „g” dla przeszkleń budynku:

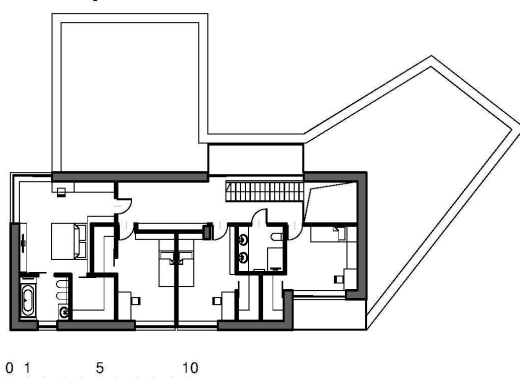
1. Przeszklenia od strony południowej, od strony wewnętrznego dziedzińca, zostały wyposażone w zewnętrzną osłonę przeciwsłoneczną w postaci zadaszenia nad przeszkloniami. Zadaszenie to zacienia przeszklonienia w okresie letnim, umożliwia (poprzez dodatkowe przekrzywienie bryły budynku w kierunku południowo-zachodnim) dostęp bezpośredniego promieniowania słonecznego w zimie. Współczynnik „g” dla tego przeszklenia wynosi 0,7, współczynnik  $U$  (ze względu na wielkość przeszkleń) =  $0,9 \text{ W/m}^2\text{K}$ .
2. Przeszklenia od południa, od strony drogi dojazdowej, zostały wyposażone w wewnętrzne białe żaluzje o lamelach nastawnych. Współczynnik „g” dla tych przeszkleń w lecie wynosi 0,34, współczynnik  $U = 1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$ .
3. Przeszklenia doświetlające sypialnie, zlokalizowane od strony wschodniej oraz zachodniej, również zostały wyposażone w wewnętrzne białe żaluzje o lamelach nastawnych. Współczynnik „g” dla tych przeszkleń w lecie wynosi 0,34, współczynnik  $U = 1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$ .
4. Część przeszkleń w budynku została zlokalizowana w elewacjach północnych bądź północno-wschodnich. Okna w tych fasadach będą miały ujemny bilans energetyczny w okresie grzewczym (straty ciepła będą większe niż zyski energetyczne). W celu zmniejszenia strat ciepła, współczynnik  $U$  dla okien będzie wynosił  $0,9 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Lokalizacja okien od strony północnej budynku została podyktowana otwarciem widokowymi z wnętrza budynku na ogród.

Zastosowane rozwiązania projektowe umożliwiły uzyskanie wskaźnika EP.

## RZUT PARTERU



## RZUT PIĘTRA



Rys. 2. Budynek jednorodzinny w Katowicach, arch. Jacek Dyga, Paweł Grzyb, Iwona Piebiak, MINT Architecture, 2015 r.

Fig. 2. Single-family house in Katowice, arch. Jacek Dyga, Paweł Grzyb, Iwona Piebiak, MINT Architecture, 2015 r.; ground floor; first floor

#### 4. Wnioski

Przy doborze rodzaju szkła w przeszkleniach w budownictwie mieszkalnym jednorodzinym, oprócz aspektu ograniczania strat energii przez przenikanie, istotną właściwością jest możliwy korzystny wpływ przeszkleń na poprawę bilansu energetyczny całego obiektu budowlanego, szczególnie w okresie sezonu grzewczego. Uzysk energii z promieniowania słonecznego jest zjawiskiem niepożądanym w okresie letnim, korzystnym w sezonie zimowym oraz okresach przejściowych. Dobór rozwiązań projektowych i materiałowych stosowanych w energooszczędnym budownictwie jednorodzinym, powinien umożliwić uzysk energii z promieniowania słonecznego w okresach zapotrzebowania na ogrzewanie budynku oraz ochronę przed przegrzaniem wewnątrz budynków

w okresie letnim. Powłoka selektywna ogranicza uzysk energii z promieniowania słonecznego latem, lecz również zimą. Sezonowe osłony przeciwsłoneczne nie ograniczają dopływu promieniowania słonecznego do przeszkleń w okresie zimowym, redukując go znacznie w okresie letnim. Stosowanie przeszkleń z powłoką selektywną w energooszczędnym jednorodnym budownictwie powinno być poprzedzone gruntowną analizą bilansu energetycznego budynku. Wydaje się uzasadnione w przypadku zastosowania dużych ilości przeszkleń od strony południowej, zachodniej i wschodniej. Przy ilości przeszkleń nie przekraczających wartości  $A_{0max}$  korzystne wydaje się zapewnienie zysków słonecznych przez zastosowanie szkła o współczynniku „g” równym przynajmniej 0,5 [3] oraz zastosowanie osłon przeciwsłonecznych, które ograniczą dostęp promieniowania słonecznego do wnętrza w okresie letnim. Należy jednak zaznaczyć, że zastosowanie szkła z powłoką selektywną, o współczynniku  $g = 0,5$ , nie zwalnia projektanta budynku z konieczności zastosowania osłon przeciwsłonecznych w okresie letnim od strony południowej, wschodniej i zachodniej. Według obecnych wymogów prawnych [2] współczynnik ten powinien wynosić dla tych orientacji względem stron świata 0,35 w okresie letnim.

Ponieważ budynek energooszczędny funkcjonuje jako system wzajemnie współdziałających ze sobą rozwiązań projektowych, zastosowanych materiałów budowlanych oraz instalacji wewnętrznych, niezmiernie istotne przy projektowaniu przeszkleń w tego typu budownictwie, oprócz doboru współczynników  $U$  i „g”, jest ich rozmieszczenie względem stron świata (liczba przeszkleń powinna zostać ograniczona od strony północnej), brak nadmiernej ekspozycji warstw akumulacyjnych na działanie promieniowania słonecznego w okresie letnim, prawidłowo zaprojektowany system wentylacji, który służy usunięciu potencjalnych, nadmiernych zysków ciepła w lecie (system przewietrzania nocnego), zastosowanie osłon przeciwsłonecznych. Odpowiednie dobranie parametrów okien współdziałających z pozostałymi elementami budynku spowoduje, iż przegrzewanie budynku w okresie letnim nie nastąpi, natomiast uzysk energii cieplnej z promieniowania słonecznego w okresie zimy przyczyni się do poprawy bilansu energetycznego budynku.

## Literatura

- [1] Celadyn W.: Przegrody przeszklone w architekturze energooszczędnej. Kraków 2004, str. 58.
- [2] Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, 12 kwietnia 2002 r. z późniejszymi zmianami.
- [3] Krajowa Agencja Poszanowania Energii: Określenie podstawowych wymogów, niezbędnych do osiągnięcia oczekiwanych standardów energetycznych dla budynków mieszkaniowych oraz sposobu weryfikacji projektów i sprawdzenia wykonanych domów energooszczędnych, NFOŚiGW, Warszawa 2012.

- [4] Chwieduk D.: Wytyczne tworzenia koncepcji energetycznej budynku. Czasopismo Techniczne Politechniki Krakowskiej, 2-B/2012, zeszyt 3, rok 109, str. 45.  
[5] www.pilkington.com, dostęp 05-02-2017.

## **PRINCIPLES FOR SELECTION OF THE TOTAL SOLAR ENERGY TRANSMITTANCE FACTOR OF GLAZING IN ENERGY-EFFICIENT SINGLE-FAMILY HOUSES**

### **S u m m a r y**

Glazing in energy-efficient single-family housing play a significant role in shaping the energy balance of a building. Heat loss through windows occurs due to transmission. There also occurs heat gain from solar radiation through glazing. Excessive heat gain in the summer can lead to overheating of rooms and is undesirable. The walls of energy-efficient buildings are additionally characterised by a fairly low heat transfer coefficient, making it difficult to discharge excess solar heat from the rooms. The exposure of accumulation layers to solar radiation in the summer is another negative phenomenon. Accumulation layers release the gained heat with a few hours' time lag and their unfavourable position may result in overheating of rooms. Ventilation system which removes excess heat becomes necessary. Excessive solar gains necessitate a more intensive work of the ventilation system, which is conducive to increasing the energy consumption of the building. For this reason, proper placement of glazing in the body of a building, their size, orientation towards cardinal points and parameters of the used glass are extremely important in shaping the structure of an energy-efficient building. The total solar energy transmittance factor (g-value) determines the extent to which solar radiation enters the interior through the glass. A higher value of the coefficient means that energy gains are higher. Solar heat gains in the winter are beneficial and contribute to improving the energy balance of a building. Therefore, shaping the structure of an energy-efficient single-family house should allow for the solar gains in the winter and during the transitional periods, but prevent their occurrence in the summer.

**Keywords:** energy-efficient single-family houses, total solar energy transmittance factor, solar gains

*Przesłano do redakcji: 09.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Andrzej MARECKI<sup>1</sup>

## SPECYFIKA REALIZACJI LINIOWYCH INWESTYCJI W PASIE DROGOWYM W AGLOMERACJI MIEJSKIEJ Z UWZGLĘDNIENIEM OBSZARÓW ZABYTKOWYCH

Treścią referatu jest problematyka budowlanego procesu inwestycyjnego w pasie drogowym na terenie miast. W aglomeracjach miejskich realizacja zadań związanych z budową, przebudową lub modernizacją ciągów drogowych lub sieci infrastruktury liniowej związana jest z pokonaniem szczególnych trudności. Wynika to nie tylko ze specyfiki technologicznej ale również z szeroko pojętej interakcji społecznych. Inwestorzy realizujący zadania w miastach muszą szukać nie tylko innowacyjnych rozwiązań technicznych ale również muszą spełniać, często - „wygórowane” oczekiwania społeczne. W referacie omówione zostaną typowe zagrożenia procesu inwestycyjnego na etapach koncepcji, projektowania, realizacji i eksploatacji - ze szczególnym uwzględnieniem aspektów dotyczących realizacji liniowych robót budowlanych na obszarach objętych warunkami ochrony, wynikającymi z zapisów ustawy o ochronie zabytków[1]. Należy podkreślić, że ochrona ta zgodnie z Art. 4 przedmiotowej Ustawy polega, na podejmowaniu przez organy administracji publicznej działań mających między innymi na celu: zapewnienie warunków prawnych, organizacyjnych i finansowych, umożliwiających trwale zachowanie zabytków oraz ich zagospodarowanie i utrzymanie. Przekłada się to na obligatoryjny warunek prowadzenia prac konserwatorskich, restauratorskich i oczywiście robót budowlanych za pozwoleniem właściwego konserwatora zabytków i pod jego nadzorem. Realizacja liniowych zadań inwestycyjnych z natury rzeczy odbywa się nie tylko w obszarze wpływu zabytków nieruchomych ale także w bezpośrednim kontakcie z zabytkami archeologicznymi tj. – zabytkami nieruchomymi, będącymi powierzchniową, podziemną lub podwodną pozostałością egzystencji i działalności człowieka, złożoną z nawarstwień kulturowych i znajdujących się w nich wytworów bądź ich śladów. Warunkiem pogodzenia interesów stron tego skomplikowanego procesu budowlanego oraz spełnienie ustawowych wymagań formalno-prawnych jest sprawna koordynacja projektowania i realizacji oraz akceptacja społeczna zamierzenia inwestycyjnego.

**Słowa kluczowe:** budowa, modernizacja, infrastruktura drogowa, obszary zurbanizowane, ochrona zabytków, koordynacja inwestycji, system e\_inwestycje

---

<sup>1</sup> Andrzej Marecki, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa. amarecki@il.pw.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

W artykule 3 Ustawy Prawo Budowlane [2] wyodrębniono szczególny rodzaj obiektu budowlanego tzw. obiekt liniowy, który nie jest budynkiem lub obiektem małej architektury. Charakterystycznym parametrem dla tego typu obiektów jest długość. Zgodnie z ustawą [2] są to; droga wraz ze zjazdami, linia kolejowa, wodociąg, kanał, gazociąg, ciepłociąg, linia i trakcja elektroenergetyczna, linia kablowa nadziemna i umieszczona bezpośrednio w ziemi, podziemna, wał przeciwpowodziowy oraz kanalizacja kablowa. Do grupy obiektów, których charakterystycznym parametrem jest długość należą również wyodrębnione w ustawie mosty, wiadukty, estakady i tunele. Zadania inwestycyjne dotyczące wymienionych obiektów i budowli wymagają na ogół ingerencji w pas drogowy.

Na przykład w Warszawie w okresie od 2008 r. do maja 2016 r. wg danych zebranych w systemie e\_inwestycje obsługiwany przez Biuro Koordynacji Inwestycji i Remontów w Pasie Drogowym (BKLiRwPD), zarejestrowano 13457 planowanych zajęć pasa drogowego<sup>2</sup>. W Tab. 1 podano wykaz wnioskodawców oraz ilości zajęć pasa drogowego. Zajęcia pasa drogowego podzielono na trzy typy: liniowe dla inwestycji związanych z przebudową sieci infrastrukturalnych, pasmowe dla robót drogowych, mostowych, tunelowych i mieszane dla robót utrzymaniowych.

Tabela 1. Planowane zajęcia pasa drogowego w Warszawie od 2008 do 2016 (źródło system e\_inwestycje)

Table 1. The planned occupation of roadways in Warsaw since 2008 to 2016 (source system e\_inwestycje)

Wnioskodawca <sup>3</sup>	Zajęcia liniowe	Zajęcia pasmowe	Zajęcia mieszane	Zajęcia razem
GDDKiA		41		
METRO		48		
PKP PLK		91		
TW		228		
ZTM		899		
ZMID		116		1423
MPWIK	5175			
PSG	2022			
RWE	546			
VEOLIA	1063			8806
ZDM			1004	
DZIELNICE			2224	3228
<b>Suma</b>				<b>13457</b>

<sup>2</sup> Badania własne autora, który jest naczelnikiem Wydziału Koordynacji w BKLiRwPD m. st. Warszawy

<sup>3</sup> GDDKiA – Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, TW – Tramwaje Warszawskie, ZTM – Zarząd Transportu Miejskiego, ZMID Zarząd Inwestycji Miejskich, PSG Polska Spółka Gazownictwa, RWE Warszawa (sieć elektryczna), VEOLIA (sieć energetyczne), ZDM – Zarząd Dróg Miejskich

Zadania inwestycyjne realizowane w pasie drogowym w aglomeracji miejskiej są końcowym etapem procesu inwestycyjnego, którego przebieg podlega specyficznej kontroli na każdym etapie, począwszy od koncepcji, a skończywszy na eksploatacji. Istotną rolę odgrywają tu zarówno podmioty administracji państwowej jak i opinia społeczna. Minimalizowanie wpływu inwestycji w pasie drogowym na funkcjonowanie systemu transportowego i komunikacji miejskiej jest nadrzędnym warunkiem akceptacji warunków zajęcia pasa drogowego.

W procesie inwestycyjnym należy również uwzględnić postulaty dotyczące warunków zrównoważonego rozwoju, które wynikają z warunków ochrony środowiska oraz zapisów ustawy o ochronie zabytków [1].

## **2. Wybrane zagadnienia dotyczące specyfiki realizacji inwestycji liniowych w pasie drogowym w mieście**

Proces inwestycyjny składa się z wielu etapów; głównie przygotowania i realizacji danego zadania. Przygotowanie to zaplanowanie i zaprojektowanie inwestycji, pozyskanie praw do terenu, otrzymanie niezbędnych decyzji oraz zapewnienie środków pozwalających na sprawną jej realizację. Analiza wymienionych 13457 planowanych ingerencji w pas drogowy w celu realizacji zadania inwestycyjnego, remontu, wymiany nawierzchni, przebudowy infrastruktury liniowej, wykonania przyłączy i tym podobnych, pozwoliła na wyodrębnienie charakterystycznych, powtarzających się w tym procesie problemów. Dotyczą one opracowania koncepcji wykonanie projektu, pozyskanie prawa do terenu, otrzymania niezbędnych decyzji oraz zapewnienie środków pozwalających na sprawną jej realizację. W skrócie etapy te to: koncepcja, projekt, realizacja oraz eksploatacja.

### **2.1. Koncepcja - dialog społeczny**

Prawidłowo przygotowana inwestycja powinna być poprzedzona dyskusją publiczną, która pozwoli na rzetelne przeanalizowanie projektów planowanych rozwiązań. Poprawnie przeprowadzone konsultacje znacznie przyspieszają proces uzyskiwania decyzji administracyjnych. Natomiast brak tych konsultacji lub też przeprowadzenie ich niewłaściwie skutkuje zwykle niemożnością rozpoczęcia robót i eskalacją żądań ze strony mieszkańców. Zaobserwowany wydłużający się okres projektowania ma negatywny wpływ na realizację inwestycji.

W związku ze zmianami w przestrzeni publicznej wokół planowanej inwestycji, tracą na ważności ustalenia z konsultacji społecznych lub się po prostu o nich zapomina<sup>4</sup>.

---

<sup>4</sup> **Ulica Czerniakowska Bis.** Projekt konsultowany w roku 2008. Przez sześć lat wybudowano w pobliżu zamierzenia inwestycyjnego wiele nowych osiedli, które wygenerowały nowe uwarunkowania dla przestrzeni publicznej. **Trasa Świętokrzyska.** Postulat społeczny dotyczący korekty przebiegu planowanej Trasy Świętokrzyskiej poprzez maksymalne dosunięcie Trasy do istniejących torów kolei legionowskiej zgłoszono już w lipcu 2009 r. Projektant nie uwzględnił tego postulatu. Efekt, w listopadzie 2013 organizacja pozarządowa zgłosiła protest przeciwko budowie trasy przez park. W lipcu 2014 inwestor posiadając ZRID wstrzymał ogłoszenie przetargu w formule „projektuj i buduj”. Wrócono do fazy projektowej.

## 2.2. Koncepcja - Wieloletnia Prognoza Finansowa (WPF)

Na etapie koncepcji trzeba stworzyć instrumenty gwarantujące płynne finansowanie inwestycji. Niedopuszczalne jest wielokrotne projektowanie, a w przypadku niezbędnych cięć budżetowych warunkiem sine qua non powinna być ponowna wielokryterialna ocena i analiza projektu. Zmiana zakresu rzeczowego inwestycji musi uwzględniać efekty funkcjonalne takiej zmiany. Obniżenie kosztów inwestycji przez rezygnację z realizacji pewnych elementów – np. zmiana skrzyżowania bezkolizyjnego w skrzyżowanie w poziomie zero, może pogorszyć warunki komunikacyjne - stawiając tym samym pod znakiem zapytania racjonalność całego przedsięwzięcia <sup>5</sup>.

## 2.3. Projekt – „Decyzja Środowiskowa”

Celem decyzji środowiskowej jest ocena zagrożeń oraz ich skali na etapie planowania inwestycji, a ostatecznie przeciwdziałanie tym zagrożeniom lub ich minimalizację. Z tego powodu decyzja środowiskowa wydawana jest przed decyzją pozwolenie na budowę. Tymczasem obserwowane jest zjawisko odwrócenia tego procesu. Decyzja środowiskowa nie może być uzasadnieniem dla realizacji przedsięwzięcia. Występując z wnioskiem o wydanie decyzji warto wystąpić jednocześnie z wnioskiem o ustalenie zakresu raportu. Organ przed sporządzeniem raportu wskaże jakie komponenty powinien on zawierać, co znacznie skróci czas postępowania, głównie jego analizy i ewentualnych uzupełnień. Skracą również czas postępowania właściwe zdefiniowanie kryteriów na podstawie, których ustalane są strony postępowania. Ustawa dotycząca decyzji środowiskowej [3] nie precyzuje kogo należy uznać za stronę, dlatego niejednokrotnie inwestor sztucznie ogranicza ilość działek na których realizowane jest zadanie. To z kolei prowadzi do tego, że inwestor **skraca listę potencjalnych konfliktów społecznych**.

Inwestorzy wraz z projektantami często zapominają o konieczności włączenia do zespołu osób zajmujących się konsultacjami środowiskowymi. Jeżeli inwestor już na wczesnym etapie przygotowania inwestycji rozpozna uwarunkowania środowiskowe to będzie mógł efektywnie skoordynować w rozwiązaniu projektowym postulaty środowiskowe z programem funkcjonalno-użytkowym. Również wykonawca otrzyma dokumentację wolną od błędów, która pozwoli na rzetelne opracowanie harmonogramów, a realizacja nie będzie generowała kosztów dodatkowych <sup>6</sup>.

---

<sup>5</sup> **Ulica Łodygowa.** W 2009 r. powstał projekt przebudowy oraz uzyskano decyzję środowiskową. Brak środków finansowych wstrzymał realizację. Ponownie Środki na realizację zaplanowano w WPF na lata 2015-2016. W 2015 r. zawarto ponownie umowę z nowym projektantem na uzyskanie nowej decyzji środowiskowej, dokonanie zmian projektu na bazie nowej decyzji oraz aktualizację uzgodnień z gestorami sieci i przygotowanie dokumentacji do ZRID

<sup>6</sup> **Projekty** kierowane do realizacji będące integralnym elementem materiałów przetargowych i kontraktowych często zawierały niedokładne przedmiary, nie odpowiadały współczesnym standardom technicznym, opierały się na niekompletnych danych dotyczących warunków własnościowych, nie uwzględniały zmian w lokalizacji sieci: infrastruktury energetycznej, teletechnicznej, wodociągowej itp.



## 2.4. Projekt – kolizje

Praktycznie przy realizacji każdej budowy występuje konieczności dokonanie przebudowy lub przełożenia podziemnej infrastruktury. Najczęściej mamy do czynienia z kolizjami związanymi z sieciami energetycznej i teletechnicznymi. Problemy z tym związane mają szczególny charakter, który wynika ze specyficznych uwarunkowań prawnych oraz technicznych. Dodatkowym aspektem w przypadku sieci energetycznych jest kwestia odpowiedzialności karnej.

Zbliżenie nowej inwestycji do istniejącej linii energetycznej może nastąpić po spełnieniu określonych wymogów technicznych. Przede wszystkim nie można dopuścić do pogorszenia warunków eksploatacyjnych istniejącego układu sieci, ponadto każde usunięcie kolizji energetycznej wiąże się z koniecznością wyłączenia zasilania. Zgodnie z tzw. "Instrukcją ruchu" w przypadku sieci wysokich napięć, informacja o wyłączeniu powinna dotrzeć do operatora z rocznym wyprzedzeniem. W pozostałych przypadkach okres minimum to trzy miesiące. Dlatego usprawnienie usuwania kolizji energetycznych powinno: rozpoczynać się już na etapie wczesnego projektowania. Projektant nie powinien koncentrować się wyłącznie na przedsięwzięciu głównym ale również powinien dokonać rzetelnej inwentaryzacji całej infrastruktury, która ma być przebudowana lub przełożona. W projekcie powinien znaleźć się Przynajmniej podstawowy zakres robót – nie muszą to być ostateczne rozwiązania, ale musi to być niezbędny program minimum. Dokumentacja powinna również przewidywać możliwość wyłączeń sieci dla realizacji zasadniczych prac budowlanych. Jeżeli chodzi o prawa własnościowe to powinny one być zdefiniowane również dla obszarów wykraczających poza linie rozgraniczające budowy.

## 2.5. Realizacja – umowy kolizyjne

Bardzo często rozpoczyna się inwestycję bez aktualnej inwentaryzacji kolizji oraz bez umów kolizyjnych nawet dla kolizji znanych. W tej sytuacji przedsiębiorstwo sieciowe nie ma podstaw prawnych do ustanawiania branżowego inspektora nadzoru. W większości przypadków jego obecność jest konieczna już na wczesnym etapie robót. Paradoksalnie godząc się na jego udział podmiot branżowy (gestor sieci) jakby legalizuje nieuregulowany stan prawny. Rozstrzygnięcia wymaga kwestia stron umowy kolizyjnej. Obecna praktyka zawierania umowy kolizyjnej pomiędzy inwestorem i właścicielem powinna być zastąpiona umową pomiędzy wykonawcą i właścicielem sieci. Wyeliminowałby to stały problem braku inspektorów nadzoru ze strony gestorów sieci.

## 2.6. Realizacja – obszary zabytkowe

Rada Ministrów w rozporządzeniu z listopada 2010 [4] podała wykaz przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko. Konsekwencją tego rozporządzenia jest konieczność przeprowadzania oceny oddziaływania

inwestycji na środowisko. Elementem tej oceny jest tzw. raport o oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko. Decyzję o konieczności opracowania raportu podejmuje właściwy organ administracji po zapoznaniu się z kartą informacyjną przedsięwzięcia, która zawiera podstawowe dane o inwestycji, w tym również charakter oddziaływania na środowisko.

W odniesieniu do obszarów zabytkowych zapisy ustawy [1] o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami regulują warunki realizacji inwestycji na obszarach objętych ustawową ochroną. Należy podkreślić, że ochrona zabytków zgodnie z Art. 4 Ustawy [1] polega, na podejmowaniu przez organy administracji publicznej działań mających między innymi na celu: zapewnienie warunków prawnych, organizacyjnych i finansowych umożliwiających trwałe zachowanie zabytków oraz ich zagospodarowanie i utrzymanie co przekłada się na obligatoryjny warunek prowadzenia prac konserwatorskich, restauratorskich i oczywiście robót budowlanych za pozwoleniem właściwego konserwatora zabytków i pod jego nadzorem. Urząd Konserwatora Zabytków nadzoruje wszystkie etapy procesu inwestycyjnego. W przypadku obiektów lub obszarów zabytkowych wytyczne i zalecenia konserwatorskie odgrywają wiodącą rolę w całym procesie inwestycyjnym.

Należy podkreślić, że inwestycje liniowe na terenach zurbanizowanych bardzo często prowadzone są na obszarach nawarstwień antropogenicznych wraz ze znajdującymi się w nich zabytkami, dokumentującymi historię osadnictwa w danym rejonie. Odkrycie takich śladów wymaga każdorazowo zawiadomienia urzędu Konserwatora Zabytków w celu oceny ewentualnego stopnia zdegradowania i wydania decyzji o warunkach kontynuacji prac.

## **2.7. Eksploatacja – zezwolenie na użytkowanie**

Dokument zamykający proces inwestycyjny to zezwolenie na użytkowanie. Uzyskanie zgody na użytkowanie wymaga złożenia we stosownym czasie (ustawowo 21 dni przed planowanym otwarciem) kompletnego „koloaudatu”<sup>7</sup> we właściwym urzędzie nadzoru budowlanego. Bardzo często dokumenty są niekompletne, co znacznie opóźnia i utrudnia rozpatrzenie wniosku i w efekcie wstrzymuje oddanie inwestycji. Najczęściej niekompletne są mapy geodezyjne, które stanowią obligatoryjny załącznik do wniosku. Problemy występują również w uzgodnieniu docelowej stałej organizacji ruchu lub dopuszczenie do eksploatacji tylko fragmentu inwestycji.

Nie bez znaczenia są także w związku z bardzo długim cyklem przygotowywania inwestycji zmiany w przepisach, a szczególnie zmiany w warunkach technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Zmiany te bardzo często są powodem opóźnienia przekazania obiektu do użytkowania. Dodatkowym obowiązkiem dla inwestora może być wymaganie,

---

<sup>7</sup> Dokumentacja powykonawcza z naniesionymi zmianami dokonanymi w czasie realizacji inwestycji oraz pomiary geodezyjne

w decyzji o ustaleniu środowiskowych uwarunkowań realizacji przedsięwzięcia, wykonania analizy porealizacyjnej. Należy podkreślić, że może to być kłopotliwe zadanie, często dodatkowo rozciągnięte w czasie np.: dla zabytkowych obszarów przyrodniczych. Konsekwencje niewykonania analizy mogą być dwójakiego rodzaju. Pierwszy rodzaj sankcji to grzywna<sup>8</sup>, natomiast drugi ma charakter administracyjny i może skutkować cofnięciem decyzji środowiskowej<sup>9</sup>.

### 3. Podsumowanie

Inwestycje liniowe w miastach, w pasie drogowym i w pasie drogowym na obszarach chronionych ustawami o ochronie zabytków[1] i ochronie przyrody[3] wymagają szczególnej troski. Konieczne jest nie tylko spełnienie warunków formalno-prawnych i technicznych ale również konieczne jest uwzględnienie postulatów szeroko pojętej opinii społecznej.

Wrażliwość miejskiego systemu komunikacji i transport na działania inwestycyjno-remontowe w pasie drogowym wymaga współpracy z zarządcą drogi i porozumienia z mieszkańcami. W Warszawie bardzo pomocny okazał się wielostopniowy system koordynacji inwestycji miejskich.

Wdrożony w 2008 r. w Warszawie system e\_inwestycje uzupełniono w ostatnich latach o bezpośrednie i pośrednie narzędzia do dialogu społecznego. Są to - ogólnie dostępna dla mieszkańców Warszawy platforma informacyjna [www.infoullice.um.warszawa.pl](http://www.infoullice.um.warszawa.pl) oraz portal społecznościowy <https://pl-pl.facebook.com/infoullice>. Istotną rolę opiniotwórczą odgrywa również stała Komisja Dialogu Społecznego. W najbliższym czasie planuje się wdrożenie nowej wersji systemu e\_inwestycje, który usprawni koordynację zadań inwestycyjnych w pasie drogowym oraz procedury zajęć pasa drogowego w warszawskiej aglomeracji miejskiej.

### Literatura

- [1] USTAWA z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami. (Dz.U.2014.1446 – j.t.).
- [2] USTAWA z dnia 7 lipca 1994 Prawo budowlane (Dz.U.2016.290 – j.t.).
- [3] Ustawa z dnia 3 października 2008 r. o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie (Dz.U.2016.353 – j.t.).
- [4] ROZPORZĄDZENIE RADY MINISTRÓW z dnia 9 listopada 2010 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (Dz. U. nr 213 poz. 1397), 2007.

---

<sup>8</sup> W trybie ustawy o postępowaniu egzekucyjnym w administracji

<sup>9</sup> Zg. z Art. 162 paragraf 2 kodeksu postępowania administracyjnego

## THE NATURE OF CONSTRUCTING LINE INFRASTRUCTURE IN METROPOLITAN AREAS WITH HISTORIC AREAS

### Summary

This lecture will cover the issue of carrying out construction processes in cities. A number of challenges have to be overcome when constructing, reconstructing and renovating roads and line infrastructure in urban areas. These difficulties are not only of a technical nature, but also stem from broadly-defined social interactions. Investors tasked with carrying out construction projects within cities are required to seek out innovative technological solutions while, at the same time, trying to meet the often "lofty" expectations of the local community.

The lecture will discuss the typical threats a construction project may encounter on the example of a large metropolitan area, with a population of one million, in the stages of concept drawing, design, construction and operation, with particular emphasis placed on issues pertaining to the construction of line infrastructure in areas protected under the Historic Monuments Preservation Act of 23 July 2003. It should be noted that the preservation of historic monuments as outlined in Paragraph 4 of the above-mentioned act involves the public administration bodies taking steps to provide legal, organizational and financial conditions enabling the permanent preservation of historic monuments, as well as their development and maintenance, which translates into the obligation to carry out restoration, renovation and construction work under the supervision of the Provincial Monument Conservator.

Line infrastructure construction interferes not only with historic monuments, but is also carried out in close proximity to archaeological sites, i.e. evidence of past human activity, located on the ground, below it or under water, providing evidence of cultural stratification and containing archaeological artefacts or traces thereof. The differing interests of all the parties taking part in such complicated construction projects in a complex legal environment may be reconciled by effectively coordinating investment processes and employing social dialogue mechanisms.

**Keywords:** construction, renovation, road infrastructure, urban areas, historic monument preservation, investment coordination, e-inwestycje system

*Przesłano do redakcji: 05.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Dominik WRÓBEL<sup>1</sup>

## WYSTĘPOWANIE ROŚLIN INWAZYJNYCH W OBRĘBIE BUDOWLI I POWIERZCHNI UTWARDZONYCH W DOLINACH RZECZNYCH KARPAT I KOTLINY SANDOMIERSKIEJ

Badania terenowe, prowadzone w latach 2010-2016, w dolinach rzecznych polskiej części Karpat oraz w Kotlinie Sandomierskiej i w przylegającym do niej odcinku doliny Wisły, miały za zadanie uzupełnić, wiedzę o występowaniu inwazyjnych gatunków roślin (inwaderów) w najsilniej przekształconych dolinach rzecznych, a w szczególności określić typy zabudowy dolin rzecznych, sprzyjające rozprzestrzenianiu się tych gatunków. Przeanalizowano 118 transektów zlokalizowanych zarówno w regionach górskich, podgórskich i nizinnych, w odcinkach uregulowanych jak i nieuregulowanych dolin rzecznych, cieków o różnej wielkości. Wyodrębniono główne typy/kategorie zabudowy, łączące w sobie: obiekty hydrotechniczne i przeciwpowodziowe, w tym obwałowania, umocnienia brzegowe i ostrogi korytowe (I), mieszkalną i usługową zabudowę śródmiejską (II), drogowe i kolejowe linie komunikacyjne, w tym mosty (III), wyrobiska górnicze, zabudowę produkcyjną, wydobywczą, magazynową i towarzyszącą (IV), zabudowę rozproszoną, ogródki działkowe (V) oraz odrębne place, parkingi i składowiska (VI). Na częściach transektów, obejmujących różne formy zabudowy, najczęściej zanotowano występowanie *Solidago gigantea* / *S. canadensis* (46), *Impatiens glandulifera* (30), *Echinocystis lobata* (22), *Robinia pseudoacacia* (17), *Helianthus tuberosus* (15) i *Impatiens parviflora* (15). Największa liczba stanowisk gatunków inwazyjnych w relacji do wszystkich ich stwierdzeń została zanotowana na różnego rodzaju budowlach hydrotechnicznych, w tym na umocnieniach brzegowych różnego typu. Obserwacje prowadzone w zakresie wpływu inwestycji regulacyjnych na szatę roślinną wskazują, że nie ma istotnych różnic co do zastosowanych sposobów zabudowy umocnieniowej brzegów, które można byłoby uznać za bardziej przyjazne środowisku. W każdym przypadku następuje pozostawianie odkrytego podłoża i promowanie wkraczania inwaderów.

**Słowa kluczowe:** inwazje roślinne, antropopresja, regulacja rzek, doliny rzeczne

---

<sup>1</sup> Dominik Wróbel, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa im. Stanisława Pigonia w Krośnie, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, tel.: 134375510, e-mail: dominik.wrobel@pwsz.krosno.pl

## 1. Wprowadzenie

Rozprzestrzenianie się gatunków inwazyjnych (inwaderów), w tym także ich wkraczanie i występowanie na siedliskach naturalnych i półnaturalnych jest znane od bardzo dawna i opisywane przez wielu autorów [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 12]. Najbardziej interesujące wydaje się występowanie tych gatunków w kompleksach przestrzennych, z jednej strony uznawanych za bardzo dynamiczne, z drugiej natomiast, stanowiących lokalne i ponadlokalne ostoje różnorodności biologicznej. Takimi miejscami są między innymi doliny rzeczne. Rozpoznanie tego zjawiska jest kluczowe dla opracowania sposobów przeciwdziałania rozprzestrzenianiu się obcych gatunków o dużej zdolności kolonizacyjnej [4].

Skupienie uwagi na przekształcaniach dolin rzecznych, a zwłaszcza na ich kolonizacji przez gatunki obcego pochodzenia ma szczególne podstawy, gdyż to właśnie one są w wielu przypadkach ostatnimi ostojami roślinności naturalnej i zbliżonej do naturalnej, a ponadto są istotnymi drogami migracji wielu organizmów [2]. Ze względu na ukształtowanie morfologiczne dolin rzek migracja rodzimych gatunków roślin odbywa się głównie od źródeł przez części niżej położone aż do ujścia. Równolegle, w przeciwnym kierunku realizowana jest kolonizacja terenu przez gatunki obce.

Inwazje obcych gatunków mogą dokonywać się, zgodnie z ujęciem Falińskiego [4], przez gwałtowny wzrost liczby stanowisk na nowym terenie i skokowy wzrost liczby osobników. Inwazje mają najczęściej przyczyny antropogeniczne, wynikając z przypadkowego zawleczenia lub celowego wsiedlenia gatunku na nowe terytorium. Często gatunek utrwalający się na pojedynczych, izolowanych stanowiskach, nagle rozpoczyna inwazję po wielu latach stagnacji swojej populacji. Przyczyny takich nagłych zmian nie są znane i dlatego należy skupiać uwagę nie tylko na gatunkach uznanych za obecnie inwazyjne ale także na tych, które są lokalnie zdomowione i jedynie potencjalnie inwazyjne.

Dotychczasowe badania, prowadzone w latach 2010-2016 między innymi na terenie Karpat i Kotliny Sandomierskiej, wykazały istnienie dodatniej korelacji między typem siedliska/użytkowania terenu, a występowaniem gatunków inwazyjnych [11]. Wydaje się jednak celowe dokładniejsze przeanalizowanie rodzajów zabudowy infrastrukturalnej dolin rzecznych pod kątem możliwości zasiedlania elementów tejże przez ekspansywne gatunki obcego pochodzenia.

## 2. Cele i zakres

Prowadzone badania miały za zadanie uzupełnić, w aspekcie zarówno jakościowym jak i ilościowym, wiedzę o występowaniu gatunków inwazyjnych w najsilniej przekształconych dolinach rzecznych, a w szczególności określić typy zabudowy dolin rzecznych, sprzyjające rozprzestrzenianiu się tych gatunków.

Obserwacje prowadzono w dolinach rzecznych polskiej części Karpat oraz w Kotlinie Sandomierskiej i w przylegającym do niej odcinku doliny Wisły.

### 3. Materiał i metody

Badania terenowe prowadzono w latach 2010-2016 na transektach pasowych o szerokości około 100 m, przebiegających, w miarę możliwości, od koryta rzeki do granicy terasy zalewowej (co najmniej do obwałowań przeciwpowodziowych, jeśli były obecne). Objęte transektami, najniżej położone, fragmenty dolin rzecznych stanowią jednocześnie jej najbardziej dynamiczne części podlegające najsilniejszym zaburzeniom, zarówno ze względu na naturalną dynamikę rzeki jak i z powodu różnorodnych sposobów zagospodarowania terenu.

Przeanalizowano łącznie 118 transektów zlokalizowanych zarówno w dolinie Wisły (ciek I rzędu wg. tradycyjnej klasyfikacji numerycznej) (9 transektów), głównych rzekach Karpat (cieki II i III rzędu), od zachodu: Raba (8), Dunajec (12), Biała Dunajcowa (6), Ropa (10), Wiśłoka (17), Jasiołka (10), Wiśłok (18), San (7) jak i na ich dopływach (łącznie 21 transektów na 12 ciekach). Transekty zlokalizowano zarówno w regionach górskich, podgórskich i nizinnych, w odcinkach uregulowanych jak i nieuregulowanych dolin rzecznych, cieków o różnej wielkości. Ich wybór i dokładna lokalizacja została ustalona metodą systematyczno-losową. Takie zestawienie stanowisk badawczych uznano za reprezentatywne dla prawobrzeżnej części dorzecza górnej Wisły.

Transekty były badane pod kątem dynamiki i przemian roślinności, a także wpływu naturalnych i antropogenicznych zaburzeń na rozprzestrzenianie się gatunków inwazyjnych [11]. Opisywano także sposób zagospodarowania powierzchni terenu, w tym występowanie różnych form zabudowy, umocnień, dróg i innych form prowadzących do petryfikacji doliny. Transekt, na którym pomiędzy kolejnymi obserwacjami, dokonana została istotna zmiana w zagospodarowaniu (np. przeprowadzono regulację brzegów lub wcześniejszą łąkę objęto uprawą), traktowano jako odrębny (nowy), w stosunku do wcześniejszego okresu.

Ze względu na występowanie na transektach różnych form zabudowy, łączących się przestrzennie w trudną do rozdzielenia mozaikę, wyodrębniono główne typy/kategorie zabudowy, łączące w sobie: obiekty hydrotechniczne i przeciwpowodziowe, w tym obwałowania, umocnienia brzegowe i ostrogi korytowe (I), mieszkalną i usługową zabudowę śródmiejską (II), drogowe i kolejowe linie komunikacyjne, w tym mosty (III), wyrobiska górnicze, zabudowę produkcyjną, wydobywczą, magazynową i towarzyszącą (IV), zabudowę rozproszoną, ogródki działkowe (V) oraz odrębne place, parkingi i składowiska (VI). Każda z wymienionych kategorii różni się, prócz charakteru użytkowania i sposobów utwardzenia podłoża także dominującymi kompleksami roślinności. Na transekcie (stanowisku badawczym) reprezentowany był zwykle więcej niż jeden typ zabudowy, jednak w analizie statystycznej uwzględniono nie charakter całych transektów ale tych części w ich obrębie, w których stwierdzono występowanie gatunków inwazyjnych.

Za gatunki inwazyjne uznano te, które w oparciu o analizę literatury [10] lub własne obserwacje, wykazują obecnie tendencję do szybkiego rozprzestrzeniania się w obszarze Karpat i Kotliny Sandomierskiej, są potencjalnie inwazyjne lub przynajmniej są lokalnie zdomowione i występują w naturalnych lub półnaturalnych zbiorowiskach roślinnych.

Ujęcie jednostek fitosocjologicznych przyjęto za opracowaniem Matuszkiewicza [8]. Nazewnictwo gatunków roślin naczyniowych podano według Mirka i in. [9].

#### 4. Wyniki

Na analizowanych stanowiskach stwierdzono występowanie 16 gatunków wymienianych w opracowaniu Tokarskiej-Guzik i in. [10] jako inwazyjne w skali kraju (*Acer negundo*, *Bromus carinatus*, *Conyza canadensis*, *Echinocystis lobata*, *Helianthus tuberosus*, *Heracleum sosnowskyi*, *Impatiens glandulifera*, *Impatiens parviflora*, *Reynoutria japonica*, *Robinia pseudoacacia*, *Solidago gigantea* (= *S. serotina*) / *Solidago canadensis*<sup>2</sup>), inwazyjne regionalnie (*Parthenocissus inserata*, *Rudbeckia laciniata*) lub potencjalnie inwazyjne (*Typha laxmannii*). Uwzględniono również *Celastrus orbiculatus*, gatunek uznawany za lokalnie zdomowiony, ze względu na znalezienie w latach 2008-2013 nowe stanowiska, w tym w zbiorowiskach naturalnych. Na największej liczbie transektów stwierdzono: *Solidago gigantea* / *S. canadensis* (73), *Echinocystis lobata* (51), *Impatiens glandulifera* (38), *Helianthus tuberosus* (31), *Impatiens parviflora* (21), *Robinia pseudoacacia* (21), *Rudbeckia laciniata* (16), *Reynoutria japonica* (15) i *Heracleum sosnowskyi* (11).

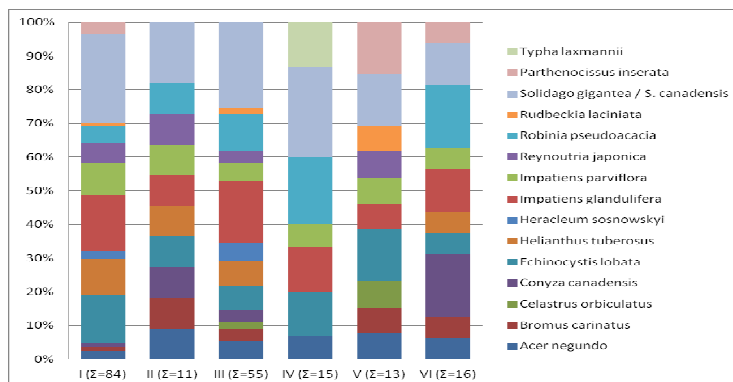
Gatunki te, na badanych stanowiskach, występowały aż w ponad 80% przypadków w płatach zbiorowisk klasyfikowanych do jednej z trzech klas fitosocjologicznych: *Artemisietea vulgaris*, *Quercu-Fagetea* lub *Salicetea purpureae*, przy czym prawdopodobieństwo wystąpienia gatunku inwazyjnego na siedliskach przekształconych antropogenicznie było znacznie wyższe niż na siedliskach półnaturalnych czy naturalnych [11].

Na częściach transektów, obejmujących różne formy zabudowy, najczęściej zanotowano występowanie *Solidago gigantea* / *S. canadensis* (46), *Impatiens glandulifera* (30), *Echinocystis lobata* (22), *Robinia pseudoacacia* (17), *Helianthus tuberosus* (15) i *Impatiens parviflora* (15) (Rys. 1). Wymienione gatunki często ze sobą współwystępują (Rys. 2), a także są najczęstsze w odniesieniu do ogólnej liczby badanych transektów, jednak wykazują nieco odmienne tendencje do występowania w obrębie poszczególnych typów zabudowy.

---

<sup>2</sup> Gatunki *Solidago gigantea* i *S. canadensis* występowały w wielu przypadkach wspólnie, w trudnej do przestrzennego rozdzielania mozaice, dlatego zdecydowano o ich łącznym ujęciu





Rys. 1. Występowanie gatunków inwazyjnych w obrębie zabudowy różnego typu

Fig. 1. Invasive species occurrence within the various building categories

Rys. 2. Fragment starych umocnień brzegowych Wisłoka w Krośnie (Kotlina Jasielsko-krośnieńska), porośniętych przez ziołorośla z udziałem *Solidago gigantea*, *S. canadensis*, *Impatiens glandulifera* i *Echinocystis lobata*Fig. 2. A part of old Wisłok bank stabilization (Jasielsko-krośnieńska Basin), grown over by riparian vegetation with *Solidago gigantea*, *S. canadensis*, *Impatiens glandulifera* and *Echinocystis lobata* participation

I. Obiekty hydrotechniczne i przeciwpowodziowe. Roślinność, obejmująca 14 gatunków inwazyjnych, porastająca zabudowę tego typu jest w znacznym stopniu zdominowana przez kompleks gatunków *Solidago*, które pojawiają się na 22 stanowiskach, głównie w obrębie ziemnych wałów przeciwpowodziowych. Często również były: *Impatiens glandulifera* (14), *Echinocystis lobata* (12), *Helianthus tuberosus* (9) i *Impatiens parviflora* (9) rosnące przede

wszystkim na umocnieniach skarp brzegowych o różnym charakterze, w tym na narzucie kamiennym (Rys. 3), gabionach - koszach stalowych wypełnionych kamieniami (Rys. 4), w szczelinach wielootworowych płytach betonowych (jomb), a także na umocnieniach faszynowych.



Rys. 3. *Impatiens glandulifera* i *Impatiens parviflora* rosnące na narzucie kamiennym na brzegach Kamienicy w Szczawie (Gorce)

Fig. 3. *Impatiens glandulifera* and *Impatiens parviflora* growing on stone strengthening on Kamienica banks in w Szczawa (Gorce Mountains)



Rys. 4. *Echinocystis lobata* na umocnieniach brzegowych Wisłoki pod Jasłem (Kotlina Jasielsko-krośnieńska)

Fig. 4. *Echinocystis lobata* growing on Wisłoka bank stabilization near Jasło (Jasielsko-krośnieńska Basin)

II. Mieszkalna i usługowa zabudowa śródmiejska. Strefa śródmiejska oferuje najbardziej skrajne warunki występowania roślin naczyniowych, głównie ze względu na permanentną petryfikację podłoża, pozostawiającą jako dostępne siedliska roślin szczeliny chodnikowe, ogrodzeniowe etc. Stwierdzono tu występowanie 11 gatunków, na pojedynczych stanowiskach, a jedynie gatunki kompleksu *Solidago gigantea* / *S. canadensis* wystąpiły dwukrotnie.

III. Drogi, linie kolejowe, mosty i ich przyczółki, rowy przydrożne. Rozprzestrzenianie się gatunków inwazyjnych jest silnie powiązane z układem linii komunikacyjnych (Rys. 5), a w dolinach rzecznych zyskuje dodatkowe znaczenie, nakładając się na zjawiska transportu rzecznych diaspor tych gatunków.



Rys. 5. *Impatiens glandulifera* i *Parthenocissus inserata* przy moście na Śmierdziączce w Krośnie (Kotlina Jasielsko-krośnieńska)

Fig. 5. *Impatiens glandulifera* and *Parthenocissus inserata* alongside the bridge on Śmierdziączka in Krosno (Jasielsko-krośnieńska Basin)

Znaczenie to potwierdzone jest występowaniem, w powiązaniu z drogami i liniami kolejowymi, aż 14 gatunków inwazyjnych, z których najliczniejsze są gatunki kompleksu *Solidago gigantea* / *S. canadensis* (14) oraz *Impatiens glandulifera* (10). Warto podkreślić względnie częste występowanie *Robinia pseudoacacia* (6) i *Acer negundo* (3).

IV. Wyrobiska górnicze, zabudowa produkcyjna, magazynowa i towarzysząca. Kategoria ta obejmuje bardzo zróżnicowane formy zabudowy przestrzeni dolin rzecznych, w tym rzadko tam lokalizowaną zabudowę przemysłową. Stwierdzono tam 8 gatunków inwazyjnych, a wśród nich najczęściej gatunki kompleksu *Solidago gigantea* / *S. canadensis* (4) oraz *Robinia pseudoacacia* (3). Zaliczono tu również położone na terasie zalewowej wyrobiska żwirowe, w których występuje *Typha laxmannii* (Rys. 6).



Rys. 6. *Typha laxmannii* w obrębie wyrobiska żwirowego na terasie zalewowej Jasiołka w Trzcianie (Beskid Niski)

Fig. 6. *Typha laxmannii* within gravel excavation on Jasiołka flood terrace in Trzciana (Beskid Niski Mountains)

V. Zabudowa rozproszona, ogródki działkowe. W obrębie takiej zabudowy, typowej dla małych miejscowości oraz dla obrzeży dużych miast stwierdzono 11 gatunków, z podobną częstością. Wśród nich częstsze są gatunki kompleksu *Solidago gigantea* / *S. canadensis* (2), *Echinocystis lobata* (2) oraz *Parthenocissus inserata* (2).

VI. Place, parkingi i składowiska nie wchodzące w obręb zabudowy poprzednich kategorii. Zabudowa tego typu stanowiła miejsce występowania 11 gatunków inwazyjnych, a wśród nich najczęściej *Conyza canadensis* (3) i *Echinocystis lobata* (3).

## 5. Dyskusja

Występowanie gatunków inwazyjnych na różnorodnych stanowiskach w dolinach rzecznych, jest z jednej strony pochodną zróżnicowania siedliskowego doliny, z drugiej natomiast wynika ze sposobu zagospodarowania terenu i skali oraz charakteru przekształceń jakim poddana jest powierzchnia terenu. Siedliska przyrodnicze, pozostające pod wpływem naturalnej dynamiki dolin rzecznych (niszczenie podczas wezbrań i spływu kry, pokrywanie osadem, zamieranie wskutek stagnowania wód) są szczególnie podatne na wkraczanie gatunków inwazyjnych. Podatność ta jest potęgowana zaburzeniami antropogenicznymi naturalnych układów roślinności. Łatwość pojawiania się gatunków obcych geograficznie jest szczególnie duża w odniesieniu do tych spośród in-

waderów, które w granicach swojego rodzimego zasięgu występują w ekosystemach dolinowych [2]. Szczególnie ekspansywne są te gatunki, które ze względu na swoją plastyczność ekologiczną występują w licznych kombinacjach gatunkowych o dużej powtarzalności, jak *Solidago serotina*, *Echinocystis lobata*, *Impatiens glandulifera*, *Helianthus tuberosus*, *Impatiens parviflora* (Rys. 7), *Rudbeckia laciniata* [11]. Wszystkie wyodrębnione typy zabudowy mają charakter przestrzennej mozaiki, w której dużym udziałem charakteryzują się elementy infrastruktury liniowej, zarówno poprzecznej, jak i równoległej do osi doliny. Ta mozaikowatość płatów siedlisk różnego rodzaju, zajmujących dostępną wśród zabudowy przestrzeń, jest przyczyną wydłużania granic płatów, rozluźniania ich struktury, a w konsekwencji wkraczania inwaderów.



Rys. 7. *Impatiens parviflora* (z prawej) rosnący obok rodzimego *Impatiens noli-tangere* na gabionach brzegowych Kamienicy w Kamienicy Dolnej (Dolina Dolnej Wisłoki)

Fig. 7. *Impatiens parviflora* (on the right side) growing next to indigenous *Impatiens noli-tangere* on the Kamienica bank gabions in Kamienica Dolna (Lower Wisłoka Valley)

Okoliczności te, również w powiązaniu z zabudową dolin rzecznych, sprawiają, że w dolinach rzecznych istnieją korzystne warunki do zasiedlania wciąż nowych stanowisk przez gatunki o największym potencjale kolonizacyjnym, jak *Solidago gigantea*, *S. canadensis*, *Impatiens glandulifera*, *Echinocystis lobata*, *Robinia pseudoacacia*, *Helianthus tuberosus*, *Impatiens parviflora* i inne. Skala przekształceń dolin rzecznych, objawiająca się w szczególności regulacją brzegów i całych koryt oraz zabudową komunikacyjną ma także inny wymiar, związany z rozległością podejmowanych przedsięwzięć inwestycyjnych, tak w zakresie ochrony przeciwpowodziowej jak i rozbudowy i modernizacji

zacji dróg. Konsekwencją tych działań jest czasowe, niekiedy długotrwałe, pozostawianie w strefie robót odkrytego podłoża, co dodatkowo ułatwia osiedlanie się propagul inwaderów (Rys. 8), zajmowanie dużych powierzchni i dalsze rozprzestrzenianie, zarówno w dół doliny jak i poprzecznie do jej osi.

Największa liczba stanowisk gatunków inwazyjnych w relacji do wszystkich ich stwierdzeń została zanotowana na różnego rodzaju budowlach hydrotechnicznych, w tym na umocnieniach brzegowych różnego typu. Stanowiska takie skupiają się w najbardziej dynamicznej części doliny, a jednocześnie zachowującej najwięcej cech naturalności, wliczając w to występowanie siedlisk przyrodniczych objętych ochroną prawną, także wymienianych w Załączniku I Dyrektywy Rady 92/43/EWG z dnia 21 maja 1992r. w sprawie ochrony siedlisk przyrodniczych oraz dzikiej fauny i flory. W raportach oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko, wykonywanych dla przedsięwzięć ingerujących w koryto lub brzegi cieków, bardzo często znajdują się wskazania dotyczące sposobu realizacji tego przedsięwzięcia, określające rodzaj materiałów i technologii dopuszczalnych do zastosowania w zakresie zabudowy umocnieniowej brzegów, tak aby zminimalizować szkody środowiskowe. Obserwacje prowadzone w zakresie wpływu takich inwestycji na szatę roślinną wskazują, że nie ma istotnych różnic co do zastosowanych sposobów zabudowy umocnieniowej brzegów, które można byłoby uznać za bardziej przyjazne środowisku (Rys. 9). W każdym przypadku następuje pozostawianie odkrytego podłoża i promowanie wkraczania inwaderów. Nie można więc mówić tu o "przyjaznych" sposobach regulacji i u-

macniania hydrotechnicznego brzegów.



Rys. 8. Osobniki *Helianthus tuberosus* kolonizujące odkryte podłoże w obrębie prac regulacyjnych brzegów Wisłoki w Jaśle (Kotlina Jasielsko-krośnieńska)

Fig. 8. *Helianthus tuberosus* individuals colonizing uncovered soil in the area of the Wisłoka bank stabilization building in Jasło (Jasielsko-krośnieńska Basin)

Rys. 9. *Helianthus tuberosus* rosnący w szczelinach kamiennego narzutu na odcinku uregulowanych brzegów Wisłoki w Jaśle (Kotlina Jasielsko-krośnieńska)

Fig. 9. *Helianthus tuberosus* growing in gap of stone bank stabilization, on the part of Wisłoka regulated bed in Jasto (Jasielsko-krośnieńska Basin)



Gatunki inwazyjne znajdowano na każdym rodzaju umocnień, a paradoksalnie najmniejszy ich udział i najmniejsza zajmowana przez nich powierzchnia miały miejsce w przypadku permanentnej zabudowy brzegów i całkowitego zniszczenia spontanicznej roślinności.

## 6. Wnioski

1. Gatunki inwazyjnych roślin występują w dolinach rzecznych w powiązaniu przestrzennym i skutkowym z różnego rodzaju budowlami hydrotechnicznymi.
2. Długotrwałe, pozostawianie w strefie robót odkrytego podłoża ułatwia rozprzestrzenianie się inwaderów.
3. Nie ma istotnych różnic, co do zastosowanych materiałów i sposobów zabudowy umoczeniowej brzegów, w kontekście osiedlania się gatunków inwazyjnych na zabudowie hydrotechnicznej.

## Literatura

- [1] Chytry M., Pyšek P., Wild J., Pino J., Maskell L.C. & Vilà M.: European map of alien plant invasions based on the quantitative assessment across habitats, *Diversity and Distribution* no. 15, 2009, pp. 98-107.
- [2] Dajdok Z. & Tokarska-Guzik B.: Doliny rzeczne i wody stojące jako siedliska gatunków inwazyjnych, [w:] Z. Dajdok & P. Pawlaczek (red.), *Inwazyjne gatunki roślin ekosystemów mokradłowych Polski*, Wydawnictwo Klubu Przyrodników, Świebodzin 2009.
- [3] Faliński J.B.: *Invasive alien plants and vegetation dynamics*, [w:] U. Starfinger, K. Edwards, I. Kowarik & M. Williamson (red.), *Plant Invasions: Ecological Mechanisms and Human Responses*, Backhuys Publishers, Leiden 1998.

- [4] Faliński J.B.: Inwazje w świecie roślin: mechanizmy, zagrożenia, projekt badań, *Phytocoenosis* 10 (N.S.) *Seminarium Geobotanicum* 16, 2004, ss. 3-31.
- [5] Jackowiak B.: Modele ekspansji roślin synantropijnych i transgeniczných. *Phytocoenosis* 11 (N.S.), *Seminarium Geobotanicum* 6, 1999, ss. 3-16.
- [6] Kornaś J.: Plant invasions in Central Europe: historical and ecological aspects, [w:] F. de Castri, A. J. Hansen & M. Debussche (red.), *Invasions in Europe and the Mediterranean Basin*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1990, pp. 19-36.
- [7] Kornaś J.: Pięć wieków wymiany flor synantropijnych między Starym i Nowym Światem, *Wiadomości Botaniczne* nr 40, 1996, ss. 11-19.
- [8] Matuszkiewicz W.: Przewodnik do oznaczania zbiorowisk roślinnych Polski. *Vademecum Geobotanicum* 3, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2007.
- [9] Mirek Z., Piękoś-Mirkowa H., Zając A. & Zając M.: Flowering plants and pteridophytes of Poland – a checklist, [w:] Z. Mirek (red.), *Biodiversity of Poland* 1, W. Szafer Institute of Botany, Polish Academy of Sciences, Kraków 2002.
- [10] Tokarska-Guzik B., Dajdok Z., Zając M., Zając A., Urbisz A., Danielewicz W. & Hołdyński C.: Rośliny obcego pochodzenia w Polsce ze szczególnym uwzględnieniem gatunków inwazyjnych, Generalna Dyrekcja Ochrony Środowiska, Warszawa 2012.
- [11] Wróbel D.: Zróżnicowanie fitocenotyczne wybranych gatunków inwazyjnych w dolinach rzecznych Karpat i Kotliny Sandomierskiej. *Fragmenta Floristica et Geobotanica Polonica*, nr 22/1, 2015, s. 47-63.
- [12] Zając M. & Zając A.: Apophytes as invasive plants in the vegetation of Poland. – *Biodiversity: Research and Conservation* no. 15, 2009, pp. 35-40.

## INVASIVE PLANT SPECIES OCCURRENCE WITHIN THE VARIOUS BUILDING AND HARDENED SURFACES CATEGORIES IN THE CARPATHIANS AND SANDOMIERZ BASIN RIVER VALLEYS

### Summary

The paper presents occurrence of invasive plant species in localities related to various building categories. Research was carried out in the river valleys of the Carpathian tributaries of the Vistula River and along the Vistula River in Sandomierz Basin. *Solidago canadensis* / *S. gigantea* (73), *Echinocystis lobata* (51), *Impatiens glandulifera* (38), *Helianthus tuberosus* (31), *Impatiens parviflora* (21), *Robinia pseudoacacia* (21), *Rudbeckia laciniata* (16), *Reynoutria japonica* (15) and *Heracleum sosnowskyi* (11) were found on the largest number of places, located on any types of building area. The study distinguished six types of buildings, which differ in the number and composition of invasive species which occur within their confines: I hydraulic engineering structures (14 species), II city residential buildings and services (11 species), III roads, railways, bridges, bridgeheads and roadside ditches (14 species), IV excavations, production buildings, storage and accompanying (8 species), V-dispersed, allotments (11 species), VI squares, parks and landfills which are not included in the previous categories (11 species). Observations on the impact of civil engineering on vegetation indicate that there are no significant differences in the construction development methods, which could be considered more environmentally friendly. The factor most strongly supporting the penetration of the river valley by invasive species is leaving the soil uncovered, which is why all the activities giving rise to such situations should be prohibited or significantly reduced in river valleys.

**Keywords:** plant invasions, anthropopressure, rivers regulation, river valleys

Przesłano do redakcji: 23.01.2017 r.

Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.



Sławomir SŁONINA<sup>1</sup>

## ŚCIERALNOŚĆ BETONOWYCH POSADZEK PRZEMYSŁOWYCH UTWARDZANYCH POWIERZCHNIOWO

W artykule przedstawiono wytyczne zawarte w aktualnej literaturze technicznej dotyczące wymagań odnośnie ścieralności betonowych posadzek przemysłowych. Skupiono się na posadzkach wykonywanych w technologii DST. Scharakteryzowano najczęściej stosowane metody badań ścieralności cementowych podkładów podłogowych i związane z nimi klasy odporności na ścieranie. Zebrane informacje mogą być pomocne dla projektantów, inwestorów i wykonawców przy doborze odpowiedniego materiału warstwy wierzchniej posadzki betonowej i opracowywaniu specyfikacji technicznych.

**Słowa kluczowe:** betonowa posadzka przemysłowa, odporność na ścieranie, sucha posypka utwardzająca, badanie ścieralności

### 1. Wprowadzenie

Terminem "posadzki przemysłowe" przyjęto określać wszelkie rodzaje posadzek, które nie służą celom mieszkalnym i nie są wykorzystywane jako nawierzchnie dróg i ulic [1]. Statystyki pokazują, że w ponad 80 % przypadków inwestorzy decydują się na posadzkę na gruncie wykonywaną w technologii powierzchniowego utwardzenia DST (dry shake topping) [2]. Technologia ta polega na rozłożeniu i mechanicznym wtarceniu w będący w fazie wiązania beton tzw. mineralnej posypki utwardzającej. Uzyskana w ten sposób wierzchnia warstwa płyty betonowej o grubości 2-3 mm ma przede wszystkim wysoką twardość i wytrzymałość mechaniczną [3], co czyni ją odporną na ścieranie. W warstwie tej uwidacznia się większość wad i usterek posadzki [4]. Przyjmuje się, że powinna ona zapewnić posadzce trwałość bez napraw przez czas nie krótszy niż 25 lat [5], a nawet 50 lat (Eurokod 2). Nadmierne ścieranie betonowych posadzek przemysłowych jest jednym z głównych problemów technicznych występujących w okresie ich eksploatacji, dlatego też w 80 % przypadków o wyborze ostatecznej technologii wykonania posadzki decyduje kryterium ścieralności

---

<sup>1</sup> Sławomir Słonina, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Inżynierii Materiałowej i Technologii Budownictwa, e-mail: sslonina@prz.edu.pl

[6,7]. W artykule zebrano wytyczne zawarte w literaturze technicznej umożliwiające optymalny wybór składnika do wykończenia wierzchniej warstwy posadzki w oparciu o kryterium ścieralności.

## 2. Sucha posypka utwardzająca jako podkład podłogowy

Suche posypki utwardzające to mieszanina wysokiej jakości spoiwa cementowego, specjalnych twardych wypełniaczy o wyselekcjonowanej krzywej uziarnienia oraz dodatków i domieszek polepszających właściwości finalnego produktu [2]. Producenci tego typu produktów (lub materiałów utwardzających) deklarują właściwości techniczne wyrobu zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 13813 [8] dla podkładów na bazie cementu. Ujęty w niej zakres badań dla tego typu wyrobów zestawiono w tabelicy 1

Tabela 1. Wykaz badań dla podkładów podłogowych na bazie cementu na podstawie [8]

Table 1. Tests for cementitious floor screeds by [8]

Rodzaj badań	
obowiązkowe	opcjonalne
<ul style="list-style-type: none"> <li>wytrzymałość na ściskanie wg PN-EN 13892-2</li> <li>wytrzymałość na zginanie PN-EN 13892-2</li> <li>odporność na ścieranie Böhmego wg PN-EN 13892-3 lub odporność na ścieranie BCA wg PN-EN 13892-4 lub odporność na nacisk koła wg PN-EN 13892-5*</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>twardość powierzchni wg PN-EN 13892-6</li> <li>wytrzymałość na nacisk koła materiału pokrytego wykładziną podłogową wg PN-EN 13892-7</li> <li>czas wiązania wg PN-EN 13454-2</li> <li>skurcz i spęcznienie wg PN-EN 13454-2 lub PN-EN 13872</li> <li>konsystencja wg PN-EN 13454-2 lub PN-EN 12706</li> <li>wartość pH wg PN-EN 13454-2</li> <li>moduł sprężystości wg PN-EN ISO 178</li> <li>przyczepność wg PN-EN 13892-8</li> <li>odporność na uderzenie wg PN-EN ISO 6272</li> </ul>
*dla materiałów podlegających ścieraniu	

Ścieralność (abrazja) określona dla jednej z trzech metod badania ścieralności pozwala podlegający ścieraniu wyrób zakwalifikować do jednej z klas przedstawionych w tabelicy 2. Próbkę przeznaczoną do wykonania badań odporności na ścieranie powinny być pobierane, wykonywane i sezonowane zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 13892-1 [9]. Przeanalizowanie procedury przygotowania próbek zawartej w tej normie nie pozwala jednak jednoznacznie stwierdzić w jaki sposób należy je przygotować. Warto zwrócić uwagę na następujące zapisy:

- zaprawy należy mieszać dokładnie według zaleceń producenta, z zapewnieniem wymaganej ilości wody lub innego płynu,

- jeżeli przy dodaniu wody lub innego płynu podany jest ilościowy zakres, to należy przyjąć jego średnią zawartość,
- należy uzyskać konsystencję zaprawy zalecaną przez producenta.

Tabela 2. Klasy odporności na ścieranie podkładów podłogowych na podstawie [8]

Table 2. Abrasion resistance classes for floor screeds by [8]

Odporność na ścieranie wg Böhme		Odporność na ścieranie BCA		Odporność na ścieranie pod naciskiem toczącego się koła	
Maksymalna wartość abrazji [cm <sup>3</sup> /50 cm <sup>2</sup> ]	Klasa odporności na ścieranie	Maksymalna wartość abrazji [µm]	Klasa odporności na ścieranie	Maksymalna wartość abrazji [cm <sup>3</sup> ]	Klasa odporności na ścieranie
22	A22				
15	A15	600	AR6	300	RWA300
12	A12	400	AR4	100	RWA100
9	A9	200	AR2	20	RWA20
6	A6	100	AR1	10	RWA10
3	A3	50	AR0,5	1	RWA1
1,5	A1,5				

Przytoczone wytyczne odnoszą się przede wszystkim do najczęstszego przypadku podkładów podłogowych, czyli wyrobów stosowanych jako gotowe zaprawy. Dlatego też nie uwzględniają one specyfiki aplikacji wyrobów wcieranych w wiążący beton. Przykład suchych posypki utwardzających potwierdza więc zapis zawarty w normie [8]: „Właściwości podkładów podłogowych wykonywanych w obiekcie budowlanym nie zawsze są porównywalne z odpowiednimi właściwościami uzyskanymi w warunkach laboratoryjnych, z uwagi na różnice w przygotowaniu, zagęszczaniu lub sezonowaniu podkładu.” Przytoczone normowe zapisy dopuszczają zatem następujące sposoby przygotowania próbek:

1. zmieszanie wyrobu (posypki utwardzającej) ze ściśle określoną ilością wody lub uzyskanie ściśle określonej konsystencji.
2. postępowanie według zaleceń producenta, czyli np. przygotowanie próbek do badania ścieralności w sposób możliwie zbliżony do warunków panujących w obiekcie budowlanym.

Pierwszy sposób przygotowania próbek nie uwzględnia wpływu m.in.:

- mechanicznego wcierania i związanego z tym przemieszania posypki utwardzającej z zaczynem cementowym i drobnym kruszywem znajdującym się w mieszance betonowej,
- ilości wody kształtującej konsystencję posypki utwardzającej w momencie jej wcierania (jest ona trudna do dokładnego ustalenia w warunkach budowy),
- ilości materiału utwardzającego przypadającego na 1 m<sup>2</sup> posadzki i ewentualnej nierównomierności jego rozłożenia,
- jakości wykonawstwa,
- składu betonu, z którego wykonano płytę posadzki.

Przygotowanie próbek według sposobu drugiego wymaga z kolei precyzyjnych uregulowań mających na celu zminimalizowanie lub wręcz wyeliminowanie wpływu wymienionych powyżej czynników. Należy stwierdzić zatem, że kluczowe dla uzyskanych w laboratorium wyników badań m.in. ścieralności, są zalecenia producenta posypki utwardzającej dotyczące przygotowania próbek. Norma [9], z uwagi na swój ogólny charakter, nie określa ani dokładnej ilości wody, którą należy dodać do badanego wyrobu (nie precyzuje konsystencji jaką należy uzyskać w momencie formowania próbek), ani nie podaje szczegółowych wytycznych dotyczących przygotowania próbek w warunkach zbliżonych do panujących w obiekcie budowlanym. Czyli tak naprawdę pomija niezwykle istotne czynniki mające wpływ na ostateczne wyniki badań. Producenci również pilnie strzegą informacji na ten temat, co powoduje, że wyniki badań laboratoryjnych ścieralności stanowią niejednokrotnie jedynie atut w marketingowym „wyszcigu zbrojeń”. W efekcie tego często produkty spełniające te same kryteria klas znacząco różnią się od siebie co do składu i mogą zachowywać się odmiennie po wtarcu ich w betonową płytę posadzki. Warto dodać, że w normie [8] nie zawarto żadnych wytycznych łączących warunki eksploatacji posadzki z klasą odporności na ścieranie danego wyrobu do wykończenia warstwy wierzchniej. Taki stan rzeczy z pewnością nie ułatwia dokonania świadomego wyboru inwestorowi, projektantowi, czy też wykonawcy posadzki.

### **3. Dobór materiału utwardzającego do warunków eksploatacji posadzki na podstawie krajowych dokumentów normalizacyjnych**

Do problematyki związanej z niszczącym oddziaływaniem ścierania na beton odnosi się norma PN-B-06265 [10], czyli krajowe uzupełnienie do zastąpionej przez PN-EN 206 [11] normy PN-EN 206-1:2003 [12]. Intensywność ścierania ujęta została w postaci klas ekspozycji i powiązana z rodzajem pojazdów eksploatujących posadzkę (tabela 3). Niestety poszczególnym klasom ekspozycji nie przyporządkowano zalecanych poziomów ścieralności warstwy wierzchniej betonu. Do technologii DST w zasadzie odnosi się do jedynie następujący zapis: „Powierzchnia betonu może być uszlachetniona materiałami odpornymi na ścieranie”. Wymagania zawarte w PN-B-06265 [10] odnoszą się przede wszystkim do odporności na ścieranie betonu, stąd m.in. zamieszczono wymagania, co do jego składu. W odniesieniu do materiału utwardzającego, który jest wcierany w jego wierzchnią warstwę, a tak zakłada technologia DST, wymagania te nie są do końca uzasadnione względami ekonomicznymi.

Krótkie, ale precyzyjne wytyczne dotyczące wielkości odporności na ścieranie betonu w zależności od warunków jego pracy zawarto w wycofanej, ale niejednokrotnie przywoływanej w specyfikacjach technicznych normie PN-83/B-06256 [13]. Graniczne wartości ścieralności betonu, określane na tar-

Tabela 3. Klasy ekspozycji betonu dla agresji wywołanej ścieraniem na podstawie [10]

Table 3. Exposure classes of concrete for mechanical abrasion by [10]

Oznaczenie klasy ekspozycji	Zagrożenie ścieraniem	Pojazdy oddziałujące na posadzkę, nawierzchnię	Zalecane wartości graniczne dla składu oraz właściwości betonu			
			Maksymalne w/c	Minimalna klasa wytrzymałości	Minimalna zawartość cementu [kg/m <sup>3</sup> ]	Inne wymagania
XM1	umiarkowane	o ogumieniu pneumatycznym	0,55	C 30/37	300	-
XM2	silne	o ogumieniu pełnym oraz wózki podnośnikowe z ogumieniem elastomerowym lub na rolkach stalowych	0,55	C30/37	300	pielęgnacja powierzchni betonu np. przez próżniowanie i wygładzanie betonu
XM3	ekstremalnie silne	gąsienicowe	0,45	C35/45	320	kruszywo o dużej odporności na ścieranie

czy Böhme, uzależnione są od rodzaju ruchu zestawiono w tabelicy 4. Zawarta w normie [13] definicja utwardzenia powierzchniowego posadzki: „zwiększenie odporności posadzki na ścieranie kruszywem utwardzającym wciskany w powierzchnię warstwę świeżo ułożonego betonu, po uprzednim zagęszczeniu tej warstwy” odnosi się do technologii utwardzania stosowanych w okresie obowiązywania normy (1983-2004), a więc nieco odbiegających od stosowanych obecnie. Dlatego też zalecenia dotyczące dopuszczalnego poziomu ścieralności należy potraktować jako poglądowe. Wytucznych dotyczących poziomu ścieralności nie zawarto również w wydanych w ostatnich latach przez Instytut Techniki Budowlanej poradnikach [14-15]. W publikacjach tych na temat ścieralności posadzki zamieszczono jedynie krótkie zapisy o:

- konieczności uszczegółowienia wymaganej ścieralności w projekcie posadzki,
- możliwości ewentualnego (wykonywanego na żądanie inwestora) pobierania próbek do badania ścieralności na tarczy Böhme.

Tabela 4. Limity ścieralności betonu odpornego na ścieranie na podstawie [13]

Table 4. Abrasion resistance limits for concrete resistant to abrasion by [13]

Rodzaj ruchu	Charakterystyka ruchu	Maksymalna wartość ścieralności wg Böhme [cm <sup>3</sup> /50 cm <sup>2</sup> ]
ciężki i duży	ruch sprzętu ciężkiego i wózków nieogumionych, stale występujące duże obciążenia dynamiczne i statyczne, częste uderzenia	12,5
średni	duży ruch ludzi, ruch lekkich wózków ogumionych, niewielkie obciążenia dynamiczne i statyczne	15

#### 4. Dobór materiału utwardzającego do warunków eksploatacji posadzki na podstawie wytycznych literatury technicznej

W ostatniej dekadzie ubiegłego stulecia oraz na początku obecnego opublikowano wiele broszur, będących zwykle tłumaczeniami na język polski i przedrukami opisującymi materiały utwardzające stosowane do wykończenia wierzchniej warstwy posadzek [16]. Artykuły w czasopismach technicznych wznaczej mierze również służyły raczej popularyzowaniu działalności dostawców konkretnych technologii, aniżeli merytorycznej inżynierskiej dyskusji. Spośród publikacji z tego okresu na uwagę zasługują publikacje autorów związanych z firmami Bautech oraz Sika. W tablicy 5 zestawiono zalecenia zawarte w publikacji [5].

Tabela 5. Limity ścieralności w zależności od intensywności ruchu na podstawie [5]

Table 5. Abrasion resistance limits depending on traffic intensity by [5]

Intensywność ruchu	Maksymalny poziom ścieralności wg Böhme [cm <sup>3</sup> /50 cm <sup>2</sup> ]
najczęściej spotykana (przeciętna)	≤ 5
szczególnie wysoka	≤ 3 lub ≤ 2

Podobne zalecenia znajdują się w pochodzących z tamtego okresu materiałach informacyjnych firmy Addiment (aktualnie Sika Poland) [17]. Zawarto w nich m.in. informacje na temat:

- wielkości ścieralności suchej posypki przy zastosowaniu jej w ilości 4÷7 kg/m<sup>2</sup> utwardzanej posadzki (ścieralność wg Böhme 3÷8 cm<sup>3</sup>/50 cm<sup>2</sup>),
- posypek o niskiej ścieralności (ścieralność wg Böhme < 4 cm<sup>3</sup>/50 cm<sup>2</sup>),
- przypadków zastosowania posypki o bardzo niskiej ścieralności, np. < 3 cm<sup>3</sup>/50 cm<sup>2</sup> (szczególnie wysokie natężenia ruchu, pojazdy o kołach czy gąsienicach metalowych).

W pracy [18] zaprezentowana została klasyfikacja suchych posypek utwardzających przedstawiona w tablicy 6. Odnosi się ona wprawdzie bezpośrednio do oferty dostawcy technologii (firma Bautech), ale uznać ją można jako udaną próbę podziału suchych posypek utwardzających ze względu na skład i związany z nim poziom ścieralności badany za pomocą tarczy Böhme.

W ostatnich latach coraz powszechniej do określania ścieralności posadzki używana jest metoda BCA (British Cement Association). Wywodzi się ona z norm brytyjskich. Polega ona na pomiarze, na powierzchni wykonanej posadzki, głębokości śladu powstałego po 2850 obrotach trzech stalowych, hartowanych kół przymocowanych do urządzenia badawczego, wirujących z prędkością 180 obr./minutę. Przeprowadzenie pojedynczego badania tą metodą zajmuje kilkanaście minut. Ponadto, można je wykonać w warunkach budowy przy możliwie minimalnym uszkodzeniu powierzchni posadzki. Te niewątpliwe zalety powodują, że metoda ta jest coraz częściej stosowana, zaś jego wyniki niejedno-

Tabela 6. Klasyfikacja suchych posypek utwardzających na podstawie [18] i [19]

Table. 6. Classification of dry shake toppings by [18] i [19]

Rodzaj utwardzacza	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Wytrzymałość na zginanie [MPa]	Dozowanie [kg/m <sup>2</sup> ]	Ścieralność wg Böhme [cm <sup>3</sup> /50 cm <sup>2</sup> ]	Przykład zastosowania (klasa ekspozycji wg [10])
mineralny	> 67	> 11	4÷5	4,5	obiekty handlowe, warsztaty, garaże i magazyny (XM1 i XM2)
semimetaliczny	> 70	> 13	4÷5	3,9	
metaliczny	> 70	> 14	5÷7	2,3	przemysł ciężki, zakłady produkcyjne i elektrownie (XM3)

krotnie warunkują odbiór nowo wykonanej posadzki. Procedura badawcza w metodzie BCA, w odróżnieniu od metody Böhme, symuluje długoterminowe obciążenia mechaniczne posadzki w sposób przyspieszony [20]. Wynik badania obrazuje zużycie posadzki po 25 latach użytkowania [21]. Coraz większa liczba producentów posypek utwardzających deklaruje jedynie ścieralność określoną metodą BCA, co nie ułatwia np. projektantowi doboru materiału utwardzającego odpowiedniego do warunków użytkowania. Użyteczna w tym zakresie jest norma brytyjska BS 8204-2:2002 [22], w której poszczególnym klasom odporności na ścieranie przyporządkowano warunki użytkowania i odpowiadające im limity testów ścieralności metodą BCA (tabela 7).

Tabela 7. Klasy odporności na ścieranie metodą BCA na podstawie [21]

Table 7. Abrasion resistance classes for BCA method by [21]

Klasa odporności na ścieranie	Odporność na ścieranie	Warunki użytkowania	Typowe zastosowania	Limity dla testów [mm]
AR 0,5 specjalna	ekstremalnie wysoka	nacisk kół stalowych lub neoprenowych, odporność na zardrapania, ścieranie w wyniku przesuwania twardych przedmiotów	miejsca przeładunku, odlewnie, inne miejsca szczególnie narażone na uszkodzenia	0,05
AR1	bardzo wysoka	ruch wózków na twardych kołach stalowych, neoprenowych, miejsca narażone na występowanie materiałów ścierających	obiekty produkcyjne, magazyny, hale logistyczne	0,10
AR2	wysoka	ruch kół neoprenowych		0,20
AR3	średnia	ruch kół gumowych	mało obciążone obiekty produkcyjne, magazynowe, handlowe, rekreacyjne	0,40

## 5. Podsumowanie

Właściwy dobór materiału utwardzającego do wykończenia posadzki nie jest możliwy bez uprzedniego precyzyjnego sformułowania szczegółowych warunków jej eksploatacji (cyklu życia).

Zdaniem autora, zebrane w niniejszej pracy informacje umożliwią inwestorowi, projektantowi, czy też wykonawcy posadzki świadomy dobór materiału utwardzającego do wykończenia warstwy wierzchniej posadzki w technologii DST. Pozwoli to uniknąć wielu niepotrzebnych konfliktów w trójkącie inwestor – projektant – wykonawca, w których niejednokrotnie uczestniczy dostawca betonu jako czwarta strona. Może się też przyczyni do wykonywania posadzek o ścieralności dostosowanej do sposobu użytkowania.

## Literatura

- [1] Jasiczak J.: Posadzki przemysłowe. Materiały, technologie, projektowanie, naprawy, Addiment Polska Sp. z o.o., Poznań 2001.
- [2] Gielnik K.: Czynniki kształtujące odporność na ścieranie betonowych posadzek przemysłowych, Seminarium naukowo-techniczne „Podłogi przemysłowe” 06.10.2009, s. 90-97.
- [3] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, tom III, rozdział 6 Posadzki przemysłowe, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- [4] Ryżyński W.: Utwardzenie powierzchniowe posadzki betonowej – cz. II, Inżynier Budownictwa, nr 3, 2015, s. 118-122.
- [5] Karwacki J.: Podłogi przemysłowe, Polski Cement, kwiecień – czerwiec 2001, s. 32-34.
- [6] Horszczaruk E.: Odporność na ścieranie betonowych posadzek przemysłowych, Materiały Budowlane, nr 9, 2014, s. 4-6.
- [7] Karwacki J.: Betonowe nawierzchnie przemysłowe nowej generacji, Przegląd Budowlany nr 1, 1997, s. 4-7.
- [8] PN-EN 13813 Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania. Materiały Właściwości i wymagania.
- [9] PN-EN 13892-1 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe Część 1: Pobieranie, wykonywanie i przechowywanie próbek do badań.
- [10] PN-B-06265 Krajowe uzupełnienia PN-EN 206-1:2003 Beton Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [11] PN-EN 206 Beton Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [12] PN-EN 206-1:2003 Beton Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [13] PN-83 B-06256 Beton odporny na ścieranie.
- [14] Sokalska A., Suchan M., Ściślewski Z.: Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych, część B. Roboty Wykończeniowe. Zeszyt 3. Posadzki mineralne i żywiczne. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2013.



- [15] Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych, część B. Roboty Wykończeniowe. Zeszyt 8. Posadzki betonowe utwardzone powierzchniowo preparatami proszkowymi. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2010.
- [16] Hajduk P.: Projektowanie podłóg przemysłowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- [17] Materiały firmy Addiment.
- [18] Latoszek P.: Powierzchniowo utwardzane monolityczne nawierzchnie przemysłowe z fibrobetonów, Konferencja „Dni Betonu” 2004.
- [19] Rzyżyński W.: Utwardzenie powierzchniowe posadzki betonowej – cz. I, Inżynier Budownictwa, nr 2, 2015, s. 54-62.
- [20] Materiały firmy Panbex.
- [21] Materiały firmy Formatiq.
- [22] BS 8204-2:2002 Screeds, bases and in situ floorings. Concrete wearing surfaces. Code of practice.

## ABRASION RESISTANCE OF CONCRETE INDUSTRIAL DST FLOORS

### Summary

The following paper presents the most important guidelines featured in the current technical literature about requirements on abrasion resistance of concrete industrial DST floors. The most popular abrasion test methods and abrasion resistance classes for cementitious floor screeds were described. The collected information may be helpful for designers, investors and contractors in selecting the proper material for the concrete floor topping and writing technical specifications.

**Keywords:** concrete industrial floor, abrasion resistance, DST (dry shake topping), abrasion test

*Przesłano do redakcji: 16.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Bartosz MICHALAK<sup>1</sup>

## PEKNIĘCIE ŚCIANY W MODERNISTYCZNYM KOŚCIELE POD WEZWANIEM NAJŚWIĘTSZEGO ZBAWICIELA W ZIELONEJ GÓRZE - PRZYCZYNA

Zielona Góra nie jest miastem bogatym w zabytki architektury z okresu modernizmu. Budowle z tej epoki są jednak coraz powszechniej uznawane za cenne z najbardziej interesujących jest pochodzący z roku 1917 kościół pw. Najświętszego Zbawiciela przy ul. Niepodległości. Świątynia ufundowana przez fundację imienia znanego zielonogórskiego przemysłowca Georga Beuchelta do dziś jest jednym z najbardziej rozpoznawalnych kościołów w mieście. Projekt Wilhelma Wagnera i Oscara Hossfelda został zrealizowany przy współudziale przedsiębiorstwa Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. Grünberg in Schlesien. Konstrukcje stalowe zrealizowane przez tę firmę istnieją do dziś nie tylko w Europie, ale także na terenie Afryki i Azji. W 2015 roku, niemalże w setną rocznicę budowy obiektu, zauważono pęknięcie na jednej ze ścian wewnątrz korpusu świątyni. W niniejszym artykule podjęto próbę znalezienia przyczyny wspomnianego uszkodzenia. Obecnie nie obserwuje się zwiększania wielkości pęknięcia, ani nowych śladów uszkodzeń. Nie można jednak pozwolić sobie na bagatelizowanie zjawiska. Nie zbadanie przyczyn i brak metod zapobiegania dalszym uszkodzeniom może doprowadzić do pogorszenia stanu technicznego budowli. Budynek ten jest cennym obiektem sztuki inżynierskiej zarówno w skali miasta jak i regionu. Utrzymanie go w dobrym stanie technicznym powinno być ważnym tematem zarówno dla administracji kościelnej jak i służb konserwatorskich.

**Słowa kluczowe:** zabytek architektury, modernizm, pęknięcie ściany, osiadanie, słup betonowy

### 1. Wprowadzenie

Kościół parafialny pw. Najświętszego Zbawiciela w Zielonej Górze został wzniesiony w latach 1915-1916 w stylu modernistycznym według projektu Wilhelma Wagnera, dyrektora Szkoły Rzemiosł Artystycznych z Berlina i byłego architekta miejskiego Głogowa.

---

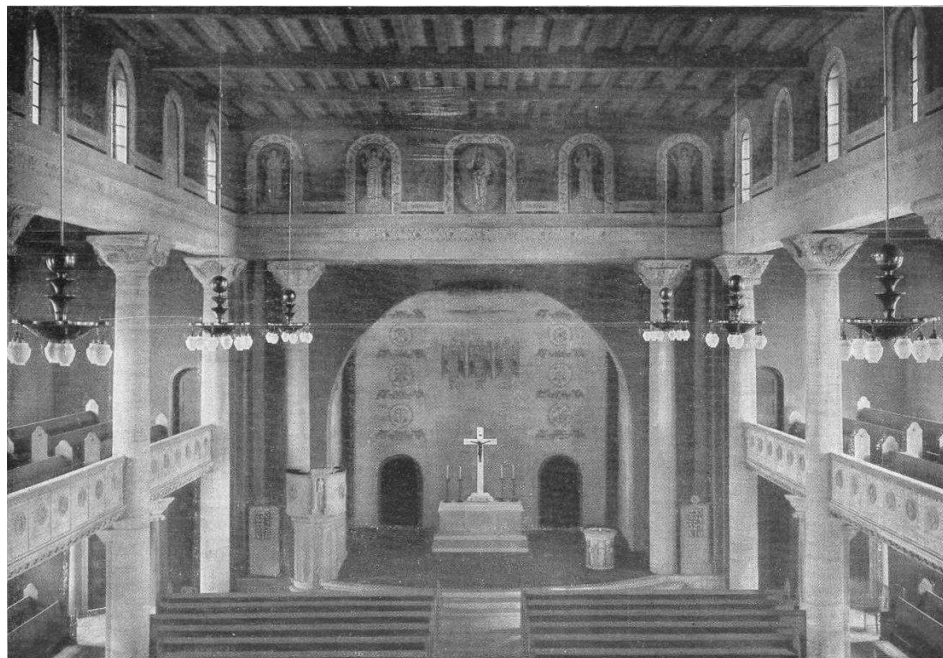
<sup>1</sup> Bartosz Michalak, Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Instytut Budownictwa, b.michalak@ib.uz.zgora.pl

Przy projektowaniu budynku uczestniczył także Prof. Oskar Hossfeld, który zaprojektował między innymi gmach Reichstagu w Berlinie oraz budynek Biblioteki Krajowej [4]. Ten drugi nie doczekał jednak momentu wybudowania obiektu, zmarł niedługo po zakończeniu prac projektowych. Środki na budowę świątyni pochodziły z fundacji Georga Beuchelta, znanego zielonogórskiego inżyniera i przedsiębiorcy budowlanego. Twórcy przedsiębiorstwa Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. Grünberg in Schlesien (*Fabryka Budowy Mostów oraz Konstrukcji Stalowych Beuchelt i Spółka. Zielona Góra na Śląsku*). Oprócz kwoty 50 tysięcy marek przeznaczył on na ten cel działkę znajdującą się przy al. Niepodległości (dawniej Bahnhofstrasse) [1]. Na leżącej naprzeciwko działce do dziś istnieje budynek rezydencji jego siostry, Liddy Beuchelt, która przejęła po nim zarządzanie przedsiębiorstwem oraz fundacją jego imienia. Koszt budowy świątyni zamknął się w kwocie prawie 500 tysięcy marek. Kościół początkowo służył gminie ewangelickiej, po wojnie przystosowano go do potrzeb katolickich i poświęcono w styczniu roku 1946 (rys. 1-3).



Rys. 1. Widok kościoła z roku 1936 od strony ul. Niepodległości, dawniej Bahnhofstrasse ([www.dolny-slask.org.pl](http://www.dolny-slask.org.pl))

Fig. 1. View of the church from the year 1936 from the Niepodległości street, formerly Bahnhofstrasse ([www.dolny-slask.org.pl](http://www.dolny-slask.org.pl))



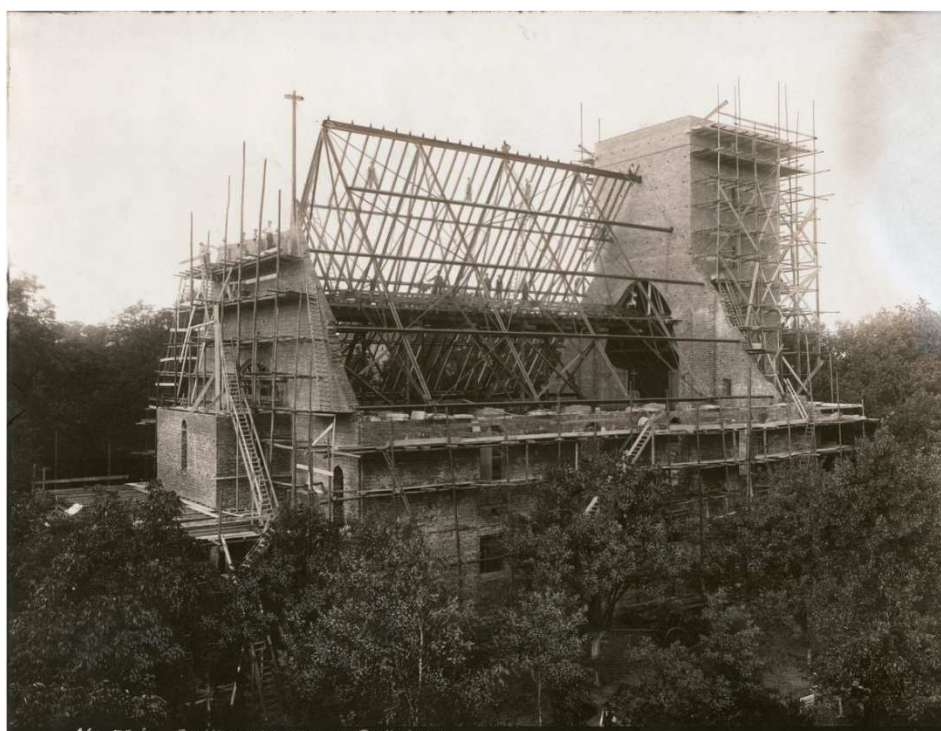
Rys. 2. Widok wnętrza kościoła z roku 1930 ([www.fotopolska.eu](http://www.fotopolska.eu))

Fig. 2. Interior view of the church from 1930 ([www.fotopolska.eu](http://www.fotopolska.eu))

## 2. Architektura i konstrukcja

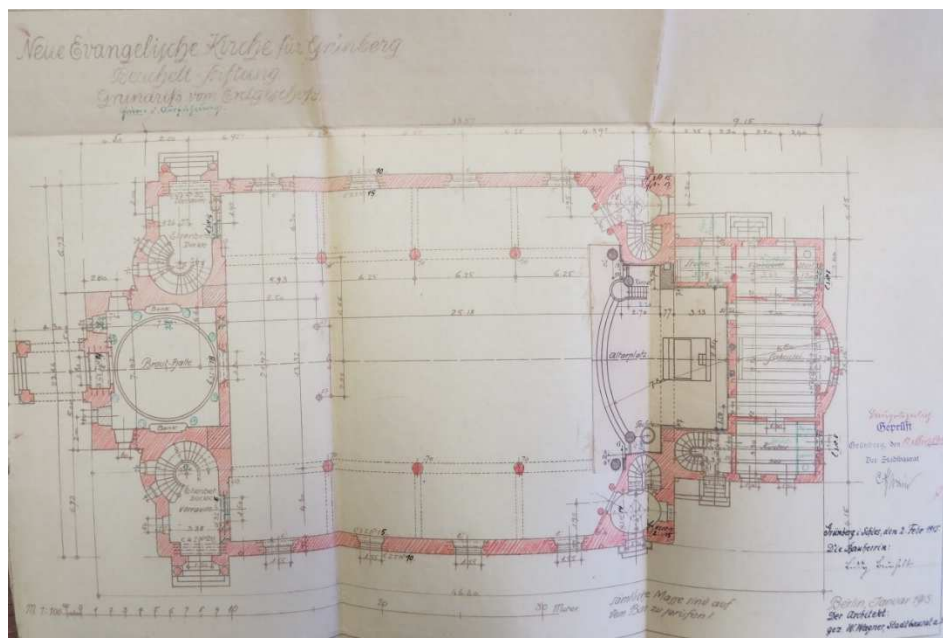
Kościół jest budowlą wzniesioną na planie prostokąta z prezbiterium od południowego zachodu i wieżą, przez którą prowadzi główne wejście, od północnego wschodu (rys. 4). Boczne wejścia znajdują się w ścianie północno-zachodniej i południowo-wschodniej. Korpus główny nakryty jest wysokim, wielospadowym dachem o konstrukcji stalowo-drewnianej. Pierwotne pokrycie dachowe stanowiła dachówka ceramiczna, obecnie blacha miedziana. Kwadratowa w rzucie wieża przechodzi w górnej partii w oktagon zwieńczony wielospadowym hełmem z kulą i krzyżem. Wnętrze świątyni ma układ bazylikowy. Wzdłuż trzech ścian biegną empory wsparte na kolumnach żelbetowych. Całość przykryta jest stropem o konstrukcji stalowo-drewnianej. Ściany wykonano z cegły ceramicznej, a fundamenty z żelbetu. Pod kościołem znajduje się wykonana w latach 80. XX w. piwnica, w której umieszczono sale katechetyczne. Kościół zaprojektowano jako podpiwniczony, choć na etapie budowy wykonano tylko częściowe podpiwniczenie po stronie prezbiterium, w którym umieszczono

kołownię. Wykonano jednak zaprojektowany strop o konstrukcji stalowej nad całą powierzchnią planowanej piwnicy oraz odpowiednio głębokie fundamenty. Umożliwiło to powiększenie powierzchni tej kondygnacji w późniejszym czasie. W powstałych pomieszczeniach zamontowano instalację grzewczą oraz wykonano otwory okienne zapewniające wentylację. Problemem nowopowstałego rozwiązania jest całkowity brak izolacji pionowej oraz poziomej ścian fundamentowych, które poprzez przenikanie wody gruntowej oraz zjawisko kapilarnego podciągania wody uległy silnemu zawilgoceniu [2].



Rys. 3. Budowa kościoła – rok 1916 ([www.dolny-slask.org.pl](http://www.dolny-slask.org.pl))

Fig. 3. Construction site of the church - the year 1916 ([www.dolny-slask.org.pl](http://www.dolny-slask.org.pl))



Rys. 4. Projekt kościoła z roku 1915 – rzut parteru (Archiwum Państwowe w Zielonej Górze)

Fig. 4. The project of the church from 1915 - a ground floor (State Archive in Zielona Gora)

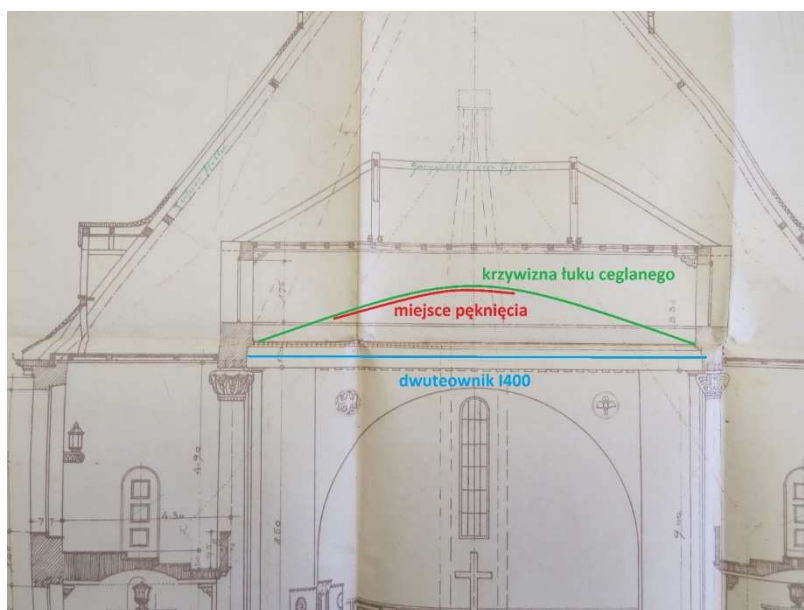
### 3. Pęknięcie ściany

W roku 2015 na jednej ze ścian zauważono pęknięcie. Ściana ta znajduje się po stronie prezbiterium, przed ścianą tęczową, na wysokości górnych okien doświetlających nawę główną. Wykonano ją z cegły ceramicznej. Oparta została na ramie wykonanej z dwóch słupów żelbetowych oraz rygła z dwuteownika stalowego o wysokości 400 mm. Końcówki dwuteownika dodatkowo wsparto na ścianach nośnych po obu stronach prezbiterium. Fragment ściany stanowi oparty na głowicach wewnętrznych słupów ceglany łuk odciążający. Przestrzeń pod krzywizną łuku zabudowano ceglami. Pęknięcie pojawiło się w miejscu połączenia ceglano łuku z ceglami wypełniającymi przestrzeń pod nim (Rys. 5). Należy w tym miejscu zauważyć, że pęknięcie zaczyna się mniej więcej od środka łuku i biegnie dalej w kierunku strony lewej, patrząc w kierunku prezbiterium (Rys. 6). Po stwierdzeniu uszkodzenia wykonano plomby gipsowe, w celu obserwacji ewentualnego postępu (Rys. 7). Po roku pęknięcie nie powiększyło się, nie wystąpiły także uszkodzenia w żadnym innym miejscu. Wewnątrz nawy miejsce uszkodzenia tynku otynkowano i pomalowano.



Rys. 5. Miejsce pęknięcia – widok z wnętrza kościoła (Autor, 2016)

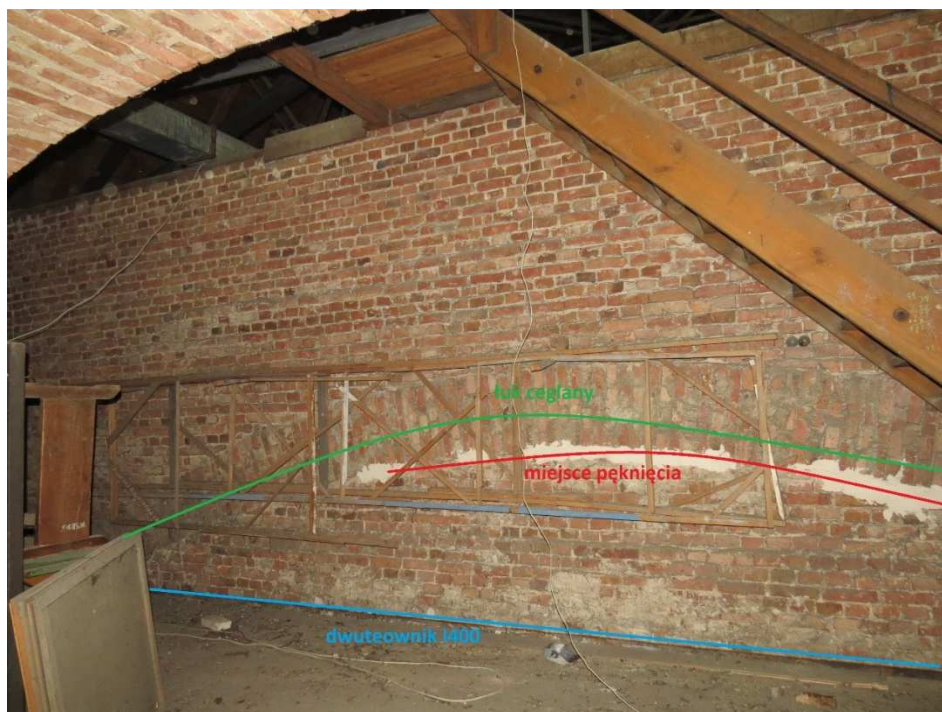
Fig. 5. Place of crack – view from inside the church (Author, 2016)



Rys. 6. Miejsce pęknięcia – przekrój poprzeczny budynku z dokumentacji projektowej z 1915 r. (Archiwum Państwowe w Zielonej Górze)

Fig. 6. Place of crack – a cross section of the building of the project documentation of 1915. (State Archive in Zielona Gora)





Rys. 7. Miejsce pęknięcia i plomby gipsowe - widok z poziomu poddasza (Autor, 2016)

Fig. 7. Place of crack and gypsum seals– a view from the attic (Author, 2016)

#### 4. Możliwa przyczyna pęknięcia

Opisywane w niniejszym artykule pęknięcie jest w zasadzie odspojeniem się warstwy cegieł wypełniającej przestrzeń pod krzywizną łuku odciążającego od niego samego. Struktura uszkodzenia świadczy o tym, że łuk pozostał nienaruszony a nastąpiło jedynie obniżenie warstwy wypełniającej. Warstwa ta opiera się jednak na potężnym dwuteowniku stalowym o wysokości 400 mm, ten z kolei na głowicach żelbetowych słupów oraz ścianach nośnych po obu stronach prezbiterium. Możliwą przyczyną takiego stanu rzeczy jest nierównomierne osiadanie jednego ze słupów, co doprowadziło do zwiększenia ugięcia dwuteownika i jednocześnie obniżenia się warstwy wypełnienia z cegieł. Argumentem świadczącym o prawdziwości takiego założenia jest wyraźne przesunięcie linii pęknięcia w kierunku lewego słupa (patrzac w kierunku prezbiterium). Wskazuje to na możliwość obniżenia się dwuteownika właśnie w okolicy miejsca podparcia przez słup. Nie doprowadziło to do opuszczenia się całej lewej strony dwuteownika, ponieważ jest on wciąż niezależnie podparty na końcu o narożnik dwóch ścian nośnych. Z tego powodu ugięcie zwiększyło się w pobliżu miejsca połączenia ze słupem, czyli w kierunku środka rozpiętości. Mogło

to spowodować, że wystąpiła różnica wysokości pomiędzy punktem podparcia początku łuku ceglanego (na dwuteowniku, ale w osi głowicy słupa), a poziomem warstwy cegieł z wypełnieniem (na dwuteowniku, poza osią głowicy słupa) (Rys. 5 i 6). Uznając tę przyczynę za prawdopodobną należy zastanowić się nad powodem osiadania słupa. Należałoby w tym celu zbadać warunki gruntowo-wodne działki, na której wzniesiono budynek. Przeprowadzona w roku 2010 analiza zawilgocenia ścian przyziemia [2], opisana szerzej w artykule autora [3] wskazuje na występowanie w gruncie, na wysokości ścian przyziemia, znaczące ilości wody. Niekorzystne spadki terenu (w kierunku budynku) oraz brak drenaży mogły doprowadzić do osłabienia nośności gruntu pod żelbetową stopą fundamentową lewego filara.

## 5. Skutki

Od momentu wykonania plomb gipsowych oraz otynkowania pękniętej ściany nie pojawiły się żadne dodatkowe uszkodzenia, a opisywane pęknięcie nie zwiększyło się (Rys. 8). Świadczy to o tym, że dalsze osiadanie nie nastąpi-



Rys. 8. Nienaruszone plomby gipsowe w miejscu pęknięcia (Autor, 2016)

Fig. 8. Intact seals in the place of crack (Author, 2016)

ło i konstrukcja ustabilizowała się. Kwestią wymagającą dodatkowych badań jest możliwość pojawienia się dodatkowych, niekorzystnych naprężeń w dwuteowniku stalowym. Kolejnym problemem jest wciąż nie do końca zbadany i rozwiązany poziom wód gruntowych oraz związanej z tym nośności gruntów na poziomie fundamentów. Skutkiem lekceważenia problemu, mogą być dalsze niekorzystne oddziaływania na elementy konstrukcyjne.

## 6. Podsumowanie

Kościół pw. Najświętszego Zbawiciela w Zielonej Górze jest cennym zabytkiem architektury modernistycznej. Nowoczesny, jak drugą dekadę XX w., projekt oraz zaawansowana konstrukcja stalowa wykonana w zakładach fundatora, Georga Beuchelta czynią z niego jeden z najciekawszych obiektów budowlanych w mieście. Ten 100 letni kościół zachowany jest w bardzo dobrym stanie technicznym. Niemniej jednak opisane w tym opracowaniu uszkodzenie powinno być sygnałem ostrzegawczym. Na razie nie odnotowano dalszego postępu uszkodzenia, a jego konsekwencje okazały się niegroźne. Nie można jednak lekceważyć poważnego zagadnienia warunków gruntowo-wodnych w miejscu posadowienia fundamentów świątyni. Mają one decydujący wpływ na trwałość obiektu. Dalsze niekorzystne osiadania mogą doprowadzić do negatywnego wpływu dodatkowych naprężeń w elementach konstrukcyjnych i ich uszkodzenia. Wymiary zastosowanych podczas budowy kształtowników stalowych mogą wskazywać na znaczne nadmiary wytrzymałościowe. Możliwe, że właśnie dzięki temu rezultaty prawdopodobnego osiadania słupa są tak znikome. Nie powinno być to jednak upoważnieniem do lekceważenia problemu, szczególnie że jest to cenny zabytek architektury i budownictwa w skali regionu i powinien zostać zachowany w tak samo dobrym stanie dla kolejnych pokoleń.

## Literatura

- [1] Czyżniewski T. *Georg Beuchelt (1852-1913) – zielonogórski przemysłowiec*. [www.lubuskie.regiopedia.pl](http://www.lubuskie.regiopedia.pl), dostęp 01-12-2016.
- [2] Eckert W., Widzińska J. *Opinia dotycząca stopnia zawilgocenia ścian części podziemnej kościoła parafialnego pw. Najświętszego Zbawiciela przy al. Niepodległości w Zielonej Górze*. Zielona Góra 2010.
- [3] Michalak B. *Problem zawilgocenia ścian przyziemia w kościele parafialnym pod wezwaniem Najświętszego Zbawiciela w Zielonej Górze*. *Przegląd Budowlany* 3 (2013), 81-88.
- [4] Opaska J. *Realizacje architektów berlińskich na terenie Zielonej Góry w XIX i XX w. – twórcy i dzieła*, [w:] *Kultura i społeczeństwo na środkowym nadodrzu w XIX i XX w.* (ed. Bartkowiak P., Kotlarek D.). Pro Libris, Zielona Góra 2008.

## **CRACK OF THE WALL IN THE MODERNIST CHURCH OF THE HOLLY SAVIOR (NAJŚWIĘTSZEGO ZBAWICIELA) IN ZIELONA GÓRA – POSSIBLE CAUSE**

### **S u m m a r y**

There are not too many architectural monuments from the period of modernism in the city of Zielona Góra. Buildings from this era, however, are increasingly recognized as valuable from the point of view of the monuments of engineering and protection. One of the most interesting is the church of the Holy Savior (*Najświętszego Zbawiciela*) built in 1917 at the Niepodległości Street. Temple was founded by the foundation named by the known industrialist from Zielona Góra - George Beuchelt and today it is one of the most recognizable churches in the city. Project of Wilhelm Wagner and Oscar Hossfeld was realized in cooperation with the company Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. Grünberg in Schlesien. Steel constructions which have been built by this company exist up till now not only in Europe, but also in Africa and Asia. In 2015, almost hundred years finishing the construction a crack on one of the walls inside the body of the temple has been observed. In the paper the cause of that damage is analyzed. Currently no increase of the cracks and no outgoing signs of damage is observed. But we cannot afford to underestimate of the phenomenon. The lack of examining the reasons and the preventing further damage can lead to a deterioration of the technical condition of the building. The church is the valuable piece of art engineering both in the city and the region. Keeping it in good condition should be an important topic for both the church administration and conservation services.

**Keywords:** monument of architecture, modernism, wall's crack, subsidence, concrete pillar

*Przesłano do redakcji: 16.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Mateusz SZARATA<sup>1</sup>

## WYKORZYSTANIE MODELU MIKROSYMULACYJNEGO DO ANALIZY FUNKCJONOWANIA DYNAMICZNEGO PASA AUTOBUSOWEGO

W artykule przedstawiono ocenę funkcjonowania dynamicznie wydzielonego pasa autobusowego na wybranym odcinku ulicy w Rzeszowie przy użyciu modeli mikrosymulacyjnych. Artykuł zawiera pełen opis dotyczący wykonanych pomiarów ruchu drogowego na wyznaczonym odcinku. Przedstawiona została zasada działania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego i logika sterowania. W pracy wykorzystano oprogramowanie komputerowe firmy PTV Vissim do budowy modelu mikrosymulacyjnego. W artykule zamieszczono opis budowy modelu umożliwiającego pełną symulację pasa aktywującego się na potrzeby przejazdu autobusu. W referacie przedstawiono również autorskie podejście umożliwiające kalibrację modeli mikrosymulacyjnych. W wyniku przeprowadzonych prac opracowywano 3 modele ruchu: jeden odzwierciedlający stan aktualny, model odwzorowujący pracę dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego oraz model z klasycznym pasem autobusowym. Wykorzystanie modeli mikrosymulacyjnych pozwoliło ocenić korzyści nowego rozwiązania i porównać je z klasycznymi pasami autobusowymi. Analiza czasów przejazdu wzdłuż wydzielonego odcinka pozwoliła zauważyć, że zarówno klasyczne rozwiązanie pasów autobusowych jak i dynamicznie wydzielane pasy autobusowe pozwalają równie efektywnie udzielać priorytetu dla transportu publicznego na odcinku z wydzielonym pasem autobusowym. Wprowadzenie dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego pozwoliło ograniczyć straty czasu na odcinkach poprzedzających i ulicach podporządkowanych. W przeprowadzonej analizie najkorzystniejszy okazał się wariant 3 symulujący dynamicznie wydzielany pas autobusowy. Przeprowadzona mikrosymulacja ruchu pokazała, że dynamicznie wydzielany pas autobusowy nie wpływa istotnie na pogorszenie czasu przejazdu w transporcie indywidualnym.

**Słowa kluczowe:** wydzielone pasy autobusowe, transport publiczny, mikrosymulacja ruchu, modelowanie ruchu

### 1. Wstęp

Transport autobusowy stanowi ważny, a w wielu miastach jedyny element systemu transportu publicznego. Dlatego istotne jest, żeby działał on sprawnie i stanowił realną i atrakcyjną alternatywę dla transportu samochodowego. Z tego

---

<sup>1</sup> Mateusz Szarata, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Dróg i Mostów, matsza@prz.edu.pl

powodu zarządcy miast coraz częściej decydują się na wprowadzanie różnych form priorytetów, w ruchu w tym pasów autobusowych, usprawniających przejazd środków transportowych przez najbardziej zatłoczone ulice w mieście. Zasadność wprowadzenia wydzielonego pasa autobusowego wiąże się z analizami związanymi z dostępną przestrzenią, odpowiednią wielkością potoków pasażerskich oraz natężeniem ruchu drogowego. Specyfika wielu miejsc może nie uzasadniać wprowadzenia wydzielonych pasów autobusowych na stałe, dlatego coraz częściej spotyka się pasy autobusowe wydzielone czasowo. Przykładem takiego podejścia może być Rzeszów, który w 2015 roku zdecydował się na wprowadzenie pasów autobusowych, przeznaczonych do ruchu autobusów tylko w godzinach szczytu porannego i popołudniowego. Potrzeba czasowego wydzielania pasów autobusowych oraz nowoczesna technologia Inteligentnych Systemów Transportowych (ITS), daje inżynierom nowe możliwości udzielania priorytetu autobusom poprzez zastosowanie Dynamicznie Wydzielanych Pasów Autobusowych (DPA) [1].

Do szczegółowych analiz wydzielonych pasów autobusowych, w tym nowej formy pasów DPA, można wykorzystać modele mikrosymulacyjne [2], które umożliwiają jednoczesne uwzględnienie szeregu parametrów opisujących ruch drogowy, sposób sterowania ruchem i zachowania kierowców. Wiarygodne opisanie ruchu drogowego nie jest zadaniem prostym i wymaga od projektanta zebrania odpowiednich danych umożliwiających określenie rzeczywistych parametrów symulacyjnego modelu ruchu. W zależności od celu i charakteru prowadzonych prac możemy również korzystać z wyjściowych parametrów modelu, ustalonych przez twórców oprogramowania o ile prowadzimy analizy na hipotetycznej sieci drogowej lub chcemy ocenić logikę sterowania sygnalizacją świetlną. Parametry uwzględniane w modelu można podzielić na dwie grupy. Pierwszą grupę stanowią elementy 'stałe', których przeniesienie do modelu nie stwarza problemów. Do tej grupy można zaliczyć geometrię ulic i skrzyżowań, organizację ruchu, programy sygnalizacji świetlnej. Druga grupa parametrów to elementy związane z procesem ruchu drogowego, które pozyskiwane są z obserwacji i pomiarów ruchu. Niestety liczba zmiennych niezbędna do przeprowadzenia symulacji ruchu drogowego jest bardzo duża a w trakcie standardowych pomiarów ruchu ustalane są tylko podstawowe wartości jak natężenie ruchu, struktura kierunkowa, struktura rodzajowa lub czasy przejazdu. Na potrzeby budowy modeli mikrosymulacyjnych ruchu drogowego można zwiększyć zakres pomiarów ruchu i próbować określić inne zmienne związane z zachowaniami kierowców lub warunkami ruchu na skrzyżowaniu. W przypadku gdy ograniczenia finansowe lub czasowe uniemożliwiają nam powiększenie zakresu badań bądź gdy ustalenie dodatkowych parametrów może wiązać się z trudnościami, mamy możliwość skalibrowania parametrów w sposób eksperymentalny.

W artykule zaproponowano wykorzystanie narzędzi do mikrosymulacji ruchu drogowego w celu przeprowadzenia analiz funkcjonowania dynamicznie wydzielanych pasów autobusowych. Ponadto przedstawiono podejście, jakie

może być wykorzystane do kalibracji niektórych parametrów związanych z zachowaniami kierowców w modelach mikrosymulacyjnych. Dzięki zaproponowanej metodzie jesteśmy w stanie uwzględnić dodatkowe czynniki pozwalające dokładniej symulować ruch drogowy z uwzględnieniem lokalnej specyfiki zachowań kierowców.

## 2. Infrastruktura ITS dla dynamicznego pasa autobusowego "dziś i jutro"

Aktualnie dostępne technologie wykorzystywane przez wiele miast w Polsce umożliwiają w praktyce zarządzanie i sterowanie dynamicznym pasem autobusowym. Istniejąca infrastruktura wymagać będzie jedynie uzupełnienia o dodatkowe elementy obejmujące detekcję autobusów oraz informowania kierowców o aktualnym statusie DPA. Niezbędna będzie również dodatkowa detekcja umożliwiająca analizę aktualnych warunków drogowych, na podstawie których system sterujący pasem będzie podejmować decyzje o włączeniu lub wyłączeniu pasa autobusowego. Jako dodatkowe kryterium aktywacji można przyjąć napelnienie autobusu zbliżającego się do odcinka z priorytetem (tab. 1).

Tabela 1. Zestawienie elementów infrastruktury dynamicznie wydzielanych pasów autobusowych  
Table 1. Technology and infrastructure for dynamic bus lane

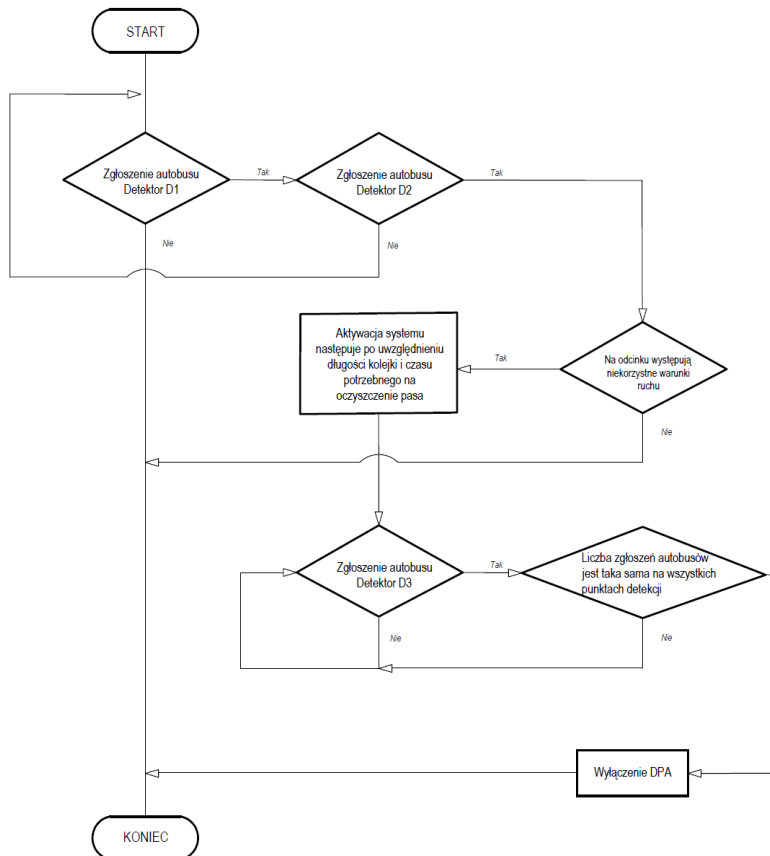
Urządzenia w autobusach	Infrastruktura drogowa	Informacje przesyłane do sterownika
Urządzenia lokalizujące pojazd np. po przez GPS i telefonię komórkową, nadajniki radiowe krótkiego zasięgu (np. w standardzie 802.11p)	Sterownik DPA	Położenie autobusów
	Pionowe znaki o zmiennej treści	Warunki ruchu na odcinku w tym długość kolejek
	Świetlne oznakowanie punktowe w jezdni	Bieżący program sygnalizacji świetlnej
Urządzenia zliczające pasażerów	Detektory warunków ruchu (np. pętle indukcyjne, wideodetekcja...)	*Napelnienie autobusu

Urządzenia zliczające pasażerów mogą w niedalekiej przyszłości mogą być powszechnie wykorzystywane w transporcie publicznym. Dzięki temu sterownik systemu DPA uzyskałby kolejny parametr na podstawie, którego mógłby podjąć decyzję o aktywacji pasa. Innym rozwiązaniem, które jest obecnie testowane jest komunikacja V2V (vehicle-to-vehicle) i V2I (vehicle-to-infrastructure) umożliwiająca bezpośrednią komunikację pomiędzy pojazdami indywidualnymi a na przykład transportem publicznym. Wykorzystanie tej formy komunikacji sprawdzono w 2009 roku w ramach programu CVIS (Cooperative Vehicle Infrastructure Systems) w Bolonii [3]. Celem programu była ocena efektywności rozwiązania umożliwiającego warunkowe korzystanie z wydzielonych dla autobusów ulic przez pojazdy wyposażone w system łączności między pojazdami (V2V) lub mię-

dzy pojazdami a infrastrukturą (V2I). Korzystanie z odcinka testowego, poprowadzonego przez wydzieloną ulicę autobusową, umożliwiło skrócenie czasu dojazdu do centrum o 5 min w porównaniu do przejazdu ulicą ogólnodostępną. Zbliżający się do wydzielonego odcinka pojazd wyposażony w system V2I i V2V otrzymywał informację o możliwości lub braku możliwości przejazdu. System przekazujący informację do pojazdu analizował położenie autobusów i w sytuacji, kiedy odcinek był pusty zezwalał na wjazd. Określenie dokładnej lokalizacji autobusów było możliwe dzięki systemowi GPS, w który zostały one wyposażone.

### 3. Logika sterowania

System dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego działa w dwóch stanach: w stanie uśpionym i w stanie aktywnym. System znajduje się w stanie uśpio-



Rys. 1. Logika sterowania dynamicznie wydzielanym pasem autobusowym

Fig. 1. Logic control for dynamic bus lane



nym gdy warunki ruchu drogowego są dobre i nie wpływają niekorzystnie na czasy przejazdu autobusów lub zaden z autobusów nie ma potrzeby skorzystania z przejazdu (rys. 1.). DPA aktywuje się dopiero w sytuacji gdy do odcinka, na którym panują niekorzystne warunki ruchu zbliża się autobus. Detekcja pojazdów transportu publicznego wymaga zdefiniowania minimum 3 punktów. Są to :

- Pierwszy punkt detekcji (pełni rolę potrzymania aktywnego pasa) D1,
- Drugi punkt detekcji (aktywujący pas autobusowy) D2,
- Punkt końcowy (zlokalizowany na końcu odcinka) D3.

Pierwszą informację o zbliżającym się autobusie przesyła detektor D1. Informacja pochodząca z tego detektora jest niezbędna przy podejmowaniu decyzji związanej z wyłączeniem dynamicznego pasa autobusowego. Decyzja o aktywacji pasa zostanie podjęta gdy pojazd dotrze do drugiego punktu aktywacji oraz gdy warunki na wyznaczonym odcinku będą wpływać niekorzystnie na czas przejazdu. W momencie gdy autobus dociera do ostatniego punktu system weryfikuje poprzez punktu D1 czy do odcinka zbliżają się nowe autobusy. Odpowiednia lokalizacja tego punktu pozwoli z odpowiednim wyprzedzeniem podtrzymać pas aktywny nie powodując przy tym niepotrzebnych krótkotrwałych okresów dezaktywacji. System zostanie wyłączony dopiero wtedy gdy liczba zgłoszeń na wszystkich detektorach będzie taka sama.

#### 4. Pomiary ruchu

Do przeprowadzenia analiz funkcjonowania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego wybrano 850 m odcinek ul. Podkarpackiej w Rzeszowie. Przekrój ulicy składa się z dwóch jezdni z dwoma pasami ruchu każda. Na odcinku znajdują się dwa przystanki autobusowe, z których w godzinach szczytu korzysta do 11 autobusów na godzinę. W 2015 roku na wytypowanym odcinku przeprowadzono pomiary ruchu obejmujące:

- pomiar natężenia ruchu,
- określenie średniego czasu przejazdu pojazdów indywidualnych,
- pomiar czasu przejazdu w transporcie publicznym.

Dodatkowo w rejonie skrzyżowań z sygnalizacją świetlną ustawiono kamery z szerokokątnym obiektywem umożliwiające zapis warunków ruchu i specyfiki zachowań kierowców. Wybrany fragment ulicy Podkarpackiej podzielono na dwa pododcinki. Pierwszy o długości 630 m rozpoczyna się od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną z ul. Matuszczaka a kończy na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną z ul. Poznańską. Drugi pododcinek o długości 220 m rozpoczyna się na skrzyżowaniu z ul. Poznańską a kończy na skrzyżowaniu z aleją Powstańców Warszawy. Pomiar natężenia ruchu został przeprowadzony w kierunku do Centrum w godzinach szczytu popołudniowego (od 14:00 do 17:00) na wlotach 3 skrzyżowań z sygnalizacją świetlną zlokalizowanych na odcinku. W trakcie pomiarów obserwatorzy odnotowywali natężenie ruchu na poszczególnych relacjach oraz strukturę rodzajową pojazdów (rys. 2).



Rys. 2. Lokalizacja odcinka (na podstawie mapy Google)

Fig. 2. The location of section (by Google maps)

Do budowy modelu mikrosymulacyjnego wykorzystano natężenie ruchu z godziny szczytu (14:45 do 15:45). Na pierwszym odcinku w godzinie szczytu zanotowano **1093 P/h** a na drugim odcinku za skrzyżowaniem z ulicą Poznańską **1542 P/h**. Pomiar czasu przejazdu realizowany był metodą notowania tablic rejestracyjnych. Dodatkowo przy wyznaczaniu czasu przejazdu w transporcie publicznym zapisywano czas związany z wymianą pasażerów na poszczególnych przystankach. Wyznaczony w ten sposób średni czas przejazdu pojazdów indywidualnych wyniósł **232 s** na odcinku 1 oraz **145 s** na odcinku 2 w przyjętej godzinie szczytu. W transporcie autobusowym czasy przejazdu w godzinie szczytu wyniosły odpowiednio: **331 s** na odcinku 1 i **178 s** na odcinku 2.

## 5. Mikrosymulacyjny model ruchu drogowego

Określenie potencjalnych korzyści z wprowadzenia nowego rozwiązania dla wydzielenia pasa autobusowego wymaga przeprowadzenia szeregu analiz. Bardzo dobre efekty w ocenie działania dynamicznych pasów autobusowych otrzymuje się wykorzystując modele mikrosymulacyjne ruchu drogowego. Komputerowe modele ruchu pozwalają na przeprowadzenie symulacji uwzględniającej wiele czynników jednocześnie w tym pracę systemu sterowania DPA. Opracowane modele ruchu umożliwiają między innymi porównanie średnich czasów przejazdu zarówno w transporcie publicznym jak i w prywatnym. Przykładem wykorzystania mikrosymulacyjnych modeli ruchu do oceny efektywno-

ści DPA przed implementacją może być odcinek testowy w Lizbonie, gdzie otrzymane w modelu wyniki średnich czasów przejazdu różniły się 5% od czasów przejazdów pomierzonych po wprowadzeniu DPA [4].

Analizy dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego zostały wykonane w programie komputerowym do przeprowadzania mikrosymulacji ruchu Vissim firmy PTV. Budowa wiarygodnego modelu ruchu, który zostanie wykorzystany do analiz wymaga odzwierciedlenia istniejącego układu drogowego oraz warunków ruchu. Następnie model skalibrowany w sposób opisany w pkt. 5.1.2 został wykorzystany do analiz wprowadzenia wydzielonych pasów autobusowych w następujących konfiguracjach:

- wariant 1 – przedstawiający aktualną organizację ruchu,
- wariant 2 – zakładający wprowadzenie klasycznego czasowego pasa autobusowego, wydzielanego w godzinach szczytu,
- wariant 3 – zakładający wprowadzenie dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego.

Przyjęte w wariantach 2 i 3 rozwiązanie nowej organizacji ruchu uwzględniło specyfikę odcinka, zmiany w przekroju ulicznym, które występują w rejonach skrzyżowań i pomiędzy odcinkami 1 i 2. Ostatecznie do modelu ruchu na odcinku 1 wprowadzono wydzielony pas dla autobusów o długości 350 m. Pas autobusowy rozpoczyna się przy przystanku P1 a kończy 120 m przed skrzyżowaniem na wysokości przystanku P2. Autobusy wyjeżdżające z przystanku P2 jadące na wprost mogą wykorzystywać pas do skrętu w prawo, który cechuje się niskim stopniem wykorzystania przepustowości. Dzięki temu w przyjętym rozwiązaniu autobus od momentu wjazdu na pas autobusowy do momentu wyjazdu z odcinka 1 może poruszać się bez przeszkód.

## **5.1. Budowa modelu bazowego – wariant 1**

### **5.1.1. Budowa sieci drogowej**

Proces budowy modelu bazowego zakłada odzwierciedlenie istniejącej geometrii odcinka, w tym liczby i szerokości pasów ruchu oraz promieni łuków poziomych. W kolejnym kroku wprowadzono odpowiednią organizację ruchu i elementy sterowania ruchem. Następnie wykorzystując dane z pomiarów zadano odpowiednie natężenie ruchu, strukturę kierunkową oraz strukturę rodzajową z podziałem na 7 grup pojazdów (Sam. Osobowe, Sam. Dostawcze, Sam. Ciężarowe, Sam. Ciężarowe z Przyczepami, Autobusy, Motocykle, Pojazdy Rolnicze). Wprowadzenie pełnej struktury rodzajowej wymagało dodania nowych typów pojazdów reprezentujących poszczególne grupy.

### **5.1.2. Kalibracja modelu ruchu**

Bardzo ważnym czynnikiem w procesie budowy modelu ruchu jest kalibracja zachowań kierowców. Pozwala ona na odwzorowanie charakterystycznych

zachowań w ruchu drogowym dla analizowanego odcinka. Do przeprowadzenia kalibracji wybrano model Wiedemann 74', który najlepiej nadaje się do symulacji ruchu miejskiego [5]. Wybrany model ruchu umożliwia kalibrację kilkunastu parametrów. Na podstawie przeprowadzonego przeglądu literaturowego [5][6][7][8] wytypowano grupę 7 parametrów oraz zakres w jakim mogą się one zmieniać (tabela 2).

Kalibrację wartości parametrów zachowań kierowców pojazdów przeprowadzono metodą eksperymentalną, w której przyjęto, że wybrany do dalszych analiz zestaw powinien spełniać następujące wymagania:

- różnica średniego czasu przejazdu dla pojazdów indywidualnych i autobusów na poszczególnych odcinkach w modelu nie powinna różnić się więcej niż o 15% od czasów zanotowanych podczas pomiarów ruchu,
- wartość wskaźnika GEH wyznaczonego według wzoru (1), określająca zgodność natężeń ruchu otrzymanych w modelu z natężeniami ruchu pomierzonymi w terenie nie powinna przekroczyć 5 (zgodnie z wytycznymi [8]):

$$GEH = \sqrt{\frac{2(E-V)^2}{E+V}} \quad (1)$$

gdzie:  $E$  – natężenie ruchu wyznaczone w modelu mikrosymulacyjnym ( $P/h$ ),

$V$  – natężenie ruchu pomierzone na odcinku ( $P/h$ ).

W pierwszym kroku wylosowano zestaw 36 kombinacji parametrów dla przyjętego zakresu (tab. 2).

Na tym etapie głównym celem było odrzucenie najmniej korzystnych parametrów dlatego dla każdej z kombinacji wykonano po 5 symulacji dla różnych liczb losowych (random seeds). Zmiana parametru 'random seeds', umożliwia między innymi losową generację zgłoszeń pojazdów w przekroju w każdej kolejnej symulacji. Dzięki temu jesteśmy w stanie uwzględnić losowy ruch pojazdów na analizowanym odcinku. W każdej z symulacji przewidziano 15 min czas początkowy, potrzebny do napełnienia modelu pojazdami i odwzorowaniu warunków ruchu najbliższych do tych, które występowały na początku wyznaczonej godziny szczytu. Po tym okresie rozpoczynał się właściwy pomiar. Do kolejnego etapu wytypowano te kombinacje, których różnice wartości średnich czasów przejazdu i natężenia ruchu nie przekraczały 30%. Dla wytypowanych zestawów ponownie przeprowadzono 40-krotne symulacje dla zmiennych liczb losowych. Założenia kalibracji początkowo spełniało 5 zestawów parametrów. Przed wyborem ostatecznego zestawu przeprowadzono analizę wizualną symulacji, której celem było wskazanie tych zestawów parametrów, przy których zachowania pojazdów są zgodne z zachowaniami kierowców obserwowanymi na odcinku. Przeprowadzona obserwacja wprowadziła zmianę 1 parametru dla wszystkich zestawów. Zauważono, że wylosowane wartości, które nie przekraczały 7 m dla awaryjnego punktu zatrzymań w celu zmiany pasa ruchu powodowały, że pojazdy zatrzymywały się na samej tarczy skrzyżowania blokując w ten

Tabela 2. Parametry uwzględnione w procesie kalibracji

Table 2. Identification of Calibration Parameters

Nr	Parametr	Minimalna wartość (wg. [5])	Maksymalna wartość (wg. [5])	Zalecana wartość (wg. [5])	Skalibrowane wartości dla analizowanego modelu
1	<b>Emergency Stopping Distance</b> - awaryjna odległość zatrzymania, po osiągnięciu której pojazd się zatrzymuje i oczekuje na możliwość wjazdu na odpowiedni pas ruchu, taka sytuacja może mieć miejsce gdy na przyjętym odcinku zmiany pasa ruchu pojazd nie mógł wjechać na wybrany pas z powodu dużego natężenia ruchu [m]	2	7	5	20
2	<b>Lane Change Distance</b> - odległość zmiany pasa ruchu (np. przed skrzyżowaniem), od której pojazdy ustawiają się na wybranych pasach w celu kontynuowania jazdy wzdłuż przyznanych ścieżek ruchu [m]	150	300	200	200
3	<b>Desired Speed Distribution</b> - prędkość w ruchu niezakłóconym; przyporządkowywana jest pojazdom z odchyleniem 10% od wskazanej wartości [km/h]	60	80	70	60
4	<b>Number of Observed Preceding Vehicles</b> – Liczba obserwowanych pojazdów znajdująca się przed poruszającym się pojazdem wpływająca na zachowania kierowcy tego pojazdu [P]	1	4	2	3
5	<b>Average Standstill Distance</b> - średnia odległość pomiędzy pojazdami stojącymi w kolejce lub od punktów stałych (linie zatrzymań) [m]	1	3	2	3
6	<b>Waiting Time Before Diffusion</b> – czas oczekiwania po którym następuje usunięcie zablokowanego modelu z symulacji [s]	20	60	60	60
7	<b>Minimum Headway</b> – minimalna odległość przed pojazdem umożliwiającą zmianę pasa ruchu [m]	0,5	7	1,5	3

sposób ruch. Dlatego wartość tego parametru zwiększono tak, aby punkt ten wypadł przed przejściem dla pieszych na wlocie. Dla wprowadzonej zmiany ponownie wykonano serię 40 symulacji. Do modelu bazowego przyjęto ten który wykazał największą zgodność z przeprowadzonymi pomiarami ruchu (tabela 3).

Tabela 3. Wyniki kalibracji modelu

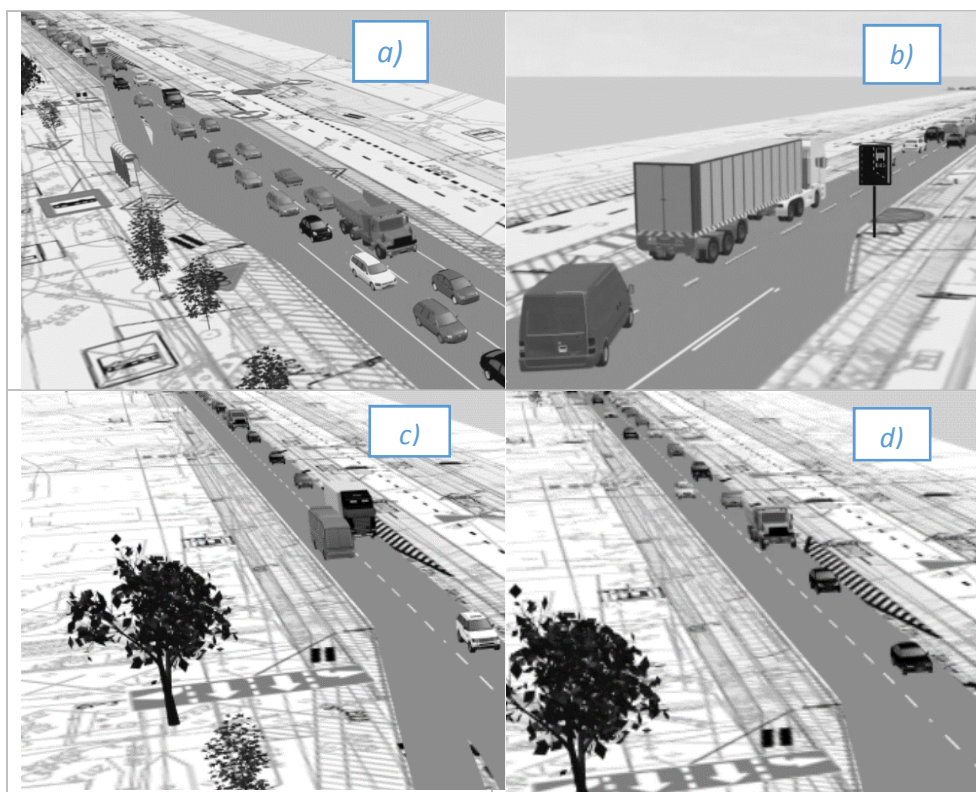
Table 3. The results of model calibration

	Odcinek	Średni czas przejazdu (s) – obserwacje	Średni czas przejazdu (s) – model	Różnica czasów przejazdów (%)	Wartość wskaźnika GEH
<b>Pojazdy indywidualne</b>	Odcinek 1	232	225	3	2,4
	Odcinek 2	145	124	14	0,8
<b>Autobusy</b>	P1-P2	226	206	9	-
	P1-skrzyżowanie nr3	475	464	15	

## 5.2. Modele zakładające wprowadzenie wydzielonych pasów autobusowych (wariant 2 i wariant 3)

Sieć drogowa modelu ruchu w programie PTV Vissim, składa się z odcinków i łączników. Odcinki umożliwiają odwzorowanie przebiegu i geometrii ulic. Łączniki stosowane są w celu łączenia odcinków ulic dochodzących do skrzyżowań lub wprowadzania dodatkowych pasów ruchu. Opracowanie modelu ruchu zakładającego wariant pasów autobusowych wydzielonych na stałe, było możliwe dzięki zdefiniowaniu parametru dostępu wybranej grupy pojazdu dla pasa ruchu na odcinku. W ten sposób na skrajnym prawym pasie ruchu umożliwiono wjazd autobusom a na lewym pasie ruchu umożliwiono poruszanie się pozostałym grupom pojazdów. W celu przeprowadzenia symulacji dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego rozwinięto model z wydzielonym pasem autobusowym. Przyjęcie standardowego podejścia umożliwiającego zdefiniowania grupy pojazdów korzystających z poszczególnych pasów nie było możliwe z uwagi na brak możliwości zmiany dostępu do poszczególnych pasów ruchu w trakcie symulacji. Dlatego przyjęto niestandardowe podejście definiowania ścieżek przejazdu w trakcie symulacji. W tym celu w modelu wprowadzono następujące modyfikacje (rys. 3):

- wprowadzono dodatkowy podział istniejącego odcinka w miejscach gdzie pas autobusowy się rozpoczynał i kończył,
- wstawiono dodatkowe łączniki umożliwiające wjazd i wyjazd tylko na ogólnodostępny pas ruchu,
- wyznaczono na nowo ścieżki (vehicle routes) dla pojazdów prywatnych przechodzących przez nowy łącznik (autobusom umożliwiono korzystanie ze standardowego łącznika dopuszczającego wjazd na wydzielony pas ruchu),
- zdefiniowano reguły wymuszające zmianę pasa ruchu (lane change) w odległości większej niż podzielony odcinek, co pozwoliło uniemożliwić zmianę pasów ruchu pojazdom indywidualnym w trakcie aktywnego pasa autobusowego.



Rys. 3. Symulacja aktywacji dynamicznego pasa autobusowego: a) pas nieaktywny, b) etap aktywacji pasa, c) przejazd wydzielonym pasem autobusowym, d) dezaktywacja pasa

Fig. 3. Dynamic bus lane simulation: a) bus lane inactive, b) activation of bus lane, c) DBL active, d) deactivation

Wyznaczenie punktów przełączeń pomiędzy pasem aktywnym a nieaktywnym opracowano na podstawie wielokrotnie przeprowadzanych symulacji, w trakcie których wyznaczano m.in. czas oczyszczenia pasa ruchu. Czas oczyszczenia pasa ruchu zmieniał się od 170s do 270s w zależności od długości kolejek tworzących się na wlocie skrzyżowania. Otrzymane w ten sposób czasy pozwoliły opracować strategię działania DPA. Odrzucono możliwość aktywacji pasa na potrzeby przejazdu poszczególnego autobusu ponieważ, w niektórych przypadkach autobusy pojawiały się co 5 min lub częściej. W tej sytuacji pomimo kilkuminutowej przerwy pomiędzy przyjazdem kolejnych autobusów pozostawiono aktywny pas. Ostatecznie wyznaczono 4 przedziały czasowe aktywacji pasa na łączny czas 31 min, udzielając tym samym priorytetu 8 autobusom.

## 6. Wyniki badań

Wprowadzenie wydzielonych pasów autobusowych na odcinku 1 i 2 przyczyniło się do skrócenia średnich czasów przejazdu (tab.4). Ma to związek z porządkowaniem się ruchu oraz 'efektem bramkowania', w wyniku którego pogarszają się warunki ruchu na odcinku poprzedzającym wydzielony pas autobusowy a poprawiają na odcinku gdzie pas został wprowadzony. Dlatego do podsumowania proponowanego rozwiązania, wstawiono dodatkowy punkt pomiarowy uwzględniający łączny czas przejazdu wzdłuż całego modelu. Wpływ pasów autobusowych na czas przejazdu pojazdów indywidualnych różnił się w zależności od analizowanego wariantu. Klasyczne rozwiązanie powodowało zwiększenie strat czasu przejazdu na całym odcinku przejazdu o 12% natomiast dynamicznie wydzielany pas autobusowy umożliwił skrócenie czasów przejazdu o 31s w stosunku do wariantu 2. Analizując czasy przejazdu wzdłuż wydzielonego odcinka można zauważyć, że zarówno klasyczne rozwiązanie pasów autobusowych jak i DPA pozwalają równie efektywnie udzielać priorytetu dla transportu publicznego. Analiza czasu przejazdu dla całego modelu obejmująca odcinki początkowe pokazuje, że największe korzyści dla transportu publicznego przyniesie wariant z dynamicznie wydzielonym pasem autobusowym. Dzięki temu rozwiązaniu średnie długości kolejek i straty czasu na wlotach podporządkowanych są znacznie mniejsze w stosunku do klasycznego rozwiązania. DPA pomaga szybciej i sprawniej dostać się autobusom na wydzielony dla nich pas. Wprowadzenie wariantu 2 zwiększyło czas dojazdu z drogi podporządkowanej (ul. Matuszczaka, rys.2.) do punktu rozpoczęcia się pasa autobusowego ponad czterokrotnie.

Tabela 4. Wyniki mikrosymulacji ruchu

Table 4. Results of microsimulation

<b><i>Średnie czasy przejazdu - transport indywidualny</i></b>			
<i>Odcinek</i>	<i>Wariant 1</i>	<i>Wariant 2</i>	<i>Wariant 3</i>
<i>Odcinek początkowy</i>	390 s	619 s	468 s
<i>Odcinek 1</i>	202 s	120 s	142 s
<i>Odcinek 2</i>	121 s	58 s	110 s
<i>Cały model (łącznie z odcinkiem początkowym ul. Podkarpacka)</i>	713 s	797 s	720 s
<b><i>Średnie czasy przejazdu - transport publiczny</i></b>			
<i>Odcinek początkowy</i>	57 s	232 s	100 s
<i>P1 –P2</i>	180 s	119 s	119 s
<i>P2-skrzyżowanie nr3</i>	179 s	100 s	161 s
<i>Cały model (łącznie z odcinkiem początkowym na ul. Matuszczaka)</i>	416 s	451 s	380 s



## 7. Wnioski

Modele mikrosymulacyjne umożliwiają przeprowadzenie analiz niestandardowych rozwiązań organizacji ruchu drogowego. Szczególnie nadają się do analiz nowych rozwiązań jakim są dynamicznie wydzielane pasy autobusowe. Budowa modeli mikrosymulacyjnych wymaga jednak nie tylko dokładnego odwzorowania geometrii układu drogowego i potoków ruchu, ale również zachowań kierowców, które w istotny sposób wpływają na wyniki symulacji. Dzięki możliwości przeprowadzenia pełnej symulacji aktywacji i dezaktywacji pasa możliwa jest ocena rozwiązania i porównanie go z inną formą priorytetu. Ponadto symulacja ruchu drogowego pozwala na opracowanie i zoptymalizowanie logiki sterowania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego. W dalszych pracach niezbędne będzie przeprowadzenie symulacji, w których dopracowana zostanie logika sterowania uwzględniająca detekcje autobusów i pojazdów na podstawie, której aktywacja i dezaktywacja pasa będzie odbywać się automatycznie bez udziału projektanta.

W przeprowadzonej analizie najkorzystniejszy okazał się wariant 3 – dynamicznie wydzielany pas autobusowy. W podsumowaniu analiz efektywności uwzględniono warunki ruchu na samym odcinku oraz na odcinku początkowym (dojazdowym). Zauważono, że rozwiązanie z DPA generowało mniejsze kolejki na wlotach podporządkowanych dróg w porównaniu do klasycznego rozwiązania pasa autobusowego. Przeprowadzona mikrosymulacja ruchu pokazała, że dynamicznie wydzielany pas autobusowy nie wpłynie istotnie na pogorszenie czasu przejazdu w transporcie indywidualnym.

## Literatura

- [1] Szarata M.: Analiza wprowadzenia dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego, Wybrane interdyscyplinarne zagadnienia budownictwa, (pod red.) R. Nagórski s. 55-64, Warszawa 2015.
- [2] Szarata M.: Wybrane metody modelowania dynamicznie wydzielanych pasów autobusowych, Transport Miejski I Regionalny, 12/2014.
- [3] Vreeswijk J., Armandi M., Campello P., (2008), Flexible bus lanes in Bologna, ITS Europe Geneva, 2008.
- [4] Viegas J. M., Roque R., Lu B., Vieira J., The Intermittent Buslane System: demonstration in Lisbon, in 86th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, DC, 2007.
- [5] Podręcznik użytkownika Vissim 5.2. PTV Vision 2009.
- [6] Byungkyu Park, J. D. Schneeberger Microscopic Simulation Model Calibration and Validation, Transportation Research Record 1856, Paper No. 03-2531.
- [7] Dybicz T.: Odwzorowanie fenomenu dwóch przepustowości w mikrosymulacyjnym modelu ruchu w programie Vissim, Zeszyty Naukowo-Techniczne SITK RP, Oddział w Krakowie 2014, s. 41-55.
- [8] Dowling R., Skabardonis A., Alexiadis V.; Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software, Federal Highway Administration 2003.

## **APPLICATION MICROSCOPIC SIMULATION MODEL FOR DYNAMIC BUS LANE**

### **S u m m a r y**

One of the most effective solution to increase the attractiveness of public transport is dedicated bus lane, that allow buses to smooth move along the streets. A major limitation of this solution is impact on road capacity and traffic congestion. In the case of not enough passenger flow, the solution is not used and the buses are experiencing delays. Dynamic bus lane with intermittent priority can be an alternative solution. The paper presents an assessment of dynamic bus lane on selected street in Rzeszow. The study was based on microsimulation models developed with PTV Vissim software. Author propose a procedure for calibration and validation microscopic simulation model. In order to determine the effectiveness of the dynamic bus lane, three option were analyzed: Option 0 is a baseline variant with current traffic organization, Option 1 is option with standard bus lane and Option 2 is option with dynamic bus lane. The paper also presents operating principles of bus lane with intermittent priority and results of traffic surveys conducted in Rzeszow. The analysis shows that compared to the standard bus lane, the use of bus lane with intermittent priority can bring more benefits. Performed traffic microsimulation showed that dynamic bus lane does not have a significant impact on private transport travel time LOS.

*Przesłano do redakcji: 10.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Kamil DUBAŁA<sup>1</sup>  
Jacek SELEJDAK<sup>2</sup>

## ANALIZA DWUWARSTWOWEJ POWŁOKI ŁUKOWEJ NA PRZYKŁADZIE PRZYKRYCIA HALI SPORTOWEJ

W artykule przedstawiono analizę dwuwarstwowej powłoki łukowej stanowiącej przykrycie hali sportowej. Przykrycie walcowe wykonano z blachy grubości 1 mm kształtowanej na zimno. Profil blachy składa się z dwóch średnic z górnym wygięciem poprzecznym połączonych u dołu z półką dolną. Przerznięcie dystansową między powłokami wypełniono dwiema warstwami wełny mineralnej. Dach opiera się przegubowo na żelbetowej konstrukcji wsporczej. Podparcie ciągłe zrealizowano za pomocą liniowego kątownika oporowego oraz blach nachylonych pod kątem 60 stopni. Analizę konstrukcji, wytrzymałościową i wyboczeniową, z uwzględnieniem nieliniowego zachowania materiału i możliwości utraty stateczności (GMNA) wykonano w programie ANSYS, w oparciu o model belkowy oraz powłokowy. Powłoki połączono ze sobą elementem podatnym o charakterystyce materiału przenoszącego tylko siły ściskające. Włączenie do współpracy powłoki dolnej z górną, odbywa się gdy materiał podatny (wełna mineralna), zostanie pod działaniem obciążenia ściśnięty o wartość przekraczającą 60 mm, zmienia się wówczas charakterystyka materiału, który z podatnego staje się bardzo sztywny. Obliczono długość wyboczeniową łuku kołowego przegubowo podpartego na obu końcach oraz określono wartość imprefekcji geometrycznych łuku. Konstrukcję obciążono zgodnie z wymaganiami aktualnych norm PN-EN i stworzono kombinacje obciążeń. Dla najbardziej niekorzystnego przypadku obciążeń przedstawiono ścieżki równowagi, zarówno dla modelu powłokowego jak i belkowego. Dla modelu belkowego pokazano ponadto wykres naprężeń Hubera-Misesa oraz wartości ugięć.

**Słowa kluczowe:** powłoka walcowa, stateczność przekroju, sztywność, nośność

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Kamil Dubała, Politechnika Częstochowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa; kdubala@bud.pcz.czest.pl

<sup>2</sup> Jacek Selejda, Politechnika Częstochowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa; jaceksel@poczta.onet.pl

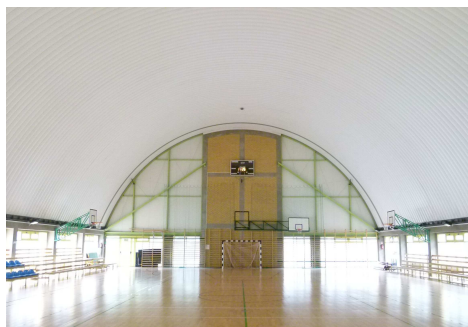
## 1. Wprowadzenie

Przedmiotem analizy jest dwuwarstwowa powłoka łukowa stanowiąca konstrukcję dachu hali sportowej. Budynek hali sportowej z zapleczem wzniesiono w roku 2006 w oparciu o projekt budowlany zgodny z ówczesnie obowiązującymi normami. Eksploatacji obiektu przebiegała bezawaryjnie, po 9 latach użytkowania, podczas przeglądu technicznego hali stwierdzono zwiększone deformacje konstrukcji. Wykonano inwentaryzację sprawdzającą stan techniczny i wymiary konstrukcji oraz wykonano pomiary termowizyjne hali. Na tej podstawie stworzono model komputerowy konstrukcji, który poddano szczegółowej analizie w celu ustalenia przyczyn powstania deformacji oraz opracowaniu wniosków i zaleceń dotyczących dalszego użytkowania obiektu. Widok ogólny analizowanego budynku przedstawiono na fotografiach 1 i 2.



Fot. 1. Widok zewnętrzny obiektu

Fot. 1. Building exterior

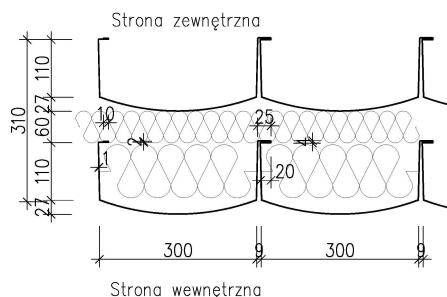


Fot. 2. Widok wewnętrzny obiektu

Fot. 2. Building interior

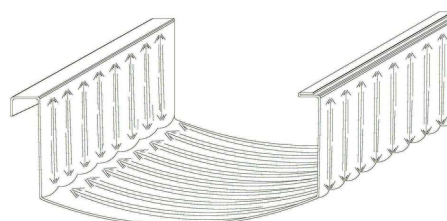
## 2. Opis konstrukcji

Dach hali sportowej wykonano w kształcie powłoki walcowej o promieniu łuku ok. 12,85 m. Podstawowe dane gabarytowe konstrukcji ustalone podczas inwentaryzacji: rozpiętość powłoki wewnętrznej 24,30 m, wzniosłość łuku powłoki wewnętrznej 8,65m, rozpiętość powłoki zewnętrznej 24,70 m, wzniosłość powłoki zewnętrznej 8,85 m, długość budynku hali 42,00 m. Powłoki walcowe wykonane zostały z giętych na zimno kształtowników, ze stali S350 GD o granicy plastyczności  $Re = 350$  MPa, określonej na podstawie danych producenta blachy. Gięcie profilu odbywało się na placu budowy, z blachy ocynkowanej grubości 1 mm oraz szerokości pasa 600 mm. Blacha pokryta była powłoką poliesterową grubości 25 mikronów. Przekrój poprzeczny kształtownika przedstawiono na rys. 1 i 2.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny kształtownika

Fig. 1. Cross-section of the section



Rys. 2. Widok kształtownika

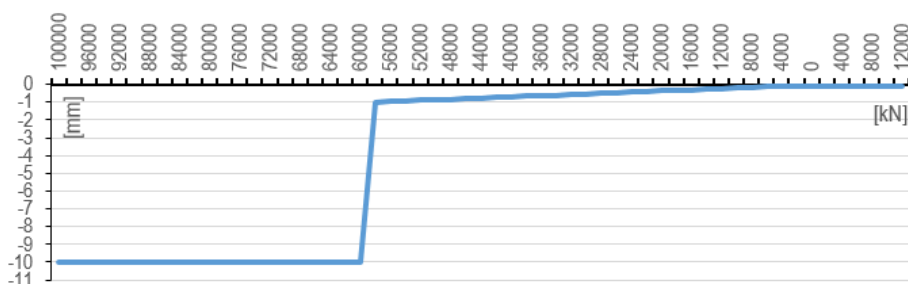
Fig. 2. Section view

Profil składa się z dwóch środników, które w górnej części wykształcone mają „zamki”, a u dołu połączone są półką. Zarówno półka jak i środniki posiadają faliste przetłoczenia poprzeczne prostopadłe do osi podłużnej elementu (rys. 2). Kształtownik profilowany jest bezpośrednio na placu budowy, a w trakcie łączenia sąsiednich elementów w powłokę, krawędzie „zamków” są zespalane poprzez zawalcowanie krawędzi profilu. Powłokę oparto na żelbetowej belce węzłowiowej za pomocą liniowego kątownika oporowego. Podstawa złożona jest z dwóch pochylonych pod kątem  $60^\circ$  ciągłych blach do których zamocowana jest powłoka górna i dolna z dystansem około 100 mm. Wolna przestrzeń między powłokami została wypełniona wełną mineralną w dwóch prostopadłych warstwach po 10 cm każda. Projekt budowlany zakładał zespolenie ze sobą powłoki dolnej i górnej za pomocą czterech łączników w postaci kantówek drewnianych o przekroju  $10 \times 10$  cm. W celu sprawdzenia czy łączniki zostały faktycznie zabudowane w konstrukcji wykonano badanie kamerą termowizyjną, które nie potwierdziło tego faktu.

### 3. Model obliczeniowy

Model obiektu wykonano w programie ANSYS – jest to program oparty na metodzie elementów skończonych służący do analizy statyczno-wytrzymałościowej konstrukcji według teorii drugiego rzędu z uwzględnieniem dużych deformacji oraz zaawansowanych cech materiałowych. Umożliwia analizę wytrzymałościową i wyboczeniową z uwzględnieniem nieliniowego zachowania materiału i możliwości utraty stateczności (GMNA). Powłokę analizowano stosując model belkowy oraz powłokowy. Dwie powłoki z kształtowników zamodelowano jako dwie belki, górną i dolną, połączone ze sobą elementem podatnym – sprężyną, przenoszącą tylko siły ściskające. Łącznik sprężynowy ma za

zadanie powiązać ze sobą dwie powłoki oraz odwzorować zachowanie wełny mineralnej stanowiącej wypełnienie pustki między powłokami. Przyjęto nieliniowy materiał sprężyny łącznikowej zgodnie z rys. 3.

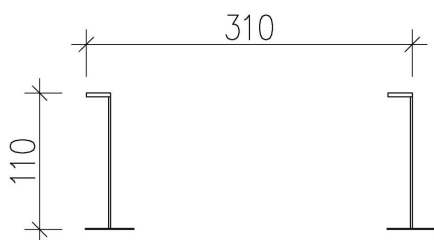


Rys. 3. Charakterystyka materiałowa sprężyny łącznikowej

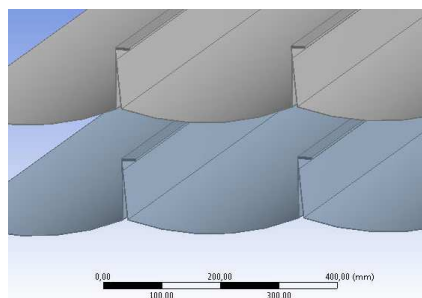
Fig. 3. Material characteristics of the connection spring

Zgodnie z rys. 3 łącznik sprężynowy nie przenosi żadnych obciążeń gdy jest rozciągany, w zakresie 0 – 60 mm sprężyna jest bardzo podatna, co odwzorowuje możliwość ściśnięcia wełny mineralnej pod działaniem obciążenia, natomiast w zakresie przemieszczeń powyżej 60 mm sprężyna staje się bardzo sztywna i umożliwia współpracę powłoki górnej i dolnej. Dolna powłoka zaczyna współpracować z górną w przenoszeniu obciążeń dopiero gdy warstwa wełny mineralnej zostanie ściśnięta.

Zgodnie z teorią Wintera oraz założeniami normy [1] dolna półka przekroju cienkościennego powłoki nie uczestniczy w przenoszeniu obciążeń w płaszczyźnie łuku [3]. Podejście to jest korzystne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji, gdyż w rzeczywistości półka dolna pracuje gdy jest rozciągana. Aby określić wpływ współpracy półki dolnej stworzono również model powłokowy. Wygięcie półki dolnej kształtownika w modelu powłokowym uwzględniono poprzez redukcję sztywności materiału półki w kierunku podłużnym i powiększoną sztywność w kierunku poprzecznym. Sztywność zwiększa się więc w przekroju prostokątnym do osi łuku. Zmiana ta nie ma wpływu na siły w płaszczyźnie ustroju i pozwala na zapewnienie stabilności poprzecznej łuku. Krawędź powłoki usztywniono podporami poprzecznymi w każdym węzle aby wyeliminować powstanie dystorsyjnego modelu zniszczenia [4]. Przekrój w modelu belkowym przyjęto jako złożony ze środka oraz górnej i dolnej półki na szerokości  $15 \cdot t = 15 \text{ mm}$ . Model belkowy oraz powłokowy pokazano na rysunku 4 i 5.



Rys. 4. Model belkowy  
Fig. 4. Beam model



Rys. 5. Model powłokowy  
Fig. 5. Shell model

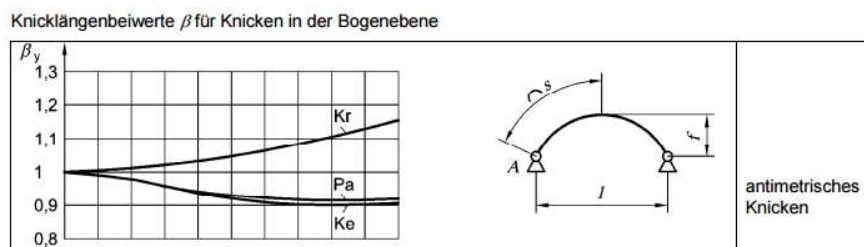
Stateczność konstrukcji zgodnie z [1] określa się poprzez przyjęcie wstępnej deformacji kształtu łuku. Wartość imprefekcji geometrycznej określa się na podstawie [1] zgodnie z tabelą 1. Dla konstrukcji wykonanych z przekrojów zimnogiętych przyjmuje się, zgodnie z tabelicą 6.1 z [1], krzywą wybocheniową „d” co odpowiada wartości 1/150. Kształt deformacji zakłada się zgodnie z kształtem pierwszej postaci wybocheniowej układu.

Tabela 1. Wartości obliczeniowe wstępnych imperfekcji, na podstawie [1]

Table 1. The design values of the of initial imperfections, according to [1]

Krzywa wybocheniowa wg tabelicy 6.1	Analiza sprężysta $e_0/L$	Analiza plastyczna $e_0/L$
a0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

Długość wybocheniową łuku określa się korzystając z ogólnej teorii stateczności oraz zaleceń zawartych w [2] zgodnie z rysunkiem 6.



Rys. 6. Wytyczne przyjmowania długości wybocheniowej łuku, zgodnie z [2]

Fig. 6. The guidelines for the calculation of the buckling length of the arc, according to [2]

Zgodnie z wymaganiami zawartymi w [1] i [2] długość wybočeníowa łuku kołowego w rozpatrywanej konstrukcji o stosunku  $f/l = 8,85/24,70 = 0,36$ , podpartego przegubowo na końcach wynosi:

$$l_0 = \beta \cdot \bar{s} = 1,10 \cdot \frac{31,60}{2} = 17,38m$$

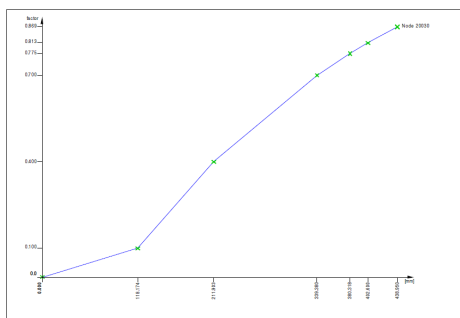
gdzie:  $\beta$  – współczynnik wybočeníowy

$\bar{s}$  - połowa długość łuku, zgodnie z rys. 6

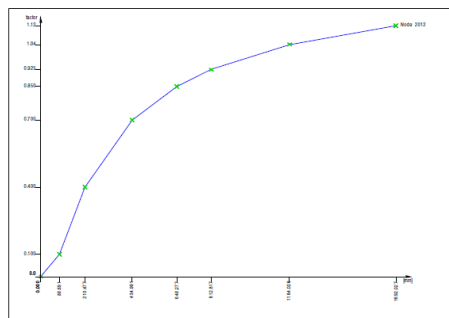
Zgodnie z zaleceniami [1] przyjęto geometryczną imperfekcję globalną konstrukcji jak dla przekroju klasy „d” równą:  $l_0/150 = 17,38/150 = 0,115$  m. Analizowana konstrukcja zlokalizowana jest w II strefie obciążenia śniegiem i I strefie obciążenia wiatrem. Charakterystyczne wartości oddziaływań klimatycznych wynoszą odpowiednio, dla śniegu  $s_k = 0,9$  kN/m<sup>2</sup>, dla wiatru  $q_k = 0,30$  kN/m<sup>2</sup>. Zgodnie z normą [4], rysunek 5.6, określono współczynniki kształtu dachu dla dachu walcowego obciążonego śniegiem. Zgodnie z [5], rysunek 7.11, określono wartość współczynnika ciśnienia zewnętrznego dla dachu łukowego na planie prostokąta. Stworzono kombinacje obciążeń uwzględniając: ciężar własny, ciężar wełny mineralnej, śnieg symetryczny, śnieg asymetryczny, wiatr oraz imperfekcje geometryczne konstrukcji.

#### 4. Wyniki analizy

Analizie poddano dwa modele konstrukcji – belkowy oraz powłokowy. Dla modelu powłokowego graniczne obciążenie ze względu na stateczność konstrukcji przedstawiono jako ścieżki równowagi dla narastającego obciążenia. Load factor 0,850 oznacza, że przy obciążeniu równym „0,850\*obciążenie obliczeniowe” konstrukcja traci stateczność sprężystą. Na rysunku 7 i 8 przedstawiono wyniki dla najbardziej niekorzystnego układu obciążeń: Kombinacja 3 = {ciężar własny \* 1,35 + ciężar wełny \* 1,35 + śnieg niesymetryczny \* 1,5 + imperfekcja}.



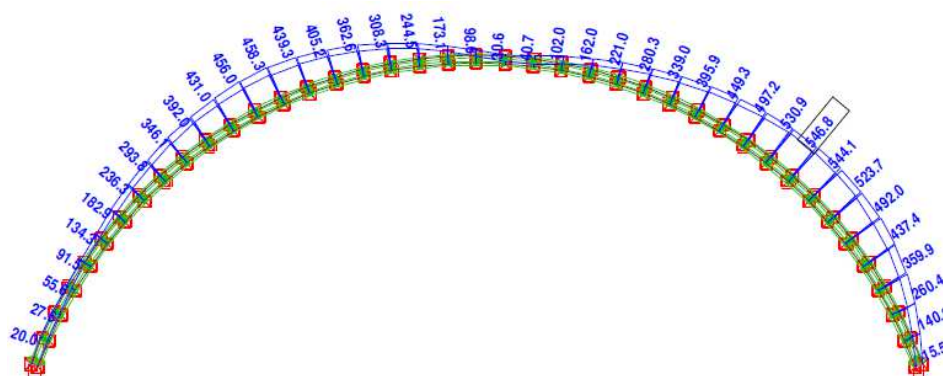
Rys. 7. Ścieżka równowagi model powłokowy  
Fig. 7. Balance path shell model



Rys. 8. Ścieżka równowagi model belkowy  
Fig. 8. Balance path beam model



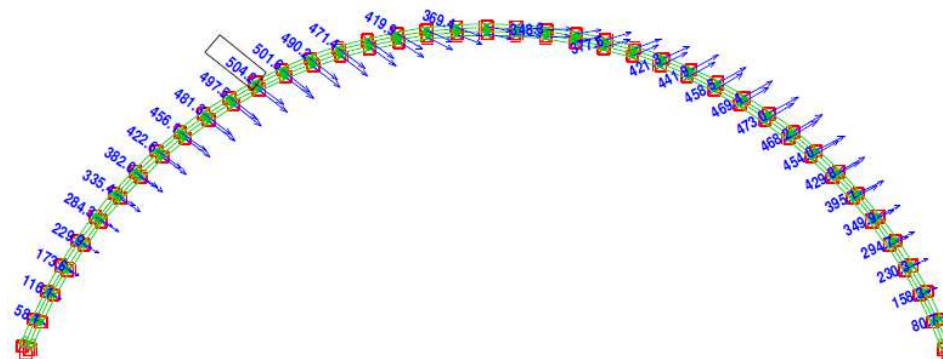
Na rysunku 9 przedstawiono naprężenia Hubera-Misesa dla modelu belkowego konstrukcji od kombinacji 3. Naprężenia w przekroju krytycznym wynoszą  $\sigma_{\max} = 546,8$  MPa i są większe od granicy plastyczności stali S350 GD równej 350 MPa.



Rys. 9. Naprężenia Hubera-Misesa, w MPa

Fig. 9. Hubera-Mises stress, MPa

Rysunek 10 przedstawia ugięcia konstrukcji dla modelu belkowego od wartości charakterystycznych obciążeń w kombinacji 3.



Rys. 10. Ugięcie konstrukcji, w mm

Fig. 10. Structure deflection, mm

## 5. Wnioski

W pracy przeprowadzono analizę konstrukcji dachu na modelu powłokowym oraz belkowym. W obu modelach uzyskano zbieżność wyników. Na podstawie obliczeń można stwierdzić, że warunki nośności konstrukcji nie są spełnione dla obciążeń ustalonych według aktualnych norm PN-EN. W najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń konstrukcja traci stateczność sprężystą przy obciążeniach

równych 0,85 obciążenia obliczeniowego. W modelu belkowym konstrukcja zachowuje stateczność ale naprężenia, przy obciążeniu równym 0,80 obciążenia obliczeniowego, przekraczają granice plastyczności stali. W kombinacji obciążeń bez śniegu konstrukcja w obu modelach zachowuje stateczność. Aby zapewnić spełnienie warunków stanów granicznych nośności konstrukcji, należy w warunkach zimowych monitorować grubość pokrywy śnieżnej zalegającej na dachu i w przypadku ukształtowania się zasy py śnieżnej na połaci dachu śnieg usunąć.

### Literatura

- [1] PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-3: Reguły ogólne - Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
- [2] DIN 18800-2:2008-11. Teil 2: Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken.
- [3] Biegus A.: Analiza statyczno-wytrzymałościowa łukowych blach fałdowych, Konstrukcje Stalowe nr 6/2003.
- [4] Biegus A.: Nośność graniczna ściskanych blach fałdowych, Prace Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Monografie nr 38/18, Wrocław 1983.
- [5] PN-EN 1991-1-3:2006 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
- [6] PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.

## ANALYSIS A TWOLAYER ARC SHELL STRUCTURE BY THE CASE OF SPORT HALL ROOF

### Summary

The article discusses the analysis a twolayer arc shell structure by the case of sport hall roof. Barrel-vault roof shell cylindrical made of cold-formed sheet thickness of 1 mm. Sheet metal profile consists of two webs with the upper bending section connected to the bottom of the bottom shelf. The space between the shells is filled with two layers of mineral wool. The roof is based on an articulated reinforced concrete structure. Continuous support realized by locking L-profile and the angle plates at an angle of 60 degrees. The structural analysis and buckling analysis taking account of non-linear material behaviour of the material and the possibility of loss of stability (GMNA) were performed in ANSYS based on the beam model and shell model. The shells were combined together by means receptive of the characteristics of the material transfer only compressive forces. The association of the shell bottom to the upper is carried out when the pliable material (mineral wool) is compressed under load value of greater than 60 mm, changing the characteristics of the material which is susceptible to be very rigid. Loading on structures as determined in accordance to the requirements of current Eurocode standards. For the worst case load shows the path of balance, both for the shell model and beam model. For beam model shows a graph Huber-Mises stress and the deflection.

**Keywords:** barrel-vault roofs, stability, stiffness, carrying capacity

*Przesłano do redakcji: 05.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Bartosz PIĄTEK<sup>1</sup>

## EFEKTYWNOŚĆ WZMOCNIENIA BELEK ŻELBETOWYCH WSTĘPNIE NAPRĘŻONYMI TAŚMAMI CFRP

Taśmy kompozytowe są obecnie szeroko wykorzystywane w budownictwie. Dzięki bardzo dobrym parametrom mechanicznym doskonale nadają się do wzmocnienia konstrukcji żelbetowych. Wzmocnianie może odbywać się w sposób bierny, gdzie taśmy są wyłącznie przyklejane do powierzchni betonu lub czynny, w którym taśmy są przyklejane w stanie naprężonym i najczęściej dodatkowo kotwione do konstrukcji. W artykule przedstawiono badania belek żelbetowych wzmocnionych na zginanie za pomocą taśm wstępnie naprężanych oraz dodatkowo taśm przyklejanych biernie. Głównym celem badań była analiza efektywności wzmocnienia belek, wpływu poziomu naprężenia taśm CFRP oraz zastosowania zakotwień mechanicznych. Dodatkowym celem badań była doświadczalna weryfikacja działania nowego systemu NPS II do wzmocniania konstrukcji wstępnie naprężonymi taśmami CFRP. Belki, po wzmocnieniu taśmami, zostały poddane obciążeniu statycznemu w schemacie czteropunktowego zginania. Wzmocnione belki charakteryzowały się wyższą nośnością graniczną w porównaniu z belką referencyjną (20÷30% w przypadku belek wzmocnionych biernie i ok. 55% w przypadku belek sprężonych). Wzrost poziomu naprężenia taśm skutkowało wzrostem sztywności belek, nie miało natomiast wpływu na poziom wzrostu ich nośności. Ponadto, wraz ze wzrostem poziomu naprężenia taśm zanotowano spadek plastyczności belek. Zastosowanie zakotwień mechanicznych pozwoliło na przedłużenie pracy belek o dodatkową poawaryjną fazę, od momentu odspojenia taśm, do zniszczenia zakotwień. Badania potwierdziły także przydatność nowego systemu NPS II do wzmocniania konstrukcji żelbetowych naprężonymi taśmami CFRP.

**Słowa kluczowe:** sprężanie, system wzmocniania, włókno węglowe, zakotwienia, zginanie

### 1. Wprowadzenie

Technologia wzmocniania konstrukcji żelbetowych na zginanie przy użyciu taśm kompozytowych CFRP (ang. *carbon fibre reinforced polymer*) jest obecnie szeroko stosowana w praktyce [1]. Dzięki swoim licznym zaletom, takim jak bardzo wysoka wytrzymałość taśm, odporność na korozję i zmęczenie, łatwość

---

<sup>1</sup> Bartosz Piątek, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów; tel. 178651022; piatek@prz.edu.pl

aplikacji czy możliwość znacznego podniesienia nośności elementu przy pominalnym wzroście ciężaru i niewielkiej ingerencji w estetykę, technologia ta coraz częściej wypiera konwencjonalne metody wzmocnienia elementów żelbetowych.

Najpopularniejszym i najprostszym sposobem wzmocnienia konstrukcji żelbetowych taśmami CFRP jest ich bierne przyklejanie do powierzchni betonu. Badania dowodzą jednak, że nie jest to metoda efektywna z punktu widzenia stopnia wykorzystania drogiego materiału kompozytowego. Jedynie 30÷35% wytrzymałości taśm na rozciąganie może być wówczas wykorzystane w stanie granicznym nośności [2, 3, 4].

Efektywność wzmocnienia konstrukcji przy użyciu taśm CFRP może być znacząco zwiększona poprzez skuteczne kotwienie i/lub wstępne naprężenie taśm przed przyklejeniem do wzmocnianego elementu [4, 5]. Sprężanie belek taśmami skutkuje także redukcją ugięcia i zarysowania [5]. Dzięki temu możliwa staje się poprawa parametrów belki nie tylko w zakresie jej stanów granicznych nośności, ale także w zakresie użyteczności i trwałości.

Obecnie na całym świecie, w tym także i w Polsce, zostały opracowane liczne systemy wzmocnienia konstrukcji za pomocą tej technologii [6]. W ciągu ostatnich dwóch lat, dzięki współpracy spółki Tines Composites, Politechniki Rzeszowskiej oraz Akademii Górniczo-Hutniczej, została opracowana druga generacja polskiego systemu wzmocnienia konstrukcji budowlanych Neoxe Prestressing System (NPS) [7]. Przeprowadzone prace naukowo-badawcze pozwoliły na zwiększenie nośności zakotwień wykorzystywanych w systemie oraz zaprojektowanie i wykonanie nowego urządzenia naciągowego, umożliwiającego naciąg taśm ze znacznie większą siłą.

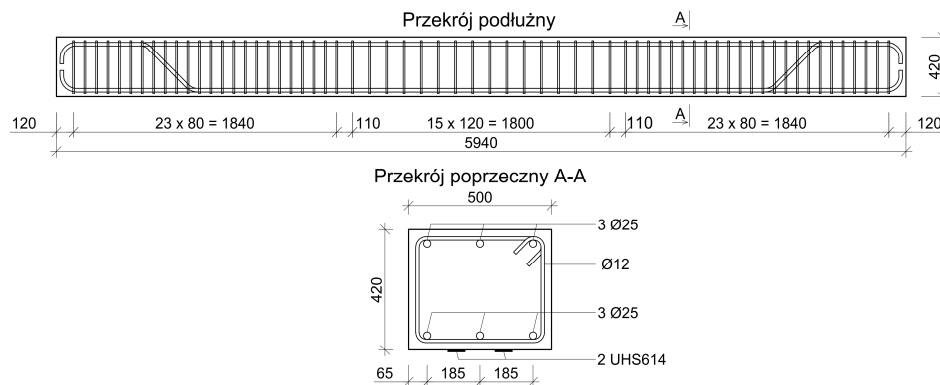
W artykule zaprezentowano badania belek żelbetowych wzmocnionych na zginanie przy użyciu taśm CFRP wstępnie naprężanych i kotwionych do konstrukcji oraz przyklejanych biernie. W belkach sprężonych zastosowano różny poziom wstępnego naprężenia taśm. Belki zostały obciążone statycznie w schemacie czteropunktowego zginania. Głównym celem opisanych badań była analiza efektywności wzmocnienia belek wraz z oceną wpływu zastosowania zakotwień mechanicznych w belce wzmocnionej taśmą przyklejoną biernie oraz wpływu poziomu naprężenia taśm CFRP. Dodatkowo podczas badań przeprowadzono doświadczalną weryfikację działania nowego systemu wzmocnienia NPS II.

## **2. Program badań**

### **2.1. Opis belek**

Przedmiotem badań były belki żelbetowe zbliżone pod względem wymiarów geometrycznych i zastosowanego zbrojenia do prefabrykowanych belek mostowych. Pozwoliło to na uwzględnienie efektu skali, który jest niezwykle istotny w tego typu badaniach. Belki miały prostokątny przekrój poprzeczny

o wymiarach  $0,50 \times 0,42$  m i długość 6,0 m. Zostały one wykonane z betonu klasy C45/55. Do zbrojenia belek zastosowano stal klasy B500SP. Zbrojenie podłużne, dolne i górne, stanowiły trzy pręty  $\phi 25$  mm, a strzemiona pręty  $\phi 12$  mm (rys. 1). Środkowy pręt zbrojenia dolnego został odgięty w strefach przypodporowych, aby zapewnić możliwość bezkolizyjnego montażu zakotwień taśm oraz urządzenia naciągowego. Wysoki stopień zbrojenia górnego został zastosowany w celu wykluczenia mechanizmu zniszczenia belek zapoczątkowanego zmiażdżeniem betonu w strefie ściskanej. Wystąpienie takiego mechanizmu mogłoby uniemożliwić obserwację zniszczenia wzmocnienia taśmami CFRP w strefie rozciąganej belek, co było jednym z celów badań.



Rys. 1. Zbrojenie stalowe belek żelbetowych

Fig. 1. Steel reinforcement of RC beams

## 2.2. Opis wzmocnienia

Badania przeprowadzono na sześciu identycznych belkach żelbetowych. Pierwszą belkę (B1) pozostawiono bez wzmocnienia jako referencyjną. Druga belka (B2) została wzmocniona taśmami CFRP przyklejonymi biernie do rozciąganej powierzchni betonu. Kolejne cztery belki (B3–B6) zostały wzmocnione przez sprężenie taśmami ze zróżnicowanym poziomem naprężenia w wysokości kolejno 0%, 30%, 40%, 50% wytrzymałości kompozytu na rozciąganie ( $f_{tu}$ ). W przypadku tych belek taśmy kompozytowe były kotwione na końcach do powierzchni betonu przy użyciu systemowych zakotwień mechanicznych. Parametry wzmocnienia badanych belek podano w tabl. 1.

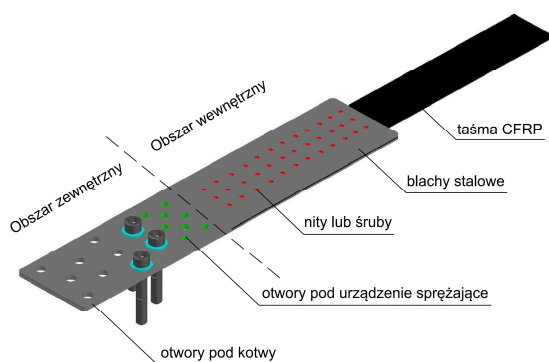
Do wzmocnienia każdej belki użyto dwóch taśm kompozytowych *NEOXEPLATE UHS 614*, o przekroju poprzecznym  $60 \times 1,4$  mm, wytrzymałości na rozciąganie ( $f_{tu}$ ) 3200 MPa, module sprężystości ( $E_f$ ) 160 GPa i odkształceniu granicznym ( $\epsilon_{fu}$ )  $\sim 2,0\%$ . Charakterystyki materiałowe taśm CFRP deklarowane przez producenta [8] zweryfikowano na podstawie serii badań dziewięciu próbek. Współczynnik zmienności wyznaczanych parametrów nie przekraczał 6%.

Tabela 1. Parametry wzmocnienia belek

Table 1. Strengthening parameters of beams

Belka	Poziom naprężenia taśm	Siła naciągu taśmy	Wstępne odkształcenia taśmy	Wstępne naprężenia w taśmie	Obecność zakotwień
	[-]	[kN]	[%]	[MPa]	[-]
B1	belka referencyjna bez wzmocnienia				
B2	0% $f_{tu}$	-	-	-	Nie
B3	0% $f_{tu}$	-	-	-	Tak
B4	30% $f_{tu}$	81	6,0	960	Tak
B5	40% $f_{tu}$	108	8,0	1280	Tak
B6	50% $f_{tu}$	134	10,0	1600	Tak

Kotwienie taśm w belkach realizowano za pomocą dwóch rodzajów zakotwień mechanicznych. Schemat budowy zakotwień przedstawiono na rys. 2. Zakotwienia są zbudowane z trzech blach stalowych, dwóch zewnętrznych i jednej wewnętrznej, dystansowej, które są połączone obwodowo poprzez spawanie. W obszarze wewnętrznym zakotwienia, pomiędzy blachami zewnętrznymi zamocowana jest taśma kompozytowa, a w obszarze zewnętrznym zlokalizowane są otwory do mocowania zakotwienia do podłoża oraz otwory gwintowane do mocowania urządzenia naciągowego (tylko w zakotwieniu czynnym).



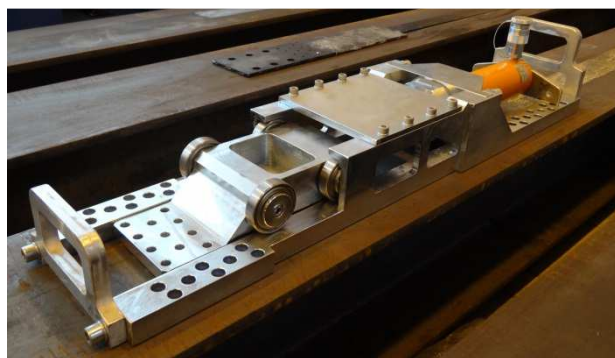
Rys. 2. Schemat budowy zakotwienia taśmy

Fig. 2. Schematic overview of the plate anchorage

Zakotwienia różniły się sposobem mocowania taśmy pomiędzy blachami stalowymi. Do kotwienia taśm w belce B3 użyto zakotwień wykorzystujących połączenie klejowo-nitowe. Zakotwienia te zostały przebadane w warunkach obciążeń doraźnych i zmęczeniowych, a wyniki tych badań przedstawiono w pracach [9, 10]. Taśmy w belkach sprężonych (B4–B6) zostały naprężone

przy użyciu nowego rodzaju zakotwień, w których zastosowano śrubowe połączenie cierne. Nity zastąpiono śrubami sprężającymi, a klej cienką warstwą żywicy epoksydowej.

Sprężenie belek zrealizowano za pomocą nowego systemu wzmocnienia konstrukcji budowlanych *Neoxe Prestressing System II* (NPS II). System składa się z urządzenia naciągowego oraz odcinka taśmy kompozytowej wyposażonego w prefabrykowane zakotwienia, dostosowane do urządzenia. Urządzenie naciągowe składa się z trzech montowanych osobno elementów: szyn prowadzących, wózka mocowanego do zakotwienia czynnego oraz bloku oporowego z siłownikiem hydraulicznym, umożliwiającym uzyskanie maksymalnej siły sprężającej na poziomie 170 kN (rys. 3). Dzięki optymalizacji wszystkich elementów pod względem ciężaru, urządzenie jest lekkie i umożliwia szybką i łatwą instalację taśm na wzmocnianej konstrukcji. W skład systemu wzmocnienia wchodzi również klej *Neopoxe 30* o wytrzymałości na rozciąganie powyżej 30 MPa, module sprężystości ok. 10 GPa i przyczepności do betonu ok. 5 MPa (parametry deklarowane przez producenta [11]), służący do mocowania odcinka taśmy pomiędzy zakotwieniami do powierzchni betonu.



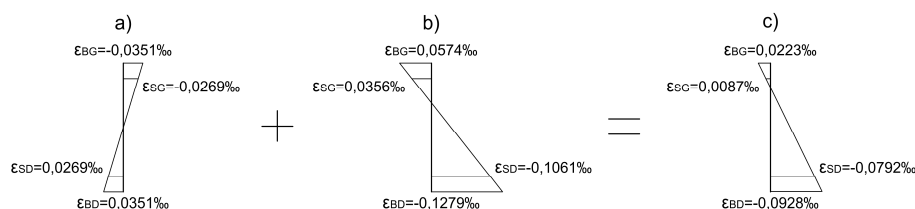
Rys. 3. Urządzenie naciągowe

Fig. 3. Tensioning device

Wszystkie belki zostały wzmocnione na stanowisku montażowym w pozycji sufitowej (od spodu), w celu uwzględnienia wpływu ciężaru własnego belek. Powierzchnia betonu belek przed przyklejeniem taśm została wyszlifowana, odpylona i odfuszczona. W przypadku belki wzmocnionej biernie bez zakotwień (B2) na wcześniej odfuszczone i aktywowane taśmy kompozytowe nałożono warstwę kleju i przyklejono taśmy do powierzchni belek. W belce B3 przed przyklejeniem taśm wytrasowano i wywiercono otwory pod kotwy zakotwień, a następnie przyklejono taśmy i zamontowano zakotwienia przy użyciu kotew mechanicznych  $\phi 16$  mm. W przypadku belek sprężonych (B4–B6), po przygotowaniu powierzchni betonu i taśm kompozytowych, taśmy były mocowane do podłoża po stronie zakotwienia biernego. Następnie, po stronie czynnej, kotwio-

no do belek urządzenie naciągowe, nakładano klej i naprężano taśmy do odpowiedniej wartości siły sprężającej za pomocą siłownika hydraulicznego. Po naprężeniu taśm były montowane kotwy w zakotwieniu czynnym, siłownik hydrauliczny był zwalniany, urządzenie naciągowe demontowane, a taśmy dociskano do powierzchni belek i usuwano nadmiar kleju.

Sprężenie skutkuje wprowadzeniem dodatkowych sił wewnętrznych w belce, a co za tym idzie zmianą rozkładu odkształceń w przekrojach. Na rys. 4 przedstawiono przykładowe wykresy charakteryzujące zmiany stanu odkształceń w przekroju środkowym belki B6 (tj. o największym poziomie naprężenia taśm) w kolejnych etapach wzmocnienia: przed sprężeniem taśmami (odkształcenia wywołane obciążeniem ciężarem własnym – rys. 4a), odkształcenia wywołane siłą sprężającą (rys. 4a) oraz sumaryczne odkształcenia po wzmocnieniu (rys. 4c).



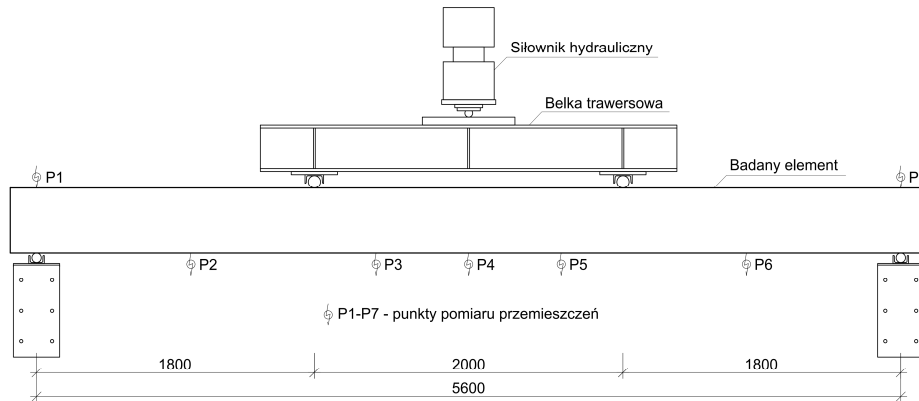
Rys. 4. Stan odkształceń w przekroju środkowym belki B6: a) przed wzmocnieniem, b) od sprężenia, c) po wzmocnieniu

Fig. 4. Strain state in the middle section of the beam B6: a) before strengthening, b) prestressing only, c) after strengthening

### 2.3. Metodyka badawcza

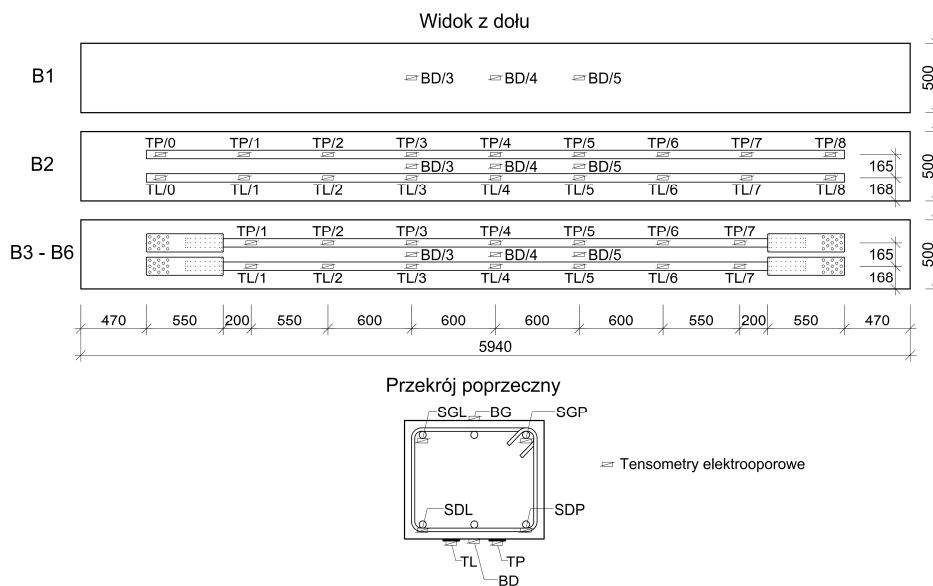
Badania przeprowadzono w hali Wydziałowego Laboratorium Badań Konstrukcji Politechniki Rzeszowskiej, na specjalnie przygotowanym stanowisku badawczym (rys. 5). Rozpiętość belek w osiach podparcia wynosiła 5,6 m. Obciążenie było realizowane za pomocą siłownika hydraulicznego na maszynie Instron Schenck o maksymalnej sile 630 kN. Schemat czteropunktowego zginania uzyskano poprzez rozłożenie obciążenia z siłownika hydraulicznego za pomocą stalowej belki trawersowej. Obciążanie belek realizowano w kilku cyklach. Po wykonaniu obciążenia próbnego, przykładano siły wywołujące w belkach momenty zginające o wartości od 100 do 300 kNm. W ostatnim cyklu belki obciążano do zniszczenia.





Rys. 5. Schemat badania belek

Fig. 5. Test setup



Rys. 6. Rozmieszczenie punktów pomiarowych odkształceń (B – beton, S – stal, T – taśma CFRP)

Fig. 6. Location of strain measurement points (B – concrete, S – steel, T – CFRP strip)

Podczas badań prowadzono ciągły pomiar siły, pomiar ugięć belek oraz kontrolowano osiadanie podpór (rys. 5). W strefie stałego momentu zginającego mierzono odkształcenia górnych i dolnych płaszczyzn betonu, stali prętów zbrojeniowych oraz odkształcenia taśm kompozytowych na całej ich długości (rys. 6). Do pomiaru przemieszczeń użyto czujników indukcyjnych typu WA-20 i WA-100, odkształcenia w betonie mierzono tensometrami typu RL-50/500,

a odkształcenia stali i kompozytu tensometrami typu TFs-10/120. W kolejnych cyklach przykładanego obciążenia prowadzono inwentaryzację rys na bocznych powierzchniach belek. Po uzyskaniu nośności granicznej zinwentaryzowano szczegółowo postać zniszczenia belki i elementów wzmocnienia.

### 3. Wyniki badań

Zestawienie najważniejszych wyników badań belek zamieszczono w tabl. 2. Dla każdej belki podano wartość momentu rysującego, momentu uplastycznienia stali zbrojeniowej oraz nośności granicznej. Za nośność graniczną belek przyjęto maksymalną wartość momentu zginającego uzyskaną podczas badań. Dodatkowo podano maksymalne odkształcenia taśm kompozytowych w chwili zniszczenia (wraz z odkształceniami wstępnymi) oraz opis postaci zniszczenia.

Tabela 2. Wyniki badań

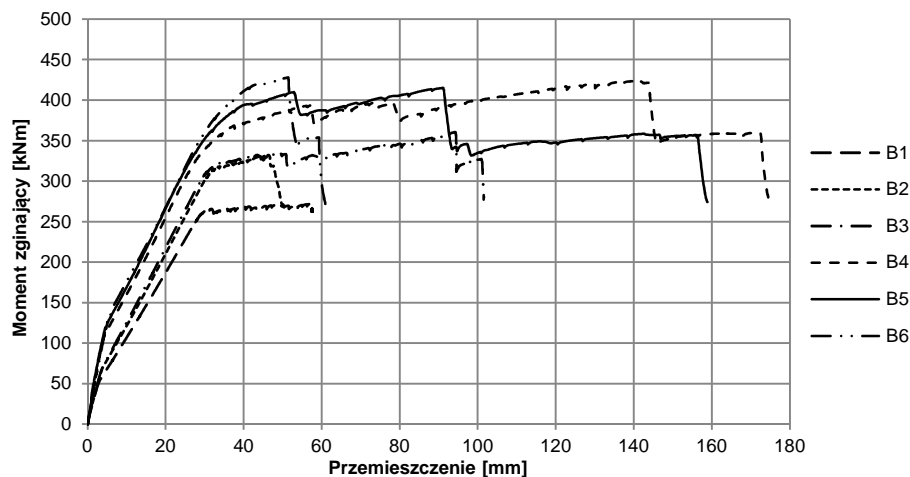
Table 2. Test results

Belka	Moment rysujący	Moment uplastycznienia stali	Nośność graniczna	Maksymalne odkształcenie taśm	Postać zniszczenia
	$M_{cr}$	$M_y$	$M_u$	$\epsilon_{max}$	-
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]	[-]
B1	55	266	272	-	uplastycznienie zbrojenia
B2	70	318	332	5,9	odspojenie taśm
B3	72	321	361	7,8	odspojenie taśm, wysunięcie z zakotwień
B4	111	371	424	15,8	odspojenie i zniszczenie taśm
B5	120	394	415	16,4	odspojenie, wysunięcie i zniszczenie taśmy
B6	136	419	428	16,7	odspojenie taśm, wysunięcie z zakotwień

Momenty rysujące w belkach B2 i B3 były zbliżone i większe o ok. 30% w porównaniu z belką referencyjną. W przypadku belek sprężonych wzrost ten był jeszcze większy i wynosił od 100% dla belki B4 do prawie 150% dla belki B6. Podobną zależność zanotowano w przypadku momentu, przy którym dochodzi do uplastycznienia zbrojenia stalowego. W belkach B2 i B3 wzrost tej wartości wynosił ok. 20%, a w belkach B4–B6 od 40 do niemal 60% w porównaniu do belki referencyjnej. Wartość momentu rysującego i momentu uplastycznienia zbrojenia stalowego w belkach sprężonych wzrastała wraz ze wzrostem poziomu naprężenia taśm. Inaczej było w przypadku nośności granicznej. W belce B3

(wzmocnionej bez sprężenia, z zakotwieniami) jej wartość była wyższa w porównaniu z belką wzmocnioną bez zakotwień (B2). We wszystkich sprężonych belkach zanotowano zbliżone wartości nośności granicznej – ok. 420 kNm.

Wykres na rys. 7 przedstawia krzywe zależności ugięcia od obciążenia dla wszystkich badanych belek. Widoczne odchylenie krzywych  $M-\delta$  dla belek wzmocnionych od krzywej reprezentującej belkę referencyjną świadczy o wzroście sztywności na skutek wzmocnienia. Wzrost sztywności belek wzmocnionych przekłada się na redukcję ugięć. Przykładowo dla obciążenia równego 200 kNm zmniejszenie ugięcia w belkach sprężonych wynosiło od 33% dla belki B4 do 41% dla belki B6. Redukcja ugięcia w belkach B2 i B3 była mniejsza i wynosiła ok. 15% w stosunku do belki referencyjnej.

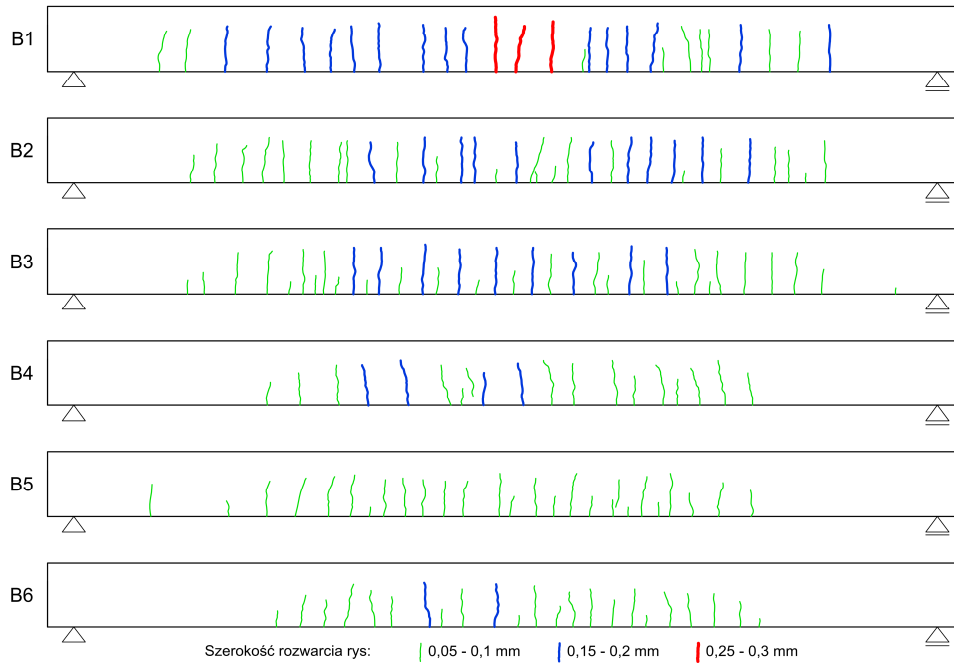


Rys. 7. Wykresy zależności ugięcia od obciążenia w środku rozpiętości belek

Fig. 7. Load – deflection plots in the middle of beams

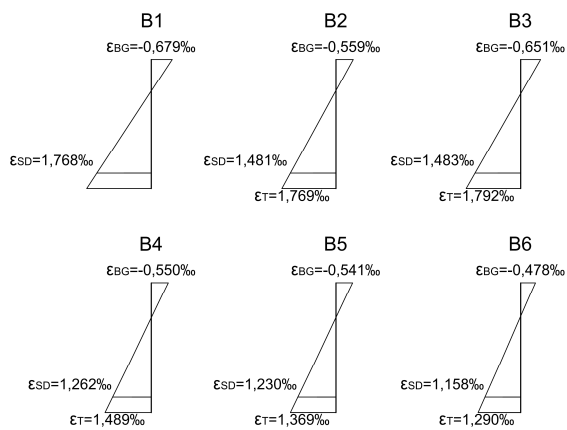
Na rys. 8 przedstawiono porównanie zarysowania bocznej powierzchni badanych belek. W belce wzmocnionej taśmami biernymi B2 zaobserwowano większą liczbę rys o mniejszej szerokości rozwarcia w porównaniu z belką bez wzmocnienia. Podobny obraz zarysowania zarejestrowano w belce B3. W belkach B4–B6 na skutek sprężenia liczba rys uległa zmniejszeniu. Sumaryczna szerokość rozwarcia rys na jednej powierzchni belki była mniejsza w przypadku belek wzmocnionych taśmami. Przykładowo dla obciążenia momentem zginającym równym 200 kNm nastąpiła redukcja z 4,25 mm dla belki B1 do 3,35 mm dla belek B2 i B3, czyli o ponad 20%. W przypadku belek sprężonych ograniczenie to było jeszcze większe i wynosiło ponad 50%. Ponadto podany poziom obciążenia w belce referencyjnej powodował powstawanie rys o szerokości rozwarcia 0,3 mm, podczas gdy rysy w belkach wzmocnionych nie przekraczały 0,2 mm. W belkach bez sprężenia liczba rys o tej szerokości rozwarcia była

jeszcze znacząca, a w belkach sprężonych występowały pojedyncze takie rysy, bądź nie pojawiały się wcale.



Rys. 8. Obraz zarysowania belek przy obciążeniu całkowitym 200 kNm

Fig. 8. Crack pattern under total load 200 kNm

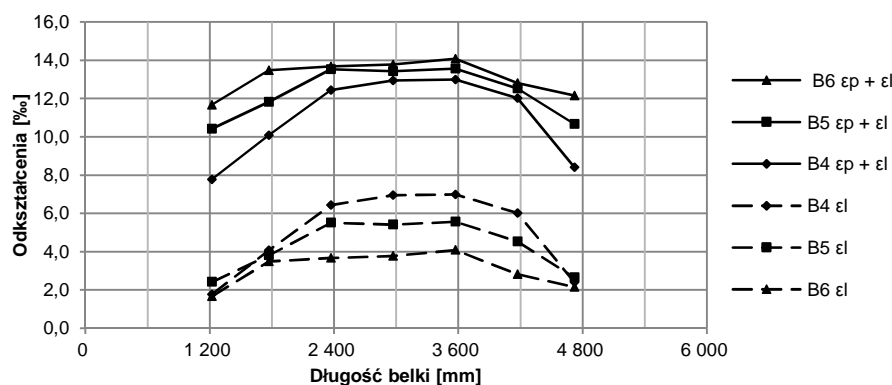


Rys. 9. Wykresy odkształceń w przekroju środkowym belek przy obciążeniu całkowitym 200 kNm

Fig. 9. Strain diagrams in the middle section of beams under total load 200 kNm

Wzmocnienie belek taśmami spowodowało redukcję odkształceń w betonie i stali zbrojeniowej. Wykresy charakteryzujące zmiany odkształceń w kolejnych belkach przy porównawczym obciążeniu 200 kNm zestawiono na rys. 9. W przypadku belki z zerowym stopniem naprężenia B3 redukcja odkształceń w betonie na górnej powierzchni belek wynosiła 4%, a w stali zbrojeniowej 16%. W belach sprężonych (B4–B6) redukcja odkształceń w obu materiałach była większa i wynosiła od 19 do 30% w przypadku betonu i od 29 do 35% w przypadku stali zbrojeniowej. Wytężenie belek malało wraz ze wzrostem stopnia naprężenia taśm. Jest to widoczne również w zmianach odkształceń w taśmach CFRP. W belce wzmocnionej biernie zanotowano 18% redukcję odkształceń w betonie i 16% redukcję odkształceń w stali zbrojeniowej.

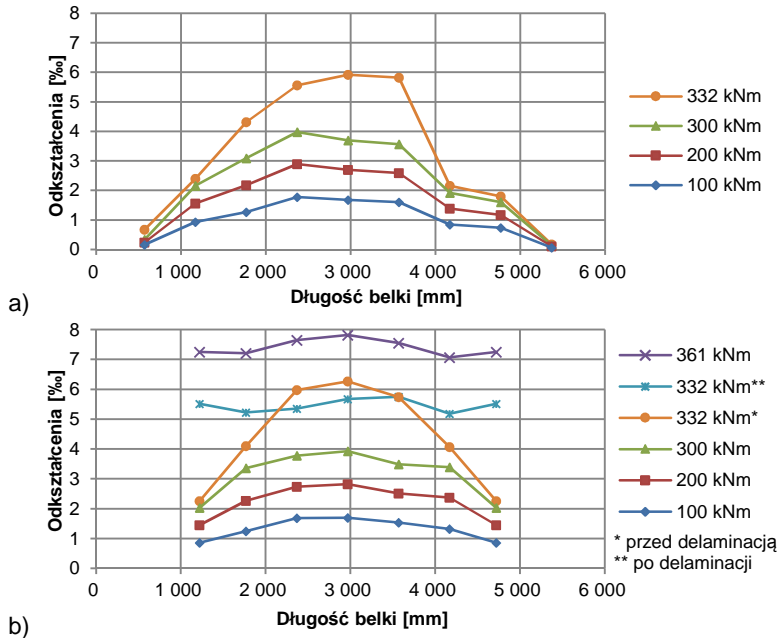
Rys. 10 przedstawia rozkłady odkształceń od obciążenia zewnętrznego ( $\epsilon_l$ ) oraz rozkłady odkształceń całkowitych ( $\epsilon_p + \epsilon_l$ ), wywołanych siłą naciągu i obciążeniem zewnętrznym, na długości taśm CFRP w belkach sprężonych przy obciążeniu 400 kNm. Odkształcenia pochodzące od obciążeń zewnętrznych malały wraz ze wzrostem stopnia naprężenia taśm. Jest to związane z większą sztywnością belek mocniej sprężonych. Natomiast odkształcenia sumaryczne były większe przy wyższych poziomach naprężenia, co przekładało się na wyższy stopień wykorzystania materiału kompozytowego w chwili zniszczenia.



Rys. 10. Rozkłady odkształceń na długości taśm w belkach B4–B6

Fig. 10. Strains distributions along the strips in beams B4–B6

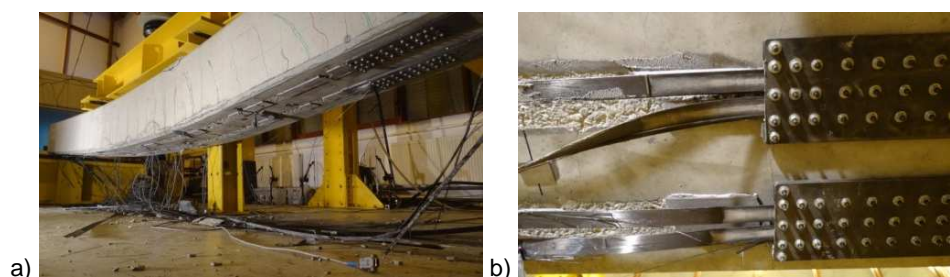
Rozkład odkształceń na długości taśm kompozytowych przy kolejnych poziomach obciążenia w belkach B2 i B3 przedstawiono na rys. 11. Odspojenie taśm w obu belkach następowało przy odkształceniach o wartości ok. 6‰. Odspojenie taśm w belce B2 wiązało się z całkowitym zniszczeniem zbrojenia i utratą nośności. W przypadku belki B3 po odspojeniu taśma była jeszcze przez pewien czas utrzymywana w zakotwieniach, co pozwoliło na przeniesienie większych obciążeń (o 9% w porównaniu z belką B2). Utrata nośności nastąpiła na skutek wysunięcia taśm z zakotwień. Maksymalne odkształcenia przy zniszczeniu belki B3 wynosiły niespełna 8‰.



Rys. 11. Rozkład odkształceń na długości taśm w belce a) B2 i b) B3

Fig. 11. Strain distribution along the strips in beam a) B2 and b) B3

Postać zniszczenia belek była uzależniona od sposobu wzmocnienia i poziomu siły sprężającej. Belka referencyjna uległa zniszczeniu poprzez nadmierne ugięcie wskutek uplastycznienia zbrojenia stalowego. Po uplastycznieniu prętów zbrojeniowych i ustabilizowaniu obciążenia przerwano badanie i odciążono belkę. Belka B2 uległa zniszczeniu poprzez odspojenie taśm, zapoczątkowane w strefie działania momentu zginającego i siły poprzecznej, postępujące w kierunku ich końców (tzw. *intermediate crack debonding*). Belka B3 została zniszczona na skutek wysunięcia uprzednio odspojonych (jak w przypadku belki B2) taśm z zakotwień stalowych. W belkach B4 i B5 wystąpiła podobna postać zniszczenia, jak w przypadku belki B3, przy czym w belce B4 nastąpiło całkowite zniszczenie obu taśm (rys. 12a). W belce B5 jedna taśma uległa zniszczeniu, a druga wysunięciu z zakotwień. Zniszczenie taśm nie było spowodowane wyczerpaniem ich wytrzymałości na rozciąganie. Następowo na skutek uwolnienia dużej energii po wysunięciu naprężonych taśm z zakotwień. Belka B6 uległa nagłemu zniszczeniu na skutek wysunięcia taśm z zakotwień, bez wystąpienia uprzedniego odspojenia taśm (rys. 12b). W tym przypadku nie zaobserwowano również poawaryjnej fazy pracy belki. Jest to spowodowane dużym poziomem wstępnych odkształceń wprowadzonych w taśmy na skutek naprężenia.



Rys. 12. Postać zniszczenia belki B4 (a) i taśmy wysunięte z zakotwień w belce B6 (b)

Fig. 12. Failure mode of beam B4 (a) and failure of anchorages in beam B6 (b)

#### 4. Porównanie wyników badań z obliczeniami

Przed wykonaniem badań przeprowadzono obliczenia analityczne na podstawie własnej procedury obliczeniowej sporządzonej w oparciu o wytyczne zawarte w literaturze [3, 12, 13]. Dla wszystkich belek wyznaczono wartości momentów rysujących, momentów uplastycznienia stali zbrojeniowej oraz nośności granicznych. Wyznaczono także obliczeniowe krzywe zależności ugięcia od obciążenia wg [14].

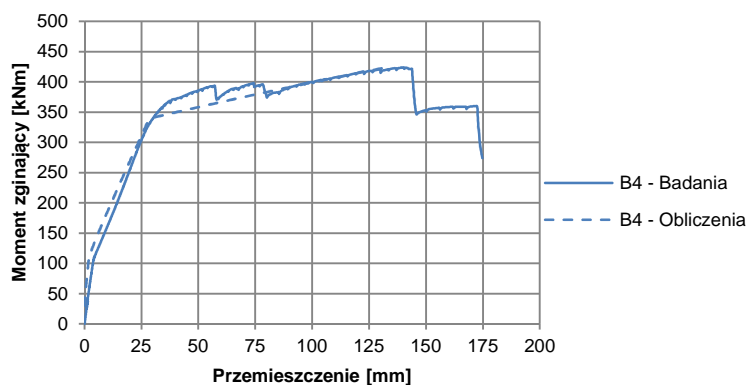
W tabl. 3 zestawiono wyniki obliczeń ( $M_{cr,obl}$ ,  $M_{y,obl}$ ,  $M_{u,obl}$ ) z wartościami otrzymanymi w badaniach doświadczalnych ( $M_{cr,dośw}$ ,  $M_{y,dośw}$ ,  $M_{u,dośw}$ ). Wartości obliczone nie odbiegały znacząco od wartości otrzymanych z badań. Maksymalna różnica nie przekraczała 15%, a w przypadku nośności granicznej – 6%.

Tabela 3. Porównanie wyników badań z obliczeniami

Table 3. Comparison of test and calculation results

Belka	Moment rysujący		Moment uplastycznienia stali		Nośność graniczna	
	$M_{cr,obl}$	$M_{cr,dośw}$	$M_{cr,obl}$	$M_{y,dośw}$	$M_{u,obl}$	$M_{u,dośw}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
B1	63,5	55	249	266	262	272
B2	64,3	70	281	318	319	332
B3	64,3	72	281	321	338	361
B4	110	111	340	371	425	424
B5	126	120	360	394	429	415
B6	141	136	380	419	433	428

Na rys. 13 zamieszczono porównanie wykresu zależności ugięcia od obciążenia uzyskanego w obliczeniach i badaniach na przykładzie belki B4. Zastosowany algorytm wyznaczania krzywej ugięcia prawidłowo odzwierciedla charakter pracy wzmocnionej belki.



Rys. 13. Porównanie wykresów zależności ugięcia od obciążenia uzyskanych w obliczeniach i badaniach dla belki B4

Fig. 13. Comparison of load-displacement plots obtained in calculations and test for beam B4

## 5. Analiza wyników

Do szczegółowej oceny zachowania belek pod obciążeniem statycznym wykorzystano kilka parametrów charakteryzujących ich pracę. W tabl. 4 zamieszczono:

- stosunek nośności granicznej do momentu, przy którym doszło do odspojenia taśm:  $M_u/M_d$ ,
- współczynnik przemieszczeń plastycznych po odspojeniu taśm:  $\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_d$  (stosunek ugięcia belki przy zniszczeniu do ugięcia przy odspojeniu taśm),
- efektywność wzmocnienia w zakresie sprężystym:  $\eta_e = (M_{yi} - M_{y1})/M_{y1}$  (stosunek różnicy momentu uplastycznienia stali w belce wzmocnionej i referencyjnej do momentu uplastycznienia stali w belce referencyjnej),
- efektywność wzmocnienia w zakresie nośności granicznej:  $\eta = (M_{ui} - M_{u1})/M_{u1}$  (stosunek różnicy nośności granicznej w belce wzmocnionej i referencyjnej do nośności granicznej belki referencyjnej),

Tabela 4. Parametry opisujące zachowanie belek

Table 4. Parameters describing behaviour of the beams

Belka	$M_u/M_d$	$\mu_\Delta$	$\eta_e$	$\eta$	$\eta_\sigma$
B2	1,00	1,00	20%	22%	30%
B3	1,09	2,19	21%	33%	39%
B4	1,08	2,48	39%	56%	79%
B5	1,01	1,73	48%	53%	82%
B6	1,00	1,00	58%	57%	84%



- stopień wykorzystania taśm CFRP:  $\eta_{\sigma} = \sigma_{\max} / f_{fu}$  (stosunek maksymalnych naprężeń uzyskanych w taśmie do wytrzymałości kompozytu CFRP na rozciąganie).

Wartość stosunku nośności granicznej do momentu, przy którym dochodzi do odspojenia taśm CFRP charakteryzuje zapas bezpieczeństwa powstały na skutek występowania zakotwień oraz poawaryjnej fazy pracy belki po odspojeniu taśm. W belce B3 po odspojeniu taśm zakotwienia umożliwiły dalszy przyrost obciążeń do wartości 109% obciążenia, przy którym nastąpiło odspojenie. Podobna sytuacja miała miejsce w przypadku belki B4 z 30% poziomem naprężenia taśm. W belkach mocniej sprężonych przyrost nośności był już znikomy (dla belki B5 wynosił 1%) lub nie występował wcale, jak w przypadku belki B6, gdzie odspojenie taśm nastąpiło w tym samym momencie, co całkowite zniszczenie wzmocnienia. W przypadku belki B2, gdzie nie zastosowano zakotwień nie występuje poawaryjna faza pracy i parametr ten również wynosi 1,00.

Kolejny analizowany parametr – stosunek ugięcia przy zniszczeniu do ugięcia przy odspojeniu taśm charakteryzuje plastyczność zachowania belki w fazie poawaryjnej, co przekłada się na szybkość zniszczenia wzmocnienia. Im wyższa wartość tego współczynnika, tym zniszczenie jest bardziej sygnalizowane, jak w przypadku belek B3 czy B4. Natomiast w belkach, gdzie występowało nagłe zniszczenie (B6 i B2) współczynnik wynosi 1,00. Na podstawie powyższych wyników można stwierdzić, że plastyczność belek sprężonych spada wraz ze wzrostem poziomu naprężenia taśm.

W przypadku belek sprężonych widać wyraźny wzrost efektywności wzmocnienia w zakresie sprężystym wraz ze wzrostem poziomu naprężenia. Efektywność ta dla belki wzmocnionej biernie B2 wynosiła 20%, a obecność zakotwień w belce B3 nie wpłynęła znacząco na jej wartość. Nie zanotowano natomiast wpływu poziomu naprężenia na efektywność wzmocnienia w zakresie nośności granicznej. We wszystkich sprężonych belkach wartości efektywności wzmocnienia były zbliżone – na poziomie ok. 55%. Na skutek zastosowania zakotwień w belce B3 nastąpił wzrost nośności granicznej w porównaniu z belką B2 o 9%.

Stopień wykorzystania materiału kompozytowego w przypadku belki wzmocnionej biernie bez zakotwień (B2) był niewielki i wynosił 30%. Taki wynik znajduje potwierdzenie w literaturze [2, 3, 4]. Po zastosowaniu zakotwień z połączeniem nitowanym w belce B3 wykorzystanie kompozytu wzrosło jedynie do 39%. Nie jest to zadowalający wynik z punktu widzenia efektywności systemu. Wartość ta jest zaskakująca w świetle wyników badań nośności pojedynczych zakotwień, gdzie uzyskiwano siły niszczące zakotwienie o wartości powyżej 70% wytrzymałości kompozytu na rozciąganie [9, 10]. Z pewnością ten wynik można byłoby poprawić stosując zakotwienia śrubowe, które zdały egzamin przy kotwieniu taśm w belkach sprężonych, testowanych w drugim etapie badań. W przypadku tych belek wykorzystanie materiału kompozytowego wynosiło ok. 80% i nieznacznie rosło wraz ze wzrostem poziomu naprężenia taśm.

## 6. Podsumowanie

Wzmocnienie belek żelbetowych za pomocą taśm wstępnie naprężanych spowodowało bardzo duży wzrost nośności granicznej (o ponad 50%). Zmiana poziomu naprężenia taśm nie wpłynęła na poziom nośności granicznej belek. Miała ona natomiast istotny wpływ na stany graniczne użyteczności belek. Wraz ze wzrostem poziomu naprężenia taśm następował wzrost wartości momentów rysujących (ponad dwukrotny) i momentów uplastycznienia zbrojenia stalowego (do 58%) oraz ograniczenie ugięcia i zarysowania belek. Wyniki przeprowadzonych badań znajdują potwierdzenie w literaturze [4, 5]. Wzrost poziomu naprężenia taśm prowadzi także do zmniejszenia plastyczności belek i zwiększania szybkości z jaką dochodzi do zniszczenia. Belka z najwyższym poziomem naprężenia taśm charakteryzowała się nagłym zniszczeniem, podczas gdy w belkach z niższymi poziomami naprężenia zniszczenie przebiegało w sposób stopniowy i sygnalizowany.

Wzmocnienie belek taśmami przyklejonymi bez wstępnego naciągu spowodowało niewielki wzrost ich sztywności oraz znaczący wzrost nośności granicznej o 22% dla belki B2 i 33% dla belki B3. Zastosowanie zakotwień mechanicznych na końcach taśm wpłynęło na przedłużenie pracy belki o dodatkową poawaryjną fazę oraz zwiększenie nośności granicznej o 9% w stosunku do belki wzmocnionej biernie bez zakotwień. Dostępne w literaturze wytyczne i procedury obliczania wzmocnień taśmami CFRP [2, 12, 13, 14] pozwalają w dokładny sposób oszacować nośność wzmocnionych belek.

Weryfikacja działania nowego systemu wzmocniania NPS II przebiegła pomyślnie zarówno pod kątem efektów wzmocnienia jak i ergonomii jego stosowania. System po sprawdzeniu na belkach doświadczalnych w laboratorium jest w pełni przygotowany do zastosowania w warunkach in situ.

## Literatura

- [1] Zoghi M.: The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering, Taylor & Francis Group, Boca Raton, 2014.
- [2] Meier U., Kotynia R.: Wzmocnianie konstrukcji żelbetowych naprężonymi materiałami kompozytowymi FRP, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 11/2006, s. 596-599.
- [3] Łagoda M.: Wzmocnianie mostów przez doklejanie elementów. Monografia 322. Seria: Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, Kraków 2005.
- [4] Kotynia R.: Wpływ ukształtowania zewnętrznego zbrojenia kompozytowego CFRP na efektywność wzmocnienia belek żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1/2005, s. 27-31.
- [5] Kałuża M., Ajdukiewicz A.: Comparison of Behaviour of Concrete Beams with Passive and Active Strengthening by means of CFRP Strips, *Architecture Civil Engineering Environment – ACEE*, No. 2/2008, s. 51-64.
- [6] Kotynia R.: Przyczepnościowe metody wzmocniania konstrukcji żelbetowych przy użyciu naprężonych kompozytów polimerowych, *Przegląd Budowlany*, nr 7-8/2015, s. 49-56.

- [7] Siwowski T., Michałowski J., Błazewicz S.: Nowy system sprężania taśm kompozytowych CFRP do wzmocniania konstrukcji żelbetowych, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3/2010, s. 152-156.
- [8] Tines Composites SA: Karta informacyjna produktu. NEOXEPLATE – Taśmy kompozytowe CFRP do wzmocniania konstrukcji, 2015.
- [9] Paśko P., Piątek B., Siwowski T.: Badania zakotwień w systemie wzmocniania konstrukcji sprężonymi taśmami CFRP., *Budownictwo i Architektura*, nr 13(3)/2014, s.143-150.
- [10] Piątek B., Siwowski T.: Badania statyczne i zmęczeniowe zakotwień sprężonych taśm CFRP do wzmocniania konstrukcji budowlanych, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1/2016, s. 24-28.
- [11] Tines Composites SA: Karta informacyjna produktu. NEOPOXE 30 – Klej epoksydowy do mocowania elementów wzmocnień konstrukcji, 2015.
- [12] FIB Task Group 9.3: Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, Technical Report, *Fib Bulletin 14*, CEB-FIP, Lausanne, Switzerland, 2001.
- [13] CNR-DT 200/2004 – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structure. Rome, Italy, 2004.
- [14] Pellegrino, C., Modena, C.: Flexural Strengthening of Real-Scale RC and PRC Beams with End-Anchored Pretensioned FRP Laminates, *ACI Structural Journal*, No. 3/2009, s. 319-328.

## STRENGTHENING EFFICIENCY OF RC BEAMS POST-TENSIONED WITH CFRP STRIPS

### Summary

CFRP strips are nowadays widely used in civil engineering. Thanks to high mechanical parameters, they are ideal for strengthening reinforced concrete structures. There are two ways of strengthening: passive, where CFRP strips are only glued to the concrete surface and active, where CFRP strips are glued after tensioning and they are additionally anchored to the structure. The paper presents research on reinforced concrete beams flexural strengthened by active and passive CFRP. The main goal of the research was to analyze influence of prestressing level on the strengthening efficiency of the beams and the influence of using mechanical anchorages. Additional aim was to examine the new structural strengthening system NPS II in practice. The beams were strengthened in tension zones and subjected to static four-point bending. Strengthened beams have shown higher load-bearing capacity in comparison with reference beam (20÷30% for beams strengthened by passive strips and about 55% for beams strengthened by active strips). The increase of prestressing level resulted in increasing of beams stiffness but it has not influence on the load-bearing capacity. Moreover, beams with higher prestressing level have shown lower ductility. The use of anchorages in beams with passive strips allows to continuation of working RC beams after strips debonding. The research has confirmed the usefulness of the new system to strengthening reinforced concrete structures. The system is now fully prepared for the implementation in situ.

**Keywords:** anchorages, bending, carbon fibre, prestressing, strengthening system

*Przesłano do redakcji: 14.10.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Teresa KUSIONOWICZ<sup>1</sup>

## ZAGROŻENIA BIOLOGICZNE DOCIEPLANYCH ŚCIAN ZEWNĘTRZNYCH BUDYNKÓW MIESZKALNYCH

Ściana zewnętrzna budynków mieszkalnych oprócz funkcji konstrukcyjnej wydzielenia przestrzeni bytowania człowieka pełni również istotną funkcję ochronną dla środowiska wewnętrznego. We współczesnym, energooszczędnym budownictwie właśnie ta rola ściany stała się zagadnieniem bardzo istotnym. Przyczyną istotnych zmian w technologii wykonywania ścian stał się obecnie wymóg oszczędzania energii. Nie należy jednak zapominać, że podstawową funkcją tych konstrukcji powinno być dostosowywanie warunków środowiska geograficznego do potrzeb środowiskowych, klimatycznych i zdrowotnych, człowieka. Z uwagi na wymóg energooszczędności istniejące budynki mieszkalne poddawane są w ostatnich latach modernizacji termicznej poprzez docieplanie ich ścian zewnętrznych. Obserwacja modernizowanych obiektów ukazuje, że zastosowane w tym procesie technologie budowlane są bardziej podatne na rozwój korozji biologicznej niż miało to miejsce w tzw. tradycyjnym budownictwie. Celem pracy jest podniesienie problemu wyraźnie zwiększonego zakresu zagrożeń biologicznych w tych rozwiązaniach. Zjawisko to jest niezwykle niekorzystne i to nie tylko w zakresie trwałości materialnej struktury budowlanej i walorów estetycznych tej architektury. Szczególnie istotny jest zakres zagrożeń tego zjawiska w kontekście profilaktyki prozdrowotnej i postępu wiedzy medycznej na temat wpływu czynników mikrobiologicznych środowiska wewnętrznego pomieszczeń mieszkalnych na zdrowie człowieka. Pierwotnie technologie docieplania ścian zewnętrznych w systemie tzw. ścian dwuwarstwowych dopuszczone zostało jedynie w procesie modernizowania istniejących obiektów. Obecnie technologie tego typu są powszechnie stosowane także w nowoprojektowanych budynkach mieszkalnych. Rozwój zagrożeń biologicznych pojawiający się na modernizowanych obiektach już w krótkim czasie po dociepleniu skłania do analizy przyczyn tego zjawiska. Konieczne staje się określenie wymogów jakie powinny spełniać technologie budowlane stosowane w konstrukcji energooszczędnych ścian zewnętrznych w celu ochrony środowiska zbudowanego przed rozwojem zagrożeń biologicznych.

**Słowa kluczowe:** korozja mikrobiologiczna, przegrody budowlane, środowisko wewnętrzne, warunki zdrowotne

---

<sup>1</sup> Teresa Kusionowicz, Politechnika Krakowska, Wydział Architektury, Zakład Technik Budowlanych w Instytucie Projektowania Budowlanego, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 12 374 2456; tkusionowicz@pk.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Ściana zewnętrzna budynku jest bardzo ważnym elementem kształtowania odpowiednich dla wymogów organizmu człowieka warunków w miejscu jego zamieszkania. W naszej strefie klimatycznej w środowisku tym człowiek spędza ok. 80% swojego życia. W związku z tym uzyskanie prawidłowych dla organizmu człowieka warunków środowiskowych w budynkach mieszkalnych jest niezwykle ważne dla realizacji potrzeb fizycznych naszego organizmu i cennym elementem profilaktyki prozdrowotnej [1]. W obecnej sytuacji ekonomicznej przy coraz wyższych kosztach ponoszonych na leczenie ludzi chorych, zagadnienie profilaktyki prozdrowotnej ma ogromne znaczenie zarówno ekonomiczne, ale przede wszystkim społeczne. Prowadzenie profilaktyki prozdrowotnej powinno być udziałem wszystkich dziedzin naszej działalności[2,3]. Działalność budowlana, szczególnie w zakresie realizacji budynków mieszkalnych, miejsca tak ważnego pod względem warunków bytowania człowieka, wydaje się w tej dziedzinie szczególnie istotna i znacząca. Dlatego niepokoi fakt, że w szeroko zakrojonym planie oszczędzania energii w budownictwie i wdrażaniu w budownictwie mieszkaniowym nowych energooszczędnych technologii dochodzi do rozwoju zjawisk biologicznych. W porównaniu do obiektów realizowanych w przeszłości widoczne są istotne zmiany w zakresie występowania tego zagrożenia. Pojawienie się w strukturze budowlanej zjawisk biologicznych, które mogą mieć negatywny wpływ nie tylko na trwałość konstrukcji, ale także na nasze zdrowie wymaga szczególnej uwagi i szybkiej reakcji zmierzającej do poprawy tej sytuacji.

## 2. Korozja biologiczna ścian w technologii tradycyjnej – konstrukcje jednowarstwowe

Ściana zewnętrzna budynku w warunkach klimatycznych naszego kraju przez znaczną część roku narażona jest na zawilgocenie na skutek opadów atmosferycznych deszczu i śniegu. Analizowane w tej części ściany zewnętrzne budynków mieszkalnych budownictwa tradycyjnego wykonywane były jako konstrukcje jednowarstwowe z jednego rodzaju materiału. Z uwagi na brak szczelności materiału ich struktury i ograniczone właściwości izolacyjności termicznej dyfundująca przez te przegrody para wodna na skutek wychłodzenia ulegała wykropleniu w ich wnętrzu. Przyczyniało się to zapewne do dodatkowego zawilgocenia materiału tych ścian w sezonie zimowym.

W tradycyjnym budownictwie rozwojem procesów biologicznych zagrożone były przede wszystkim konstrukcje drewniane, ale zagrożenie to dotyczyło także ścian murowanych. Zawilgocenie materiału jest czynnikiem sprzyjającym rozwojowi korozji biologicznej, ale tylko w przypadku przedłużającego się w czasie występowania tego zjawiska[4]. Na elewacyjnej, wilgotnej powierzchni ścian zewnętrznych, dzięki dostępowi do naturalnego oświetlenia, zasiedlają się mikroorganizmy z rodzaju mchów i porostów. Zielone zabarwienie tych mikroorgani-

zmów jest wyraźnie widoczne na elewacji budynku. Podkreślić jednak w tym miejscu należy, że nie dochodzi do rozwoju takiego procesu na materiale, który jest zawilgocony tylko przez krótki okres czasu i ulega szybkiemu wysuszeniu.

Do analizy zakresu zagrożeń biologicznych w budynkach mieszkalnych o tradycyjnej konstrukcji jednowarstwowych ścian zewnętrznych wybrane zostały na terenie miasta Krakowa dwa rodzaje obiektów: pierwsze wybudowane na przełomie XIX i XX wieku i drugie zrealizowane w latach pięćdziesiątych XX wieku w dzielnicy Karkowa - Nowej Hucie. W wybranych obiektach elewacyjna powierzchnia ścian zachowała się w niezmiennym stanie, nie była odnawiana i była narażona na opady atmosferyczne przez niezwykle długi okres czasu.

Prawidłowo wykonane i zabezpieczone przed kapilarnym podciąganiem zawilgocenia części nadziemne ścian w budynkach pierwszego rodzaju nie podlegają korozji biologicznej, pomimo wieloletniego funkcjonowania. Wyprawy zewnętrzne tych ścian ulegają co prawda znacznym uszkodzeniom na skutek odspajania tynku w wyniku zamarzania wilgoci, to jednak pomimo systematycznego, ale czasowego zawilgocenia ich struktury nie noszą śladów rozwoju mikroorganizmów. Wyprawy elewacyjne na tych ścianach podlegają jedynie zmęczeniu materiału i odspojeniu od konstrukcji muru – przykłady rys. 1. W przypadku szczelnych powłok malarskich dochodzić może do ich złuszczenia. Zniszczenie zewnętrznej powłoki tych ścian może także powstać na skutek krystalizacji soli.



Rys. 1. Uszkodzenia tynków na elewacjach zabytkowych budynków w Krakowie (fot. T. Kusionowicz)

Fig. 1. Damages of plasters on elevations of historical buildings in Cracow (photo T. Kusionowicz)

W budynkach tych objawy występowania zagrożeń biologicznych znajdują się jedynie w strefie podziemnej i przyziemnej. W budynkach wykonanych w tym czasie bardzo często brak jest odpowiedniego zabezpieczenia przed wilgocią podziemnych części ścian zewnętrznych. Skutkuje to rozwojem zagrożeń biologicznych w strefie piwnic i przyziemnych fragmentów tych ścian. Zjawisko to ma charakter narastający na skutek kapilarnego podciągania wilgoci. Z uwagi na zagłębienie w ziemi wysychanie tego fragmentu ich struktury jest bardzo utrudnione, szczególnie w przypadku źle wietrzonych piwnic. Dodatkowo mikroorganizmy dbając o swoje przetrwanie starają się i to skutecznie przeciwdziałać wysuszeniu materiału. Dzięki temu zasiedlone w strukturze materialnej mchy i porosty po stronie zewnętrznej, a pleśnie i grzyby po stronie wewnętrznej systematycznie powiększają zakres swojego występowania. Obejmują coraz większy zakres części cokołowej ściany zewnętrznej także na skutek dodatkowego zawilgocenia odbitymi wodami opadowymi. W analizowanych budynkach poziom mieszkalny położony jest znacznie ponad terenem i dzięki temu te niekorzystne zjawiska znajdują się głównie w strefie piwnic.

Rozwój zagrożeń biologicznych jest uwarunkowany między innymi sposobu zewnętrznego ukształtowania ściany i jej orientacji względem stron świata. Istotne znaczenie ma także zwiększone zacienienie oraz utrudniony przepływ powietrza przy powierzchni ściany. Rozwój mikroorganizmów, głównie w postaci glonów i porostów, rzadziej grzybów, dotyczy przede wszystkim elewacji północnych i zachodnich. Ważnym elementem profilaktyki tego szkodliwego zjawiska jest na pewno osłonięcie zewnętrznej strony ściany wyraźnie wysuniętym okapem dachu. Zabieg ten w istotnym zakresie ogranicza powierzchnię ściany, która jest narażona na bezpośrednie zawilgocenie wodami opadowymi. Podobnie ochronną, oprócz oczywiście estetycznej i w jakimś zakresie konstrukcyjnej funkcji pełnią gzymsy międzypiętrowe i nadokienne. Elementy te, wystające z lica ściany odsuwają od niej strumień wody opadowej i chronią ją na znacznych fragmentach przed intensywnym zawilgoceniem. Gzymsy pokrywane były dachówką, a zastosowanie tego rodzaju pokrycia wymagało odpowiedniego nachylenia górnej ich powierzchni. Nachylenie to zweryfikowane zostało korzystnie przez czas, ponieważ dzięki tak ukształtowanej powierzchni woda opadowa nie jest odbijana w kierunku lica ściany i dzięki temu jej struktura materialna nie ulega skumulowanemu zawilgoceniu, bezpośrednio wodą opadową i odbitą wodą opadową. Ograniczenie intensywności zawilgocenia umożliwia szybsze jej wysuszenie, co skraca czas zawilgocenia materiału ściany i chroni go przed rozwojem mikroorganizmów.

Ważną rolę w zakresie zapobiegania rozwojowi zagrożeń biologicznych pełniły wyprawy tynkarskie, w których stosowano domieszkę wapna. Wapno jest doskonałym materiałem „dezynfekującym”, uniemożliwiającym zasiedlenie struktury materialnej przez mikroorganizmy. Wyprawy stosowane w budownictwie tradycyjnym nie tworzyły szczelnych warstw. Jednorodna struktura muryowanych ścian zewnętrznych także umożliwia swobodną dyfuzję pary wodnej



przez przegrodę. Jest to, co prawda, w jakimś stopniu niekorzystne z uwagi na ich izolacyjność termiczną, ale przyspiesza wysuszenie zawilgoconej powierzchni ścian zewnętrznych, co było i jest chyba nadal najskuteczniejszą metodą zapobiegania rozwojowi zagrożeń biologicznych.

Analiza zachowanych w swojej pierwotnej formie ścian zewnętrznych budynków mieszkalnych w Nowej Hucie odnosi się do obiektów powstałych na przełomie lat pięćdziesiątych i sześćdziesiątych wykonanych także tradycyjną, murowaną metodą budowania. Jednorodnie materiałowo konstrukcje tych ścian zostały zweryfikowane ponad sześćdziesięcioletnim funkcjonowaniem. Obserwacja ich ukazuje kolejne aspekty w odniesieniu do problemu rozwoju zagrożeń biologicznych na zewnętrznej powierzchni ścian zewnętrznych. W porównaniu do poprzednio omówionych konstrukcji na uwagę zasługuje fakt, że widoczny zielonym nalotem rozwój mikroorganizmów występuje na ich powierzchni nie tylko w strefie cokołowej, ale także ponad gzymsami i elementami dostawionymi lub wystającymi z elewacji. Zarówno w części cokołowej, jak i ponad gzymsami pojawienie się zagrożeń biologicznych spowodowane jest zwiększonym zawilgoceniem tych fragmentów, nie tylko samymi wodami opadowymi, ale dodatkowo odbitymi wodami opadowymi – przykłady rys. 2.



Rys. 2. Rozwój korozji biologicznej na ścianach budynków mieszkalnych w najstarszej części Nowej Huty w Krakowie (fot. T. Kusionowicz)

Fig. 3. Up growth biological corrosion on the walls of residential buildings in the oldest district of Nowa Huta in Cracow (photo T. Kusionowicz)

O ile rozwój procesów biologicznych w partii cokołowej ściany jest zjawiskiem, z którym budownictwo zмага się od zarania, i jak na razie mało skutecznie, to niepokojący jest fakt pojawienia się tego rodzaju procesów ponad gzymsami i uskokami w licu ściany. Elementy te odegrały istotną rolę w estetycznym kształtowaniu elewacji badanych obiektów. Porównanie z wcześniej omówionymi obiektami, w których pomimo występowania licznych gzymsów i zwieńczeń nadokiennych nie dochodzi do zasiedlenia mikroorganizmów, pokazuje że istotną przyczyną pojawienia się tego zjawiska na obiektach Nowej Huty jest

sposób zabezpieczenia tych elementów. Gzymsy w tych budynkach zostały od góry zabezpieczone przed wodami opadowymi tzw. obróbką blacharską, która z uwagi na swoją większą niż dachówki szczelność nie wymaga większego kąta nachylenia. Niestety nie wzięto pod uwagę faktu, że mały kąt jej nachylenia jest niekorzystny w zakresie odbitej wody opadowej. Obecnie mankament ten jest weryfikowany i wspólnoty mieszkańców dostrzegając ten problem decydują o wymianie dotychczasowej obróbki na nową o znacznie zwiększonym kącie nachylenia – przykład rys. 3.



Rys. 3. Nowe obróbki blacharskie gzymsów na ścianach budynków mieszkalnych w najstarszej części Nowej Huty w Krakowie (fot. T. Kusionowicz)

Fig. 3. New tinner roofing on wall of residential buildings in the oldest district of Nowa Huta in Cracow (photo T. Kusionowicz)

### 3. Korozja biologiczna ścian o konstrukcji dwuwarstwowej

Z uwagi na wymóg energooszczędności istniejące budynki mieszkalne poddawane są w ostatnich latach modernizacji termicznej poprzez docieplanie ich ścian zewnętrznych. Obserwacja modernizowanych obiektów ukazuje, że zastosowane w tym procesie technologie budowlane są bardziej podatne na rozwój korozji biologicznej niż miało to miejsce w tzw. tradycyjnym budownictwie. Pierwotnie technologie docieplania ścian zewnętrznych w systemie tzw. ścian dwuwarstwowych dopuszczone zostały do stosowania jedynie w procesie termomodernizacji istniejących obiektów. Obecnie technologie tego typu są coraz powszechniej stosowane także w nowoprojektowanych budynkach mieszkalnych.

W ramach omawianego zagadnienia zagrożeń biologicznych docieplanych ścian zewnętrznych na szczególną uwagę zasługują budynki mieszkalne, w których w procesie termomodernizacji zastosowane zostały rozwiązania polegające na przyklejaniu i kotwieniu materiału termoizolacyjnego do konstrukcji i wykonaniu wyprawy tynkarskiej na siatce. W porównaniu do budynków wykonywanych metodami tradycyjnymi w wielu budynkach mieszkalnych docieplanych

tego rodzaju metodami zakres rozwoju zagrożeń biologicznych na powierzchni elewacji jest znacznie większy i postępuje wyraźnie szybciej - przykłady rys. 4. Zwiększony zakres tego zjawiska jest istotnym zagrożeniem dla jakości zdrowotnej środowiska w pomieszczeniach. Oprócz miejsc tradycyjnie już narażonych na rozwój zjawisk biologicznych na skutek kumulacji wilgoci opadowej i wilgoci odbitej w kierunku ściany, nad występami, gzymsami czy daszkami, w ścianach tych zielone naloty, świadectwo rozwoju mchów i porostów, pojawiają się na całej powierzchni elewacji. Zjawiska tego nie obserwujemy na budynkach wykonanych metodami tradycyjnymi i funkcjonujących już od wielu lat. Natomiast w budynkach docieplanych rozwój mikroorganizmów jest już wyraźnie widoczny po zaledwie 5 latach od jego wykonania. Mchy i porosty utrzymując zawilgocenie struktury ściany i w efekcie tego dochodzi do narastającego zawilgocenia wewnątrz przegrody. To z kolei prowadzi do pojawienia się grzybów i pleśni po stronie wnętrza [5]. O ile mchy i porosty nie stanowią bezpośredniego zagrożenia dla naszego zdrowia, to pleśnie i grzyby są dla nas ogromnym zagrożeniem biologicznym.



Rys. 4. Rozwój korozji biologicznej na docieplanych ścianach zewnętrznych budynków mieszkalnych w Nowej Hucie w Krakowie (fot. T. Kusionowicz)

Fig. 4. Up growth biological corrosion on the warming up external walls of residential buildings of Nowa Huta in Cracow (photo T. Kusionowicz)

Obserwacja budynków i analiza rozwiązań wskazuje na wiele przyczyn tego zjawiska. Za zdecydowanie zasadniczą uznać należy stosowanie szczelnych wypraw elewacyjnych. Stosowanie takich tynków zaburza prawidłowe funkcjonowanie całej przegrody pod względem cieplno-wilgotnościowym [6]. Zgodnie z obowiązującymi w przeszłości przepisami zewnętrzne przegrody warstwowe powinny być konstruowane z zachowaniem malejącego oporu dyfuzyjnego materiałów poszczególnych warstw [7]. Takie ułożenie materiałów umożliwia

sprawną dyfuzję pary wodnej z wnętrza na zewnątrz. Szczelne wyprawy elewacyjne stosowane w systemach termomodernizacji budynków nie spełniają tego wymogu, niezależnie od parametrów materiału izolacji termicznej.

Znowelizowane przepisy normujące zasady energooszczędności w konstruowaniu budynków nie precyzują wymogu układu warstw w przegrodach zgodnego z malejącym oporem dyfuzyjnym materiałów. Umożliwia to dowolność stosowania materiałów izolacji termicznej w docieplanych przegrodach. Dyfuzja pary wodnej w tych przegrodach, nawet w sytuacji zastosowania szczelnych płyt styropianowych jest kontynuowana poprzez styki tych płyt i punkty kotwienia. Zastosowanie szczelnej wyprawy uniemożliwia dalszą dyfuzję pary wodnej i prowadzi do jej wykroplenia pod powierzchnią tynku. Powoduje to narastające zawilgocenie materiału izolacji termicznej i osłabia jej funkcjonowanie pod względem izolacji cieplnej. Wysuszenie takiego zawilgocenia jest niezwykle utrudnione na skutek szczelności wyprawy zewnętrznej. W wyniku przedłużającego się zawilgocenia struktury wewnątrz przegrody dochodzi do rozwoju zagrożeń biologicznych, które przyczyniają się do systematycznego narastania tego zjawiska. Kolejnym etapem tego procesu jest deformacja powierzchni elewacji i jej uszkodzenie, co dodatkowo pogarsza sytuację wilgotnościową wnętrza przegrody. Podlega ona dodatkowemu zawilgoceniu na skutek opadów atmosferycznych wilgocią przedostającą się w miejscach uszkodzeń do jej wnętrza. W tej sytuacji podstawowe założenie wykonywania szczelnego tynku, jakim jest zabezpieczenie przed wodami opadowymi nie funkcjonuje zgodnie z naszymi oczekiwaniami.

Utrzymanie szczelności cienkiej wyprawy tworzonej na bazie tworzyw sztucznych jest w praktyce budowlanej praktycznie niemożliwe do uzyskania. Wyroby wykonywane na bazie tworzyw sztucznych podlegają procesowi tzw. „starzenia się” w trakcie, którego tracą swoją elastyczność. Sztynna warstwa na powierzchni zewnętrznej ściany podlega w naszych warunkach klimatycznych dużym, dobowym wahaniom temperatury. Wykonywanie takich wypraw na dużych powierzchniach, bez dylatacji umożliwiających ich wydłużenie liniowe skutkuje powstawaniem licznych mikropęknięć. Zastosowanie przebrojenia tej warstwy siatkami z włókna szklanego, kotwionymi razem z materiałem izolacyjnym, nie zapobiega jej spękaniu. Tynki tracące swoje właściwości plastyczne stają się mniej odporne na naciski spowodowane parciem wiatru, co także podnosi ryzyko spękania powłoki zewnętrznej i przyczynia się do zaburzenia jej szczelności. Bardzo istotnym zagadnieniem w zakresie możliwości spękania wyprawy elewacyjnej jest sztywność i rozszerzalność cieplna materiału podłoża, na którym oparty został tynk. Koniecznością staje się obecnie usuwanie tych mikroorganizmów z powierzchni ścian, nie jest to jednak takie proste, a zabiegi stosowane w tym celu są aktualnie na etapie testowania. Celowe wydaje się poświęcenie temu zagadnieniu odrębnego opracowania, kiedy odpowiedni czas zaświadczy o ich skuteczności.

Obserwacja rozwoju zjawisk biologicznych na elewacjach docieplanych budynków wyraźnie ukazuje, że jest to możliwe jedynie dzięki licznym pęknięciom wypraw tynkarskich i wilgoci utrzymującej się w takich mikropęknięciach. Stopniowe narastanie zakresu i intensywności tego zjawiska wyraźnie sugeruje, że prawdopodobnie w wyniku nieszczelności i rozwoju mikroorganizmów dochodzi do kumulowania wilgoci na styku izolacji termicznej i wyprawy zewnętrznej. Szczelny tynk uniemożliwia wysuszenie tej wilgoci, w przeciwieństwie do tradycyjnych tynków, w których nie obserwujemy tego rodzaju zjawisk. Dodatkowo zawilgocenie materiału izolacyjnego zmniejsza jego właściwości ochrony termicznej, co prowadzi do zaburzeń w zakresie ciepno-wilgotnościowego funkcjonowania przegrody i może prowadzić do powstawania licznych zagrożeń komfortu cieplnego w pomieszczeniach. W ramach realizacji potrzeb biologicznych człowieka w architekturze staje się istotnym problemem w odpowiednim dla naszego organizmu kształtowaniu środowiska wewnętrznego.

#### **4. Wnioski**

Widoczny na ścianach docieplanych budynków mieszkalnych rozwój zjawisk biologicznych jest niekorzystny dla prawidłowego funkcjonowania ścian zewnętrznych i ich trwałości. Prowadzi do rozwoju zagrożeń biologicznych w ich strukturze, w efekcie którego dochodzi do pojawienia się szkodliwych czynników biologicznych w środowisku pomieszczeń mieszkalnych. Fakty te skłaniają do weryfikacji technologii budowlanych stosowanych w procesach termomodernizacji. W ramach profilaktyki prozdrowotnej i środowiskowej powinniśmy zadbać o wyeliminowanie ze stosowania technologii, które nie sprawdziły się w praktyce i stanowią istotne zagrożenie zarażenia zjawiskami biologicznymi struktury budowlanej, szczególnie w przypadku budynków mieszkalnych. Istotną rolę w tym zakresie powinny odegrać przepisy normatywne i prawne, które jako jedyne są w stanie przeciwdziałać względem ekonomicznym, które zdominowały we współczesnym budownictwie mieszkaniowym naszego kraju dobór technologii budowlanych w procesach realizacji deweloperskiej tego rodzaju inwestycji.

#### **Literatura**

- [1] Jethon Z., Grzybowski A. (red.): Medycyna zapobiegawcza i środowiskowa, Wyd. Lek. PZWL, Warszawa 2000.
- [2] Kusionowicz T.: Problemy projektowania budynków mieszkalnych a zdrowie człowieka. Wybrane zagadnienia. Politechnika Krakowska, Kraków 2008.
- [3] Banaś L.: Przegrody budowlane zdrowych budynków. Przegląd Budowlany nr 11/1995.
- [4] Zyska B.: Zagrożenia biologiczne w budynku. Arkady Warszawa 1999.

- [5] Janińska B.: Warunki rozwoju grzybów pleśniowych w budynkach poddanych termomodernizacji, *Materiały Budowlane* nr 8/2000, s. 80-82.
- [6] Hop T.: *Konstrukcje warstwowe*. Arkady Warszawa 1980.
- [7] Maszewski K.: Kształtowanie przegród pod względem cieplno-wilgotnościowym. *Murator* nr 71/1993; s. 32-36.

## **BIOHAZARD OF WARMING UP EXTERNAL WALL OF RESIDENTIAL BUILDINGS**

### **S u m m a r y**

External wall in residential building, apart from the structural function of separating human existence sphere, has a protective function towards the internal environment. In the contemporary, energy-saving building industry this particular function of a wall has become a very significant aspect. The cause of significant changes regarding the technology of wall manufacturing is the energy-saving aspect. However it should be remembered that the primary function of such structures should be the adjustment of geographical environment conditions to environmental needs, primarily the ones regarding the climate and health aspects of a human being. The up growth of biological corrosion is significant hazards for the environment conditions in the residential buildings. In recent years, the energy saving requirement has caused that many existing residential buildings undergo thermal modernization achieved through of their external walls. Follow-up studies of modernized buildings indicate that the construction technologies used for this purpose are more vulnerable to the development of microbial corrosion as compared to the so-called traditional construction technologies. The aim of the thesis is to raise the issue of a significantly higher spectrum of biohazards in these solutions. This phenomenon is extremely unfavorable, not only in respect to the durability of the material building structure and aesthetic values of such architecture. The extent of such hazards in the context of health-oriented prophylaxis and the progress of medical knowledge on the impact of microbiological agents of the internal environment of living quarters on human health is of particular importance. Initially, the technologies used for external wall insulation in the so-called two-layer wall system were allowed only in existing buildings modernization. Presently, such technologies are commonly used also for newly designed residential buildings. The rise of biohazards in modernized buildings emerging soon after insulation necessitates the analysis of the reasons underlying this phenomenon. It is vital to set up the requirements for building technologies used in the construction of energy-saving external walls to protect the environment of existing living quarters against the emergence of biohazards.

**Keywords:** microbiology corrosion, building construction, internal environment, sanitary condition

*Przesłano do redakcji: 16.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Grzegorz GÓRNIK<sup>1</sup>

## WYZNACZENIE MODALNEJ ODPOWIEDZI KONSTRUKCJI NA WSTRZĄSY Z UWZGLĘDNIENIEM KIERUNKÓW ICH DZIAŁANIA

W referacie przedstawiono sposoby uwzględniania odpowiedzi modalnej konstrukcji na działanie wstrząsów sejsmicznych posługując się spektralną analizą modalną. Omówiono metodę spektrum odpowiedzi uwzględniając najważniejsze zalecenia dotyczące jej stosowania. Opisano najczęściej stosowaną metodę sumowania odpowiedzi modalnej – CQC oraz jej modyfikacje – metody CQC3 i GCQC3, które pozwalają uwzględnić kierunki działania wstrząsu. Odniesiono się również do przepisów zawartych w normie Eurocode 8 dotyczących wytycznych sumowania odpowiedzi z różnych kierunków. Na przykładach numerycznych dokonano porównania zaprezentowanych metod z użyciem spektralnej analizy modalnej oraz obliczono odpowiedź wybranych sił przekrojowych.

**Słowa kluczowe:** analiza sejsmiczna, spektralna analiza modalna, kombinacje kwadratowe, wstrząsy wielokierunkowe, korelacja międzymodalna

### 1. Wstęp

Metoda spektrum odpowiedzi jest szeroko znana w literaturze dotyczącej działu budownictwa jakim jest inżynieria sejsmiczna. Stosuje się ją do wyznaczenia odpowiedzi budowli na drgania podłoża różnego pochodzenia – naturalnego, spowodowanego ruchem skorupy ziemskiej (drgania sejsmiczne) oraz spowodowanego działalnością człowieka (drgania parasejsmiczne). W metodzie tej stosowane jest wiele zagadnień z zakresu dynamiki budowli i stochastycznej teorii drgań, które mogą mieć ogromny wpływ na uzyskane wyniki obliczeń. W pracy omówiono ortogonalność działania kierunków wymuszenia oraz działanie wstrząsów pod różnym kątem w stosunku do usytuowania budowli.

Celem artykułu jest szczegółowe przedstawienie metod sumowania wpływów pomiędzy różnymi kierunkami wstrząsu. Na przykładzie dwóch konstrukcji stalowych wskazano różnice jakie można otrzymać w wartościach sił wewnętrznych stosując różne algorytmy superponowania odpowiedzi.

---

<sup>1</sup> Grzegorz Górnik, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, gornik.grzegorz@gmail.com

## 2. Metoda spektrum odpowiedzi i analiza dynamiczna

Badając wpływ ruchów podłoża typu sejsmicznego lub parasejsmicznego na konstrukcję możemy posłużyć się wieloma metodami – siły poziomej, metodą spektrum odpowiedzi, oraz analizą czasową [15]. Metoda siły poziomej jest metodą, która posiada wiele ograniczeń, w głównej mierze nadaje się do zastosowania dla budynków o regularnym kształcie, analizuje się w niej tylko jedną, dominującą formę drgań własnych (brak kombinacji kwadratowych). Warunkiem jej stosowania jest normowe [3] ograniczenie odstępu kolejnych okresów drgań własnych konstrukcji.

W wyniku użycia tej metody możemy się spodziewać wyników z oszacowaniem od góry – przewymiarowanych. Kolejną poważną wadą metody jest konieczność analizy kilku kierunków wstrząsu w celu zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji, co sprowadza analizę do żmudnych i czasochłonnych obliczeń. Jest to metoda bardzo ogólna i nie będziemy się nią tutaj zajmować.

Metoda spektrum odpowiedzi wydaje się być odpowiednim podejściem, szczególnie z uwagi na możliwość użycia zaawansowanych programów obliczeniowych. Zaletą tego podejścia jest również możliwość utworzenia indywidualnego spektrum obliczeniowego posługując się posiadanymi danymi z akcelerogramów dla danego regionu [1].

## 3. Sposoby sumowania odpowiedzi modalnej – kombinacje kwadratowe

W większości przypadków główna odpowiedź konstrukcji może być wyznaczona przy uwzględnieniu kilku pierwszych postaci drgań własnych konstrukcji (giętnych i/lub skrętnych), pomijając te o wysokiej częstotliwości.

Istnieje wiele metod sumowania odpowiedzi modalnej konstrukcji o  $n$  postaciach drgań własnych. Jedne z nich uwzględniają tylko główną postać drgań i na jej podstawie obliczają odpowiedź budynku, przez co zadanie obliczeniowe jest prostsze i mniej obciążające lecz może być mniej dokładne. Norma [3] postuluje, że jeśli okresy własne są odpowiednio od siebie oddalone co jest przedstawione przez nierówność (1),

$$T_{i+1} \leq 0,9T_i \quad (1)$$

to wszystkie odpowiedzi modalne mogą być traktowane niezależnie a do wyznaczenia całkowitej odpowiedzi, możemy użyć metody SRSS (Square Root of Sum of Squares) opisanej w [15,16].

W przeciwnym razie zaleca się użycie innych procedur sumowania, ze wskazaniem na metodę QCQ.



**Metoda Der Kiureghiana (CQC - Complete Quadratic Combination) [2]**

Wzory sumowania wyglądają następująco:

$$R_{CQC,max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_i \cdot P_{ij} \cdot r_j} \quad (2)$$

$$P_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} \cdot (\xi_i + r \xi_j) a^{1,5}}{(1-a^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j a (1+a^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) a^2} \quad (3)$$

gdzie:  $a = \min\left(\frac{T_i}{T_j}, \frac{T_j}{T_i}\right) \leq 1,0$

$R_{max}$  – maksymalna oszacowana odpowiedź wybranej wielkości F

$r_i, r_j$  – maksymalna odpowiedź wielkości r dla i-tej i j-tej częstotliwości drgań,

n – liczba rozpatrywanych częstości

$P_{ij}$  – macierz współczynników korelacji międzymodalnej

$\xi_i, \xi_j$  – współczynnik tłumienia krytycznego dla i-tej i j-tej częstotliwości drgań

Gdy przyjęta jest jedna wartość tłumienia  $\xi_i = \xi_j = \xi$  to macierz współczynników korelacji międzymodalnej upraszcza się do postaci:

$$P_{ij} = \frac{8 \xi^2 \cdot (1+a) a^{1,5}}{(1-a^2)^2 + 4 \xi^2 a (1+a)^2} \quad (4)$$

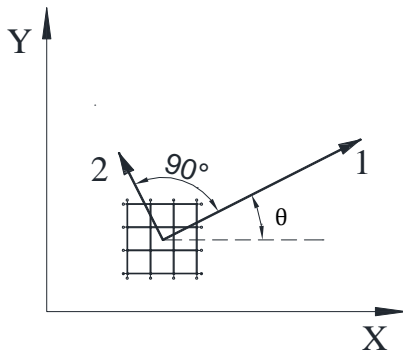
Powszechnie wyznacza się tyle postaci drgań własnych aby relatywny udział drgającej masy konstrukcji przekroczył 90% w każdym kierunku drgań. Co więcej wszystkie postacie modalne, w których drga co najmniej 5% całkowitej masy konstrukcji powinny być również uwzględnione.

**4. Efekty ortogonalne i wielokierunkowe działanie wstrząsów****4.1. Wstęp**

Projektując konstrukcję odporną na oddziaływania sejsmiczne powinno się przewidzieć wszystkie kierunki działania trzęsienia. Dla konstrukcji o nieregularnych kształtach lub zakrzywionych w planie wyznaczenie kierunku trzęsienia, które spowoduje największe wyężenie w danym elemencie czy punkcie konstrukcji nie jest oczywiste. Racjonalne jest założenie, że podczas wstrząsu dominuje jeden kierunek główny, który jednak dla większości wstrząsów nie jest znany i jest trudny do określenia. Powoduje to konieczność zaprojektowania

konstrukcji odpornej na trzęsienie z każdego możliwego do wystąpienia kierunku. Należy również uwzględnić jednoczesne wystąpienie ruchów podłoża w kierunku prostopadłym do kierunku wiodącego [17].

Bazując na tych założeniach, konstrukcja powinna być odporna na ruchy podłoża w kierunku głównym 1 działającym pod dowolnym kątem  $\theta$  do głównych osi konstrukcji oraz działającym w tym samym czasie kierunku 2 prostopadłym do 1. Sytuację tą, wraz z naniesionym konturem budynku obrazuje rys. 1.



Rys. 1. Działanie trzęsienia ziemi w dwóch prostopadłych kierunkach pod kątem  $\theta$  do osi konstrukcji; 1 – kierunek główny, 2 – kierunek towarzyszący wg [17]

Fig. 1. Earthquake movements in two perpendicular directions at an angle  $\theta$  to the axis of the structure; 1 – main direction, 2 – associate direction, based on [17]

Zakładając, że magnituda  $S_2$  trzęsienia prostopadłego do wstrząsu głównego  $S_1$  jest jego częścią możemy zapisać:

$$S_2 = \gamma_2 S_1 \text{ oraz } \gamma \in (0;1) \quad (5)$$

Bazując na tym założeniu Menun i Der Kiureghian [10] zaprezentowali kombinację CQC3, która uwzględnia zmienność działania trzęsienia w planie.

#### 4.2. Metoda CQC3 (Complete Quadratic Combination for 3 directions)

Podstawowe równania sumowania:

$$R_{3D,max} = \sqrt{\left[ r_x^2 + (\gamma_2 r_y)^2 \right] \cos^2 \theta + \left[ r_y^2 + (\gamma_2 r_x)^2 \right] \sin^2 \theta + 2(1-\gamma_2^2) r_{xy} \sin \theta \cos \theta + r_z^2} \quad (6)$$

gdzie:  $r_x^2 = \sum_n \sum_m r_{xn} P_{ij} r_{ym}$  ,  
 $r_y^2 = \sum_n \sum_m r_{yn} P_{ij} r_{ym}$  ,  
 $r_{xy} = \sum_n \sum_m r_{xn} P_{ij} r_{ym}$  ,  
 $r_z^2 = \sum_n \sum_m r_{zn} P_{ij} r_{zm}$  ,

$$(7)$$

$r_{xn}$  – modalna odpowiedź w kierunku X dla postaci i (j)

$r_{yn}$  – modalna odpowiedź w kierunku Y dla postaci i (j)

$r_{zn}$  – modalna odpowiedź w kierunku pionowym dla postaci i (j)

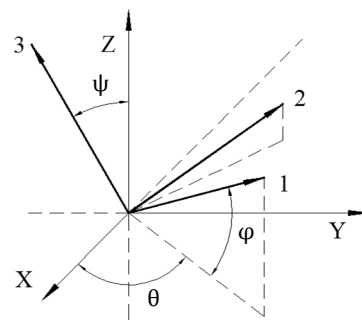
Dla  $\gamma_2=1$  maksymalna odpowiedź wybranej wielkości R nie zależy od kąta  $\theta$  a równanie przyjmuje postać:

$$R_{\max}=R_{\text{SRSS}^*}=\sqrt{r_x^2+r_y^2+r_z^2} \quad (8)$$

Wskazuje to na zaprojektowanie elementów konstrukcji, które są odporne na wstrząs ze wszystkich możliwych kierunków. Jest to oczywiste przewymiarowanie gdyż kierunki składowych jednego wstrząsu równe między sobą co do wartości magnitudy nigdy nie zostały zarejestrowane. Należy zwrócić uwagę, że w literaturze redukcja kombinacji CQC3 do wzoru (8) jest często nazywana kombinacją SRSS (Square Root of Sum of Squares), co jest mylące, jakkolwiek maksymalna odpowiedź jest pierwiastkiem z sumy kwadratów. Odpowiedzi w trzech niezależnych kierunkach są już wyznaczone jako superpozycja odpowiedzi modalnych za pomocą wybranej kombinacji kwadratowej (np. SRSS lub CQC). Dla podkreślenia tego faktu przy wyznaczaniu odpowiedzi dla trzech prostopadłych kierunków sumowanie według wzoru (8) oznaczono jako SRSS\*. Kąt  $\theta$  powodujący maksymalną odpowiedź wynosi:

$$\theta_{\text{cr}}=\frac{1}{2}\tan^{-1}\left[\frac{2r_{xy}}{r_x^2-r_y^2}\right] \quad (9)$$

W pracy [8] zaprezentowano metodę GCQC3, która uwzględnia działanie wszystkich trzech komponentów trzęsienia pod różnymi kątami do ortogonalnych osi konstrukcji X, Y oraz Z (rys. 2).



Rys. 2. Główne kierunki wstrząsu działającego pod różnymi kątami wg [8]

Fig. 2. Principal directions of the earthquake at various angles, based on [8]

### 4.3. Metoda GCQC3 (General Complete Quadratic Combination for 3 directions)

Podstawowe równanie sumowania :

$$R_{cr}(\theta, \varphi, \psi) = \sqrt{\sum_{k=1}^3 \gamma_k^2 u_k^T R u_k} \quad (10)$$

Gdzie  $u_1, u_2, u_3$  to wektory jednostkowe odpowiadające kierunkom 1, 2 i 3 zgodnie ze wzorami poniżej:

$$u_1 = \begin{bmatrix} \cos\theta \cos\varphi \\ \sin\theta \cos\varphi \\ \sin\varphi \end{bmatrix}$$

$$u_2 = \begin{bmatrix} -\sin\theta \sec\varphi \cos\psi - \Delta \cos\theta \sin\varphi \\ \cos\theta \sec\varphi \cos\psi - \Delta \sin\theta \sin\varphi \\ \Delta \cos\varphi \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$u_3 = \begin{bmatrix} -\cos\theta \tan\varphi \cos\psi + \Delta \sin\theta \\ -\sin\theta \tan\varphi \cos\psi - \Delta \cos\theta \\ \cos\psi \end{bmatrix}$$

$$\Delta = \pm \cos\psi \sqrt{\tan^2 \psi - \tan^2 \varphi} \quad (12)$$

R jest macierzą odpowiedzi definiowaną jako:

$$R = \begin{bmatrix} r_{xx} & r_{xy} & r_{xz} \\ r_{yx} & r_{yy} & r_{yz} \\ r_{zx} & r_{zy} & r_{zz} \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$r_{pq} = \sum_n \sum_m r_{pn} P_{ij} r_{qm} \quad (14)$$

gdzie: (p=X, Y lub Z); (q=X, Y lub Z)

Elementy na przekątnej macierzy  $r_{xx}=r_x^2$ ,  $r_{yy}=r_y^2$  i  $r_{zz}=r_z^2$  są kwadratami maksymalnej odpowiedzi gdy komponent 1 trzęsienia działa wzdłuż osi X, Y lub Z.

Dla każdego zestawu kątów  $(\theta, \varphi, \psi)$  istnieją dwa zestawy wektorów jednostkowych  $u_1, u_2, u_3$  ze względu na znak równania (12). Oba rozwiązania muszą zostać rozważone przy wyznaczaniu odpowiedzi R, a poszukiwaną odpowiedzią jest największe z nich. W przypadku gdy komponenty 1, 2, 3 danego trzęsienia działa-

ją odpowiednio wzdłuż osi X, Y, Z otrzymujemy  $\theta=\varphi=\psi=0^\circ$  a wektory jednostkowe przyjmują postać  $u_1=\text{col}[1,0,0]$ ,  $u_2=\text{col}[0,1,0]$ ,  $u_3=\text{col}[0,0,1]$ .

Po podstawieniu do równania (10) otrzymujemy szczególny przypadek w metodzie GCQC3, który jest odmianą sumowania SRSS\*.

$$R_{cr}(\theta=\varphi=\psi=0^\circ) = \sqrt{r_x^2 + (\gamma_2 r_y)^2 + (\gamma_3 r_z)^2} = R_{SRSS^*} \quad (15)$$

Liczba  $\alpha_{nm}$  jest współczynnikiem korelacji odpowiedzi w kierunku n oraz m i jest określona równaniem (16). Pokazuje ona wrażliwość na odchylenie kierunku działania trzęsienia od osi X, Y lub Z.

$$\alpha_{pq} = \frac{r_{pq}}{r_p \cdot r_q} \quad (16)$$

Kąt  $\psi_{cr}$  odchylenia komponentu pionowego dający maksymalną odpowiedź jest określony podobnie jak w metodzie CQC3.

$$\psi_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[ \frac{2r_{xz}}{r_x^2 - r_z^2} \right] \quad (17)$$

Odpowiedź krytyczna  $R_{cr}$  jest największą spośród wyznaczonych wartości R, dla wszystkich możliwych kątów działania wstrząsu, uwzględniając dwie wartości  $\Delta$ . W pracach [8,9] na podstawie analizy 97 trzęsień ziemi określono zakres zmienności kąta  $\psi$  dla rzeczywistych wstrząsów. Norma [3] podaje natomiast wzory, które nie uwzględniają zmienności kątowej poszczególnych składowych trzęsienia i mogą być stosowane do sumowania wpływów pomiędzy kierunkami.

$$\begin{cases} E_{dx} + 0,30E_{dy} + 0,30E_{dz} \\ 0,30E_{dx} + E_{dy} + 0,30E_{dz} \\ 0,30E_{dx} + 0,30E_{dy} + E_{dz} \end{cases} \quad (18)$$

gdzie:  $E_{dx}$ ,  $E_{dy}$ ,  $E_{dz}$  – odpowiedź sejsmiczna odpowiednio wzdłuż osi X, Y, Z konstrukcji (znak + wg normy oznacza skombinowanie odpowiedzi w poszczególnych kierunkach).

Są one oparte na propozycji Newmarka, gdzie ogólna zasada uwzględnienia różnych kierunków wymuszenia jest przedstawiona jako:

$$\pm R_{\max} = \begin{cases} \pm F_1 \pm \alpha F_2 \pm \beta F_3 \\ \pm \alpha F_1 \pm F_2 \pm \beta F_3 \\ \pm \alpha F_1 \pm \beta F_2 \pm F_3 \end{cases} \quad (19)$$

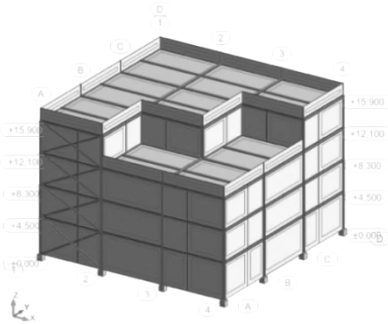
gdzie:  $F_1, F_2, F_3$  – odpowiedź sejsmiczna w trzech analizowanych kierunkach.

W większości norm i przepisów [3,14]  $\alpha=\beta = \begin{cases} 0,3 \\ 0,4 \end{cases}$ , co oznacza, że brane jest pod uwagę 30% lub 40% odpowiedzi w towarzyszących kierunkach prostopadłych.

## 5. Przykłady obliczeniowe

### 5.1. Wyznaczenie odpowiedzi za pomocą metody normowej wg [1]

Na przykładzie stalowego budynku o konstrukcji ramowej, pokazanego na rys. 3 i rys. 4 dokonano porównania przedstawionych algorytmów a wyniki przedstawiono poniżej. Ramy budynku w kierunku Y o węzłach sztywnych, w kierunku X o węzłach przegubowych. Słupy utwierdzone w fundamencie. Stężenia występują tylko na kierunku X w skrajnych ramach w osi A oraz D. Elementy ze stali klasy S355. W analizie modalnej wyznaczono 85 postaci drgań własnych. Procent udziału mas w obu kierunkach przekroczył 90% i wyniósł dla kierunku X 94,43% i dla kierunku Y 97,93%. Użyto konwersji obciążeń stałych. W analizie spektralnej zastosowano obliczeniowe spektrum odpowiedzi typu II dla gruntu klasy D wg [3,5]. Wymuszenie kinematyczne działa w kierunkach X, Y oraz Z. Zgodnie z EC8 pomiędzy kierunkami użyto kombinacji Newmarka ze współczynnikiem 0,30. Dla każdego kierunku z osobną odpowiedzią modalną sumowano kombinacją kwadratową typu CQC (rys. 5).



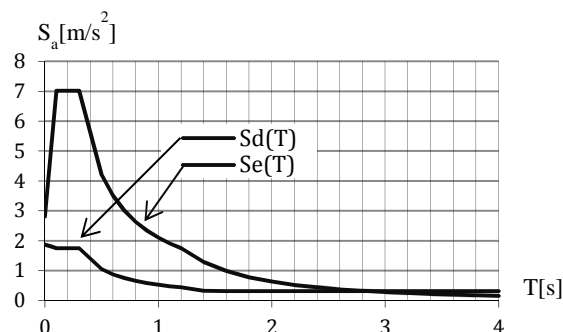
Rys. 3. Widok przestrzenny analizowanej konstrukcji

Fig. 3. Spatial view of analyzed structure



Rys. 4. Rama w osi 2 wraz z oznaczeniem przekrojów prętów i podstawowymi wymiarami

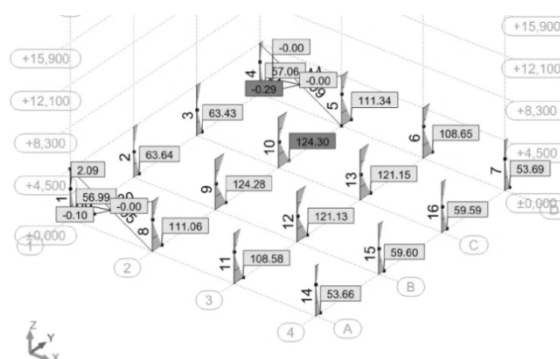
Fig. 4. Frame in axis 2 with dimensions and sections



Rys. 5. Wykresy sprężystego i obliczeniowego spektrum odpowiedzi dla przyjętego typu gruntu

Fig. 5. Diagrams of elastic and design spectra for the selected type of ground

Poniżej przedstawiono wykresy momentów w słupach parteru dla kombinacji  $Y+0.3X-0.3Z$  (rys. 6).



Rys. 6. Wykresy momentów zginających słupy parteru gdy główny komponent wstrząsu działa w kierunku Y (kombinacja  $Y+0.3X-0.3Z$ )

Fig. 6. Bending moments in columns (level 0) with the principal magnitude in Y direction (kombinacja  $Y+0.3X-0.3Z$ )

Do dalszej analizy wybrano pręt nr 10 i przedstawiono zestawienie sił w węzle podporowym w zależności od ortogonalnego kierunku działania trzęsienia (tab. 1). Ponieważ nie ma jasno określonych zasad sumowania odpowiedzi od wszystkich wpływów w tabeli 2 zestawiono wszystkie 24 permutacje kombinacji Newmarka zgodnie ze wzorem (19). Maksymalne wartości wyniosły  $\pm 201,83$  kN dla siły osiowej i  $\pm 128,71$  kNm dla momentu podporowego  $M_y$ .

Tabela. 1. Wybrane siły w węźle podporowym słupa nr 10

Table. 1. Selected internal forces in the supporting node of column no. 10

Kierunek trzęsienia	N [kN]	My [kNm]
X	13,64	7,33
Y	16,41	125,82
Z	192,81	2,29

Tabela. 2. Wszystkie możliwe permutacje kombinacji Newmarka dla słupa nr 10

Table. 2. All possible permutations of Newmark combination for column 10

Permutacja	N [kN]	My [kNm]	
1	X+0,3Y+0,3Z	76,41	45,76
2	X+0,3Y-0,3Z	-39,28	44,39
3	X-0,3Y+0,3Z	66,56	-29,73
4	X-0,3Y-0,3Z	-49,13	-31,10
5	-X+0,3Y+0,3Z	49,13	31,10
6	-X+0,3Y-0,3Z	-66,56	29,73
7	-X-0,3Y+0,3Z	39,28	-44,39
8	-X-0,3Y-0,3Z	-76,41	-76,41
9	<b>Y+0,3Y+0,3X</b>	78,35	<b>128,71</b>
10	<b>Y+0,3Z-0,3X</b>	70,16	<b>124,31</b>
11	Y-0,3Z+0,3X	-37,34	127,33
12	Y-0,3Z-0,3X	-45,53	122,93
13	-Y+0,3Z+0,3X	45,53	-122,93
14	-Y+0,3Z-0,3X	37,34	-127,33
15	-Y-0,3Z+0,3X	-70,16	-124,31
16	<b>-Y-0,3Z-0,3X</b>	-78,35	<b>-128,71</b>
17	<b>Z+0,3X+0,3Y</b>	<b>201,83</b>	42,24
18	Z+0,3X-0,3Y	191,98	-33,26
19	Z-0,3X+0,3Y	193,64	37,84
20	Z-0,3X-0,3Y	183,80	-37,66
21	-Z+0,3X+0,3Y	-183,80	37,66
22	-Z+0,3X-0,3Y	-193,64	-37,84
23	-Z-0,3X+0,3Y	-191,98	33,26
24	<b>-Z-0,3X-0,3Y</b>	<b>-201,83</b>	<b>-42,24</b>
	<b>Ekstrema</b>	<b>±201,8</b>	<b>±128,71</b>

Wartości te powinny zostać użyte przy sprawdzeniu warunku nośności w 4 sejsmicznych przypadkach kombinacyjnych przy innych oddziaływaniach (ciężar stały, obciążenia zmienne).

$$\begin{array}{ll}
 M_{y,\max}^{\text{sei}} + N_{\min}^{\text{sei}} & M_{y,\min}^{\text{sei}} + N_{\min}^{\text{sei}} \\
 M_{y,\max}^{\text{sei}} + N_{\max}^{\text{sei}} & M_{y,\min}^{\text{sei}} + N_{\max}^{\text{sei}}
 \end{array}$$



Korzystając ze wzoru na pierwiastek z sumy kwadratów dla analizowanych sił otrzymujemy:

$$R_N = R_{SRSS}^* = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_z^2} = 193,98 \text{ kN}$$

$$R_M = R_{SRSS}^* = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_z^2} = 126,05 \text{ kNm}$$

które to wartości są mniejsze niż przy wykorzystaniu metody normowej o 4,0% i 2,1% odpowiednio dla siły osiowej i momentu zginającego.

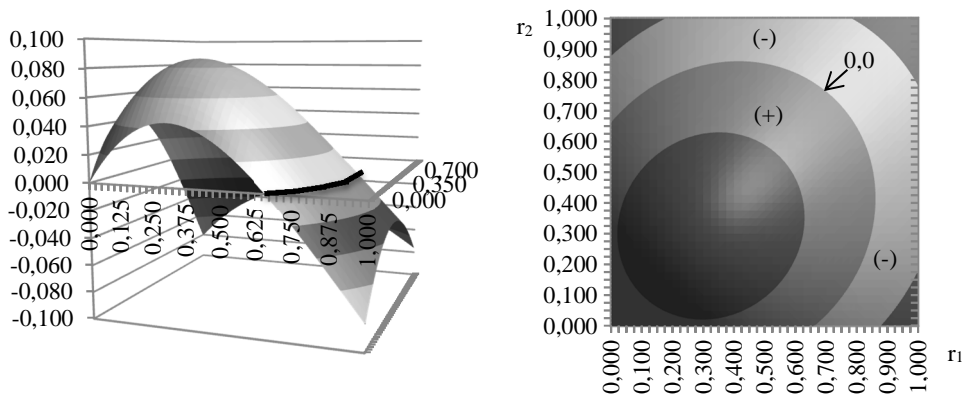
W celu zweryfikowania czy kombinacja sugerowana przez normę [3] jest zawsze konserwatywna w stosunku do metody pierwiastka z sumy kwadratów przekształcono wzory (8) i (18) do postaci

$$r_{\max} = \sqrt{1,0 + r_1^2 + r_2^2} \quad (20)$$

$$r_{\max} = 1,0 + 0,3r_1 + 0,3r_2 \quad (21)$$

gdzie  $r_{\max} = \frac{R}{r_x}$ ,  $r_1 = \frac{r_y}{r_x}$ ,  $r_2 = \frac{r_z}{r_x}$  są znormalizowanymi odpowiedziami dla każdego z kierunków. Porównania dokonano za pomocą funkcji określonej równaniem (22) a wykres pokazano na rys. 7.

$$f(r_1, r_2) = \frac{1,0 + 0,3r_1 + 0,3r_2}{\sqrt{1,0 + r_1^2 + r_2^2}} - 1 \quad (22)$$



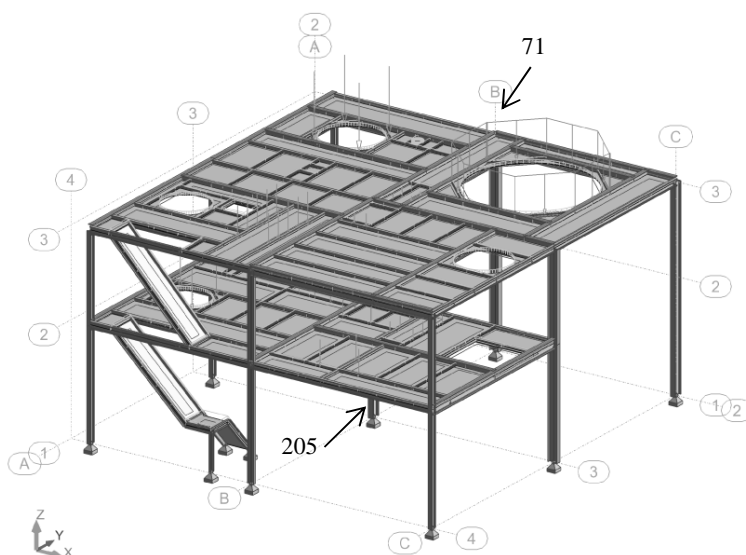
Rys. 7. Porównanie metody Newmarka z 30% udziałem kierunków towarzyszących z klasyczną metodą SRSS\*

Fig. 7. Comparison of the Newmark method (100-30-30) with SRSS\* method

Strzałką wskazano linię o wartości 0,00 odgraniczającą obszar dla którego odpowiedź elementu wyznaczona za pomocą sumowania SRSS\* (wzór 8) jest mniejsza niż ta wyznaczona za pomocą wzoru normowego. Wahania mają się w zakresie  $\pm 8,3\%$ . Prawdopodobieństwo niedoszacowania odpowiedzi jest bardzo duże i wynosi około 43%, co równa się powierzchni obszaru ujemnego. Podobne postępowanie przeprowadzono w pracy [7].

## 5.2. Wyznaczenie odpowiedzi za pomocą metody GCQC3

W metodzie GCQC3 obliczono wartość momentu  $M_y$  w węźle 71 oraz siły osiowej w węźle 205 konstrukcji przedstawionej na rys. 8. Jest to konstrukcja wsporcza suszarni rozpyłowej znajdująca się w istniejącej hali. Uwzględniono zależności trzech komponentów trzęsienia i kątów jakie mogą tworzyć z głównymi osiami konstrukcji. Wykonano analizę modalną z konwersją obciążeń stałych oraz analizę spektralną używając obliczeniowego spektrum odpowiedzi jak na rys. 5.



Rys. 8. Model konstrukcji wsporczej ze wskazaniem analizowanych węzłów

Fig. 8. Model of support structure with indication of analyzed nodes

W celu wyznaczenia składników macierzy ze wzoru (13) wykonano obliczenia jej składników zgodnie ze wzorami metody CQC. Poniżej przedstawiono obliczenia tylko dla składnika  $r_{zz}$ .

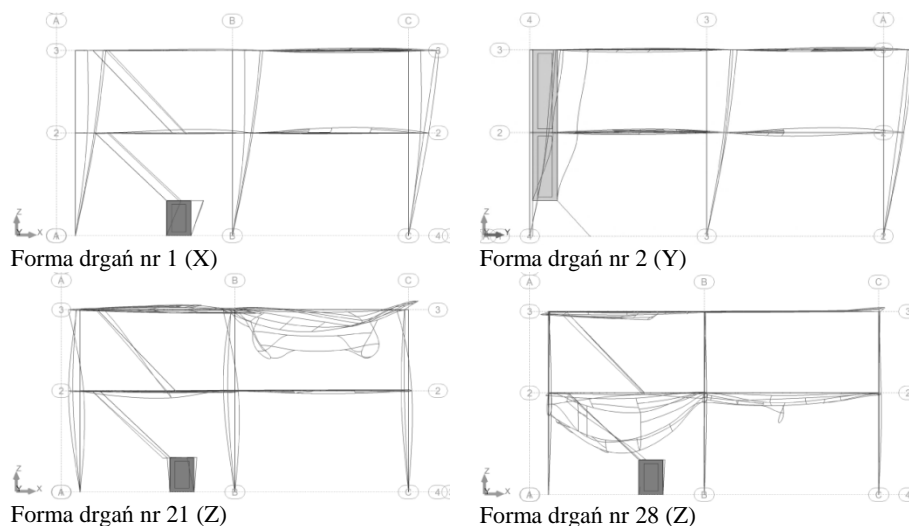
Analizowano 50 częstotliwości drgań własnych i wybrano te, które niosą największą masę w poszczególnych kierunkach. Wyniki zestawiono w tabeli 3.

Tabela. 3. Wybrane siły w węźle podporowym nr 205

Table. 3. Selected forces in supporting node no. 205

Forma drgań	Kierunek drgań	Okres T[s]	Wybrana wielkość statyczna: $N_i^{205}$ [kN]
1	X	1,78	0,02
2	Y	1,49	0,02
21	Z	0,20	3,58
28	Z	0,16	3,63
33	Z	0,15	2,22

Na rys. 9 przedstawiono kształt drgań dla formy 1, 2, 21 i 28.



Rys. 9. Formy drgań własnych analizowanej konstrukcji

Fig. 9. Natural vibration forms of the analyzed structure

Poniżej przedstawiono macierz A współczynnika  $a = \min\left(\frac{T_i}{T_j}, \frac{T_j}{T_i}\right)$ , macierz korelacji międzymodalnej  $P_{ij}$  oraz macierz reakcji  $R_{z,CQC}$  siły osiowej w środkowym słupie. Analizując 5 wiodących form drgań mają one wymiar  $5 \times 5$ .

$$A = \begin{bmatrix} 1,00 & 0,84 & 0,11 & 0,09 & 0,08 \\ 0,84 & 1,00 & 0,13 & 0,11 & 0,10 \\ 0,11 & 0,13 & 1,00 & 0,80 & 0,75 \\ 0,09 & 0,11 & 0,80 & 1,00 & 0,94 \\ 0,08 & 0,10 & 0,75 & 0,94 & 1,00 \end{bmatrix}, \quad P_{ij} = \begin{bmatrix} 1,00 & 0,24 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,24 & 1,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1,00 & 0,17 & 0,11 \\ 0,00 & 0,00 & 0,17 & 1,00 & 0,71 \\ 0,00 & 0,00 & 0,11 & 0,71 & 1,00 \end{bmatrix}$$

$$R_{z,CQC} = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 12,82 & 2,15 & 0,84 \\ 0,00 & 0,00 & 2,15 & 13,18 & 5,69 \\ 0,00 & 0,00 & 0,84 & 5,69 & 4,93 \end{bmatrix}$$

Maksymalna siła osiowa w węźle 205 jest określona ze wzoru (2) i jest jednocześnie pierwiastkiem składnika  $r_{zz}$ :

$$N_{\max} = R_{CQC, \max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n N_i \cdot P_{ij} \cdot N_j} = 6,95 \text{ kN} = r_z \rightarrow r_{zz} = r_z^2 = 48,28$$

Podobnie obliczono kolejne składniki a macierz odpowiedzi określona równaniem (13) wgląda następująco:

$$R = \begin{bmatrix} r_{xx} & r_{xy} & r_{xz} \\ r_{yx} & r_{yy} & r_{yz} \\ r_{zx} & r_{zy} & r_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20,52 & -2,80 & 0,25 \\ -2,80 & 5,90 & -1,33 \\ 0,25 & -1,33 & 48,28 \end{bmatrix}$$

Zgodnie z wytycznymi [3] przyjęto  $\gamma_2 = \gamma_3 = 0,30$ . Wybrane obliczenia przedstawiono dla następujących kątów  $\theta = 0^\circ$ ,  $\varphi = 10^\circ$ ,  $\psi = 20^\circ$ . Współczynnik  $\Delta$  przyjmuje dwie wartości jak poniżej:

$$\Delta = \pm \cos \psi \sqrt{\tan^2 \psi - \tan^2 \varphi} = \pm 0,30$$

Otrzymujemy dwa zestawy wektorów jednostkowych dla tych wartości:

$$\begin{aligned} u_1 &= \begin{bmatrix} 0,85 \\ 0,49 \\ 0,17 \end{bmatrix} & u_1 &= \begin{bmatrix} 0,85 \\ 0,49 \\ 0,17 \end{bmatrix} \\ u_2 &= \begin{bmatrix} -0,52 \\ 1,00 \\ 0,00 \end{bmatrix} & \text{oraz} & u_2 = \begin{bmatrix} -0,43 \\ 0,85 \\ -0,29 \end{bmatrix} \\ u_3 &= \begin{bmatrix} 0,01 \\ -0,34 \\ 0,94 \end{bmatrix} & & u_3 = \begin{bmatrix} -0,29 \\ 0,18 \\ 0,94 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

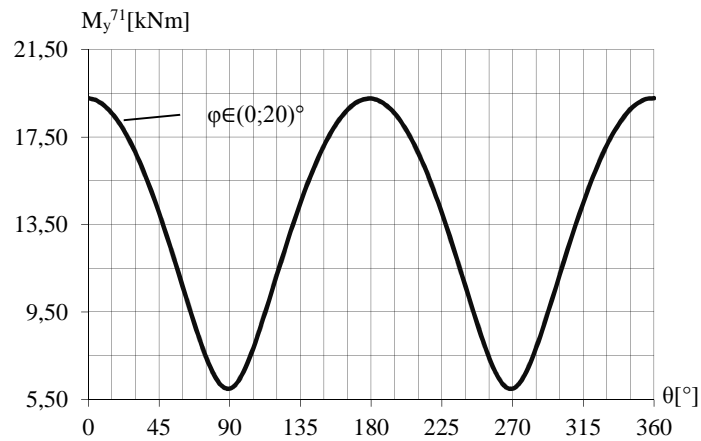
Maksymalna reakcja uwzględniająca kąty poszczególnych składowych trzęsienia zgodnie ze wzorem (10) wynosi:

$$R(+\Delta) = \sqrt{\sum_{k=1}^3 \gamma_k^2 u_k^T R u_k} = 7,80 \quad \text{oraz} \quad R(-\Delta) = \sqrt{\sum_{k=1}^3 \gamma_k^2 u_k^T R u_k} = 7,81$$

Poszukiwaną wartością jest zawsze większa z wyliczonych liczb, w naszym przypadku:

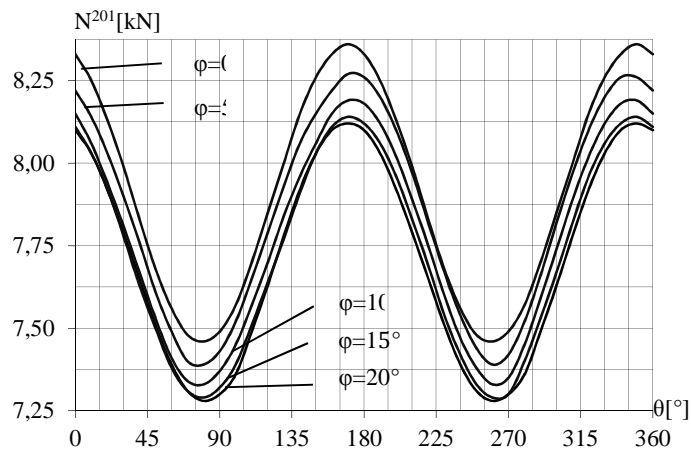
$$R_{\max} = \max[R(+\Delta), R(-\Delta)] = 7,81 \text{ kN}$$

Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla różnej konfiguracji kątów, z założeniem że  $\theta \in (0; 360)^\circ$ ,  $\varphi \in (0, 20)^\circ$ ,  $\psi = 20^\circ$  a wyniki przedstawiono poniżej dla analizowanej siły osiowej i momentu zginającego (rys. 10-11, tab. 4-5).



Rys. 10. Maksymalna wartości momentu zginającego (węzeł 71) w funkcji kąta  $\theta$  oraz  $\varphi$  ( $\psi = 20^\circ$ )

Fig. 10. Maximum value of bending moment (node 71) in relation to  $\theta$  and  $\varphi$  angles ( $\psi = 20^\circ$ )



Rys. 11. Maksymalna wartości siły osiowej (węzeł 205) w funkcji kąta  $\theta$  oraz  $\varphi$  ( $\psi = 20^\circ$ )

Fig. 11. Maximum value of axial force (node 205) in relation to  $\theta$  and  $\varphi$  angles ( $\psi = 20^\circ$ )

Tabela. 4. Wartości wybranych sił przekrojowych w zależności od kierunku wstrząsu

Table. 4. Values of selected internal forces with respect to direction of the earthquake

	$r_x$	$r_y$	$r_z$	$\alpha_{xy}$	$\alpha_{xz}$	$\theta_{cr}$	$\psi_{cr}$
N	4,53	2,44	6,95	-0,25	$7,94 \cdot 10^{-3}$	$-10,4^\circ$	$-0,5^\circ$
My	19,32	1,46	1,79	-0,28	$-5,78 \cdot 10^{-4}$	$-1,2^\circ$	$0,31^\circ$

Tabela. 5. Porównanie maksymalnych wartości odpowiedzi spektralnej

Table. 5. Comparison of the maximum values of spectral response

	$R_{cr}$	$R_{SRSS}$	$\frac{R_{SRSS}}{r_{i,max}}$	$\frac{R_{cr}}{r_{i,max}}$	$\frac{R_{cr}}{R_{SRSS}}$
N	8,36	7,12	1,02	1,20	1,17
My	19,34	19,33	1,00	1,00	1,00

## 6. Wnioski

Mając do wyboru różne rodzaje analiz sejsmicznych należy rozważyć wszystkie ich zalety i wady. Czas obliczeń, ich dokładność oraz możliwe do uzyskania wyniki mogą znacząco się różnić ze względu na indywidualną specyfikę zachowania każdej konstrukcji, wybór odpowiedniej kombinacji kwadratowej oraz metody uwzględnienia poszczególnych komponentów trzęsienia.

W referacie przedstawiono opis metod sumowania odpowiedzi modalnej, które wydają się być najbardziej uniwersalne. Niektóre z nich jeszcze nie zostały zaimplementowane do najbardziej popularnych programów obliczeniowych (GCQC3).

Na podstawie analiz przedstawionych w [8,9] można stwierdzić że wartości współczynników  $\alpha$  i  $\beta$  stosowane w kombinacji Newmarka pomiędzy kierunkami są praktycznie zawsze mniejsze niż to wynika z analiz różnych trzęsień. Co więcej porównując sposób Newmarka z klasyczną metodą SRSS\* możemy uzyskać wyniki różniące się o ok.  $\pm 8,3\%$  a prawdopodobieństwo niedoszacowania jest bardzo duże i wynosi ok. 43% (rys. 7). Pokazuje to jak ważny jest wybór metody sumowania pomiędzy kierunkami. Bezpiecznym wydaje się być podejście stosowane w normie amerykańskiej ASCE 4-98, gdzie współczynniki metody Newmarka wynoszą  $\alpha=\beta=0,4$ , błąd niedoszacowania odpowiedzi modalnej wynosi ok 1,0% a prawdopodobieństwo jego osiągnięcia wynosi ok. 0,18% [7]. W drugim przykładzie w celu uwzględnienia w analizie odchylenia poszczególnych składowych trzęsienia użyto metody GCQC3. W zależności od wybranej siły wewnętrznej całkowita odpowiedź sejsmiczna równała się odpowiedzi wyznaczonej metodą SRSS\* (moment My) lub była od niej o 17% większa (siła osiowa N). Wynika to bezpośrednio z wartości współczynnika korelacji  $\alpha_{pq}$  i odchylenia poszczególnych składowych wstrząsu. Największą wrażliwość na zmianę kąta zaobserwowano w obliczeniach odpowiedzi siły osiowej, gdzie

krytyczny kąt wynosił  $\theta_{cr} = -10,4^\circ$ . Na rys. 10 i 11 pokazano zależność maksymalnej odpowiedzi modalnej od kątów  $\theta$  i  $\varphi$  dla stałej wartości  $\psi = 20^\circ$ . Możemy zauważyć, że wartość momentu zginającego  $M_y$  zależy tylko od kąta  $\theta$  natomiast wartość siły osiowej w słupie jest bardziej wrażliwa na zmianę kierunków wstrząsu.

## Literatura

- [1] Czerwotka L., Tataro T.: Wzorcowe spektra odpowiedzi z wybranych obszarów GZW. Czasopismo Techniczne Politechniki Krakowskiej, z. 2-B/2007.
- [2] Der Kiureghian A.: On response of structures to stationary excitation. Report no. UCB/EERC-79/32. Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, California 1979.
- [3] EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for buildings.
- [4] EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges.
- [5] Eurocode 8: Seismic design of buildings. Worked examples. JRC Scientific and Technical Reports, 2012.
- [6] Gao X., Zhou X. Wang L.: Multi-Component Seismic Analysis for Irregular Structures. 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 2004.
- [7] Jinsuo N., Morante R. J.: Miranda M., Braverman J., On the Correct Application of the 100-40-40 Rule for Combining Responses due to Three Directions of Earthquake Loading. ASME PVP Conference, Bellevue, Washington, 2010.
- [8] Lopez O. A., Hernandez J. J.: Structural Design for Multicomponent Seismic Motion. 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 2004.
- [9] Lopez O. A. Hernandez J. J., Bonilla R., Fernandez A.: Propiedades de las tres componentes principales del movimiento sismico. Boletín Técnico IMME, 2004.
- [10] Menun C., Der Kiureghian A.: A Replacement for the 30% Rule for multicomponent excitation. Earthquake Spectra, vol. 13, nr 1, 1998.
- [11] Morante R.: Evaluation of Modal Combination Methods for Seismic Response Spectrum Analysis. 15th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Seoul (KR), 1999. BNL-NUREG-66410.
- [12] Nukala P. K.: Implementation of Modal Combination Rules for Response Spectrum Analysis. The University of California, National Technical Information Service, 1999, pp. 1-28.
- [13] Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych. Instrukcja ITB nr 391, Warszawa 2003.
- [14] Regulatory Guide 1.92, Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, 2006.
- [15] Tataro T.: Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej 2012.

- [16] Wdowicka E., Wdowicki J.: Algorytmy sumowania w metodzie spectrum odpowiedzi i ich wpływ na obliczoną odpowiedź budynku wysokiego. Jubileuszowe Sympozjum Dynamiki Konstrukcji, Rzeszów, 1999.
- [17] Wilson E.L.: Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures. Computers and Structures Inc., Berkeley, California 2002.

## **DESIGNATION OF STRUCTURE MODAL RESPONSE FOR EARTHQUAKE MOTIONS WITH CONSIDERATION OF THEIR DIRECTIONALITY**

### **S u m m a r y**

The paper presents calculation methods of modal response during the earthquake motions and some remarks of dynamic and spectral analysis. The most often methods used to combine effects of natural vibration modes and earthquake directions are considered. Authors presented well known Complete Quadratic Combination (CQC) and its newest modifications CQC3 for planar variability and General Complete Quadratic Combination (GCQC3) for spatial variability of earthquake directions. All calculation approaches are supported with two examples of steel frame structures submitted to earthquake effects according to Eurocode 8.

**Keywords:** seismic analysis, spectral analysis, quadratic combinations, multicomponent seismic motions, correlation of effects

*Przesłano do redakcji: 25.09.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Kinga BRÓZDA<sup>1</sup>  
 Jacek SELEJDAK<sup>2</sup>

## ANALIZA NOŚNOŚCI NA ZGINANIE BELKI ZBROJONEJ PRĘTAMI GFRP NA PODSTAWIE AMERYKAŃSKICH I WŁOSKICH ZALECEŃ PROJEKTOWYCH

W opracowaniu omówiono wybrane właściwości kompozytowych prętów FRP (Fiber Reinforced Polymer) stosowanych do zbrojenia zginanych belek betonowych. Przedstawiono korzyści wynikające z zastosowania tego typu prętów jako zbrojenia głównego zginanych elementów oraz zaprezentowano możliwości ich zastosowania. Przeanalizowano również dostępne zalecenia dotyczące projektowania elementów zbrojonych prętami FRP oraz założenia jakie należy uwzględnić podczas procedury obliczeniowej. Wymieniono możliwe do wystąpienia mechanizmy zniszczenia zginanych belek betonowych zbrojonych prętami FRP oraz podano ich ogólną charakterystykę. Analizie poddano również procedury do wymiarowania kompozytowego zbrojenia FRP w belkach zginanych wg zbiorów zaleceń amerykańskich ACI 440.1R-06, 2006 oraz włoskich CNR-DT 203/2006. Wykonano analizę obliczeniową na podstawie zaleceń zawartych w obu zagranicznych normach tj. ACI oraz CNR-DT. W wyniku danej analizy określono różnice w otrzymanych nośnościach na zginanie dla belki betonowej zbrojonej prętami wzmocnionymi włóknem szklanym GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers). Podczas obliczeń uwzględniono współczynnik redukujący nośność na zginanie, zależny od mechanizmu zniszczenia elementu. W oparciu o uzyskane wyniki wykazano, że dany współczynnik zapewnia bardzo duży zapas nośności. Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że różnica pomiędzy wynikami uzyskanymi w drodze obliczeń przy zastosowaniu się do obu zaleceń projektowych była nie większa niż 8%. Natomiast po uwzględnieniu współczynnika redukującego nośność zmniejszyła się o 35%, co w sumie zwiększyło różnicę do około 40%.

**Słowa kluczowe:** pręty GFRP, nośność na zginanie, belka swobodnie podparta, zbrojenie kompozytowe, zalecenia projektowe

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Kinga Brózda, Politechnika Częstochowa, Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa; tel. 34 3250 924; brozda.kinga@gmail.com

<sup>2</sup> Jacek Selejdak, Politechnika Częstochowa, Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa; tel. 34 3250 924; jaceksel@poczta.onet.pl

## 1. Wprowadzenie

Pierwsze zastosowanie zbrojenia kompozytowego FRP (Fiber Reinforced Polymer) w elemencie żelbetowym miało miejsce na początku lat 10. XX wieku. Od tamtej pory nastąpił intensywny rozkwit weryfikacji możliwości zastosowania tego typ prętów jako zbrojenia głównego w konstrukcjach betonowych [1].

Kompozytowe pręty FRP klasyfikowane są m.in. w zależności od surowca wykorzystanego podczas procesu produkcyjnego. Wyróżnia się pręty [4,5]: szklane GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers), węglowe CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers), aramidowe AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymers) oraz bazaltowe BFRP (Basalt Fibre Reinforced Polymer). Wybrane właściwości zbrojenia kompozytowego oraz wynikające z ich zastosowania korzyści przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka zbrojenia kompozytowego FRP oraz korzyści wynikające z ich zastosowania, na podstawie [5,6,7]

Table 1. Characteristics of FRP reinforcement and rewards of their use, based on [5,6,7]

Właściwość zbrojeniowych prętów kompozytowych	Korzyści
wysoka odporność na korozję	<ul style="list-style-type: none"> <li>– zwiększona trwałość oraz wydłużony cykl życia obiektu,</li> <li>– możliwość zmniejszenia otuliny zbrojenia kompozytowego,</li> <li>– brak konieczność wykonywania częstych konserwacji oraz napraw</li> </ul>
duża wytrzymałość na rozciąganie	<ul style="list-style-type: none"> <li>– możliwość zmniejszenia średnicy pręta,</li> <li>– zmniejszenie ciężaru konstrukcji</li> </ul>
zbliżony do betonu współczynnik rozszerzalności cieplnej	<ul style="list-style-type: none"> <li>– zmniejszone ryzyko zerwania zbrojenia oraz uszkodzeń w warstwie betonu pod wpływem zmian temperatur</li> </ul>
obojętność elektromagnetyczna, elektryczna i elektrostatyczna	<ul style="list-style-type: none"> <li>– zbrojenie FRP nie powoduje strat oraz zakłóceń w pracy np. urządzeń przemysłowych,</li> <li>– możliwość wbudowania w obiektach narażonych na wpływ pól elektromagnetycznych.</li> </ul>
bardzo niska przewodność cieplna	<ul style="list-style-type: none"> <li>– ograniczenie strat ciepła</li> </ul>
mała gęstość, łatwość cięcia	<ul style="list-style-type: none"> <li>– lekkość,</li> <li>– ułatwienie transportu,</li> <li>– usprawnienie procesu układania zbrojenia</li> </ul>

Zbrojenie polimerowe często jest wykorzystane do realizacji betonowych elementów konstrukcyjnych, zwłaszcza tych narażonych na działanie środowiska agresywnego. W niektórych konstrukcjach żelbetowych tradycyjne zbrojenie stalowe nie zawsze umożliwia spełnienie wymogów dotyczących zapewnienia

wysokiej trwałości oraz odporności na agresywne czynniki środowiska, dlatego też zbrojenie FRP może okazać się doskonałą alternatywą dla konwencjonalnej stali zbrojeniowej [2,3]. Tego typu zbrojenie znajduje swoje zastosowanie również w obiektach przemysłowych szczególnie narażonych na oddziaływania fal elektromagnetycznych. Wówczas pręty FRP mogą posłużyć jako zbrojenie m.in. wianien elektrolitycznych czy fundamentów pod transformatory [1].

## 2. Wymiarowanie zbrojenia prętami FRP

### 2.1. Zalecenia projektowe

Aktualne zalecenia dotyczące projektowania elementów betonowych zbrojonych prętami polimerowymi stanowi zbiór norm dotyczących konstrukcji żelbetonowych, które opierają się na częściowo probabilistycznej metodzie stanów granicznych. Dostępne zalecenia, które podejmują problematykę zbrojenia prętami FRP bazują m.in. na rozwiązaniach analitycznych, lub na popartych badaniami przeprowadzonymi na próbkach prętów FRP lub zbrojonych prętami FRP elementów betonowych równaniach empirycznych [8]. Wyróżnia się cztery zagraniczne zbiory zaleceń dotyczących projektowania zbrojenia FRP w elementach betonowych: amerykański [9], kanadyjski [10], włoski [11] i japoński [12].

Z uwagi na odmiennosć właściwości mechanicznych prętów FRP w odniesieniu do prętów stalowych, wprowadzane są modyfikacje współczynników dostępnych w dotychczasowych normach żelbetonowych. Do bezpośrednich czynników pojawienia się różnic w zaleceniach projektowych elementów betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi a stalowymi należą m.in. dużo większa wytrzymałość prętów FRP, większa sztywność prętów stalowych w porównaniu do FRP oraz liniowo – sprężysty charakter prętów FRP w całkowitym zakresie wytrzymałości [1].

Dodatkowo podczas wymiarowania zbrojenia FRP w elementach zginanych uwzględnione są założenia tj. idealna przyczepność na powierzchni styku prętów FRP z betonem, obowiązująca hipoteza płaskich przekrojów, liniowa zależność  $\varepsilon - \sigma$  dla rozciąganych prętów FRP (aż do momentu zniszczenia), wartość odkształceń granicznych w betonie  $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$  (wg zaleceń amerykańskich  $\varepsilon_{cu} = 3,0\%$ ) oraz pominięcie strefy rozciąganej betonu [13].

### 2.2. Mechanizmy zniszczenia

W zginanych betonowych elementach belkowych zbrojonych prętami FRP mechanizmy zniszczenia dzielą się na trzy grupy [13]:

- zniszczenie elementu wskutek zerwania prętów,
- zmiążdżenie głębszych warstw betonu w strefie ściskanej,
- zniszczenie spowodowane obydwoma czynnikami.

Zniszczenie wskutek zerwania prętów FRP (z ang. balanced failure strain condition) określa warunki jednoczesnego uzyskania granicznego stanu od-

kształceń w zewnętrznej warstwie zbrojenie FRP oraz w betonie. Pręty kompozytowe nie posiadają cech plastycznych, zatem jeżeli w zginanym elemencie stopień zbrojenia FRP jest mniejszy od granicznego, następuje gwałtowne zerwanie prętów w wyniku działania siły rozciągającej. Z kolei w elemencie przebrojonym zniszczeniu ulega beton w wyniku zbyt dużej siły ściskającej. Ten mechanizm jest nieco mniej gwałtowny z uwagi na pewne cechy plastyczne betonu [13]. W związku z mniejszą gwałtownością zniszczenia poprzez zmiążdżenie betonu, mechanizm ten jest korzystniejszy pod względem projektowym [1].

### 2.3. Procedura obliczeniowa

Założeniem opracowania jest przeprowadzenie analizy obliczeniowej belki swobodnie podpartej celem określenia różnic w nośności elementu zginanego obliczonych wg zaleceń amerykańskich ACI [9] oraz włoskich CER-DT [11]. Procedury obliczeniowe do sprawdzenia nośności zginanych belek zbrojonych prętami FRP przedstawione zostały w tabeli 2.

Tabela 2. Procedura wymiarowania zginanych przekrojów prostokątnych zbrojonych prętami FRP, na podstawie [9, 11]

Table 2. The design procedure of flexural rectangular members reinforced with FRP bars, based on [9, 11]

Procedura wg ACI [9]	Procedura wg CNR-DT [11]
Wytrzymałość prętów FRP na zerwanie [kPa]	
$f_{fu} = C_E \cdot f'_{fu}$	$f_{fu} = 0,9 \cdot \eta_a \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_f}$
Stopień zbrojenia FRP belki [%]	
$\rho_f = \frac{A_f}{d \cdot b}$	$\rho_f = \frac{A_f}{d \cdot b}$
Graniczny stopień zbrojenia FRP [%]	
$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \beta_1 \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}}$	$\rho_{fb} = \frac{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd}}{f_{fd}} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fd}}$
Nośność belki na zginanie [kN·m]	
$M_n = \begin{cases} \rho_f \cdot f_f \cdot D \cdot b \cdot d^2 & \text{if } \rho_{fb} \leq \rho_f \\ A_f \cdot f_{fu} \cdot E & \text{if } \rho_{fb} > \rho_f \end{cases}$	$M_{Rd} = \begin{cases} x_{eff} \cdot D \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) & \text{if } \rho_{fb} \leq \rho_f \\ \lambda \cdot x \cdot D \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2}\right) & \text{if } \rho_{fb} > \rho_f \end{cases}$

Tabela 2 (cd.). Procedura wymiarowania zginanych przekrojów prostokątnych zbrojonych prętami FRP, na podstawie [9, 11]

Table 2 (cont.). The design procedure of flexural rectangular members reinforced with FRP bars, based on [9, 11]

Procedura wg ACI [9]	Procedura wg CNR-DT [11]
$f_f = \sqrt{A + B} - C \leq f_{fu}$ $A = \frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4}$ $B = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}$ $C = 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}$ $D = 1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f'_c}$ $E = d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}$ $c = \frac{A_f \cdot f_{fu}}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b}$	$f_f = \sqrt{A + B} - C \leq f_{fu}$ $A = \frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4}$ $B = \frac{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd}}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}$ $C = 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}$ $D = \eta \cdot b \cdot f_{cd}$ $x_{eff} = \frac{A_f \cdot f_f}{\eta \cdot b \cdot f_{cd}}$ $x = \frac{\varepsilon_c \cdot d}{\varepsilon_c + \varepsilon_{fd}}$ $\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{fd}}{\eta \cdot \lambda \cdot \frac{f_{cd}}{\rho_f \cdot f_{fd}} - 1}$
Warunek nośności elementu na zginanie	
$\Phi \cdot M_n \geq M_{Ed}$ $\Phi = \begin{cases} 0,55 & \text{if } \rho_{fb} \geq \rho_f \\ 0,65 & \text{if } 1,4 \cdot \rho_{fb} \leq \rho_f \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{otherwise} \end{cases}$	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$

- $C_E, \eta_a$  – środowiskowy współczynnik redukcji [-],
- $\gamma_f$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa zbrojenia FRP [-],
- $f'_{fu}, f_{fk}$  – charakterystyczna wytrzymałość zbrojenia FRP na rozciąganie [kPa],
- $f_{fu}, f_{fd}$  – obliczeniowa wytrzymałość zbrojenia FRP na rozciąganie [kPa],
- $A_f$  – przekrój poprzeczny zbrojenia FRP [m<sup>2</sup>],
- $b$  – szerokość przekroju [m],
- $d$  – wysokość użyteczna [m],
- $f'_c$  – wytrzymałość betonu na ściskanie [kPa],
- $f_{cd}$  – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie [kPa],
- $f_f$  – naprężenia w rozciągającym zbrojeniu FRP [kPa],

- $E_f$  – moduł sprężystości zbrojenia FRP [kPa],  
 $\varepsilon_c$  – odkształcenia w betonie [-],  
 $\varepsilon_{cu}$  – odkształcenia graniczne w betonie [-],  
 $\varepsilon_{fd}$  – odkształcenia graniczne w zbrojeniu FRP [-],  
 $\varepsilon_c$  – odkształcenia w betonie [-],  
 $c, x$  – zasięg strefy ściskanej [m],  
 $x_{eff}$  – efektywna wysokość strefy ściskanej [m]  
 $\beta_1, \lambda, \eta$  – współczynnik zależny od klasy betonu [-],  
 $M_{Ed}$  – moment zginający [kN·m],  
 $\Phi$  – współczynnik redukujący nośność na zginanie [-].

### 3. Wyniki badań

#### 3.1. Przyjęty model obliczeniowy

Analiza obliczeniowa przeprowadzona została dla belki prostokątnej narażonej na działanie czynników zewnętrznych i przekroju o wymiarach 150x300 mm. Do obliczeń przyjęto pręty GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers) o następujących parametrach:  $f'_{fu} = f_{fk} = 620,6$  MPa,  $\varepsilon_{fu} = 0,014$ ,  $E_f = 44,8$  GPa. Założono beton klasy C20/25, otulinę równą  $c = 35$  mm oraz zbrojenie o przekroju poprzecznym  $A_f = 6,45$  cm<sup>2</sup> (5  $\phi$ 13 mm). Nośność została określona z uwzględnieniem wszystkich współczynników, w tym redukcyjnego  $\Phi$ . Wyniki zamieszczono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki analizy porównawczej nośności na zginanie, na podstawie [9, 11]

Table 3. Results of comparative analysis of the moment resistance, based on [9, 11]

Własność	wg ACI [9]	wg CNR-DT [11]
Wytrzymałość prętów FRP na zerwanie	$f_{fu} = 434,4$ MPa	$f_{fd} = 260,7$ MPa
Stopień zbrojenia FRP belki	$\rho_f = 1,7\%$	$\rho_f = 1,7\%$
Graniczny stopień zbrojenia FRP	$\rho_{fb} = 0,6\%$	$\rho_{fb} = 0,9\%$
Naprężenia w rozciągającym zbrojeniu FRP	$f_f = 244,1$ MPa $f_f \leq f_{fd}$	$f_f = 260,0$ MPa $f_f \leq f_{fd}$
Nośność belki na zginanie	$\rho_f \leq \rho_{fb}$ $M_n = 34,1$ kN·m $\rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb}$ $\Phi = 0,65$ $\Phi \cdot M_n = 22,2$ kN·m	$\rho_f \leq \rho_{fb}$ $M_{Rd} = 37,0$ kN·m

### 3.2. Analiza wyników

Na podstawie otrzymanych wyników stwierdzono, że różnica otrzymanych nośności wg dwóch różnych zaleceń norm zagranicznych przy założeniu tych samych parametrów belki wynosi 8% -  $M_n$  (wg ACI) <  $M_{Rd}$  (wg CNR-DT). Zarówno zalecenia amerykańskie [9], jak i włoskie [11] akceptują mechanizmy zniszczenia tj. zerwanie prętów lub/i zmiążdżenie betonu. Jednakże zbiór zaleceń amerykańskich [9] do wymiarowania zbrojenia FRP na zginanie w stanie granicznym nośności wprowadza współczynniki redukujące nośność na zginanie [1]. W przypadku oznaczania nośności elementów zginanych zbrojonych prętami FRP wg norm ACI można stwierdzić, że w porównaniu do tradycyjnych elementów żelbetowych zachowany jest bardzo duży zapas bezpieczeństwa [13]. Współczynnik  $\Phi$  jest uzależniony od zakładanego mechanizmu zniszczenia. W analizowanym przykładzie stwierdzono warian  $\rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb}$ , zatem wystąpił przypadek zmiążdżenia betonu. Po uwzględnieniu współczynnika redukcyjnego różnica nośności w obu metodach wzrosła do 40%.

### 4. Wnioski

W wyniku przeprowadzonej analizy wykazano, że różnica pomiędzy nośnościami momentowymi belki o przekroju prostokątnym, zbrojonej na zginanie prętami GFRP, obliczonymi wg amerykańskich i włoskich zaleceń projektowych, nie przekraczała 8%. Jednakże mimo znacznie lepszych właściwości wytrzymałościowych prętów FRP w odniesieniu do prętów stalowych stosowane są bardzo duże zapasy bezpieczeństwa poprzez uwzględnienie współczynników redukujących nośność, zależnych od przewidywanego mechanizmu zniszczenia. Po zastosowaniu współczynnika redukcyjnego  $\Phi$  (w procedurze amerykańskiej), nośność momentowa obniżona została o 35% (przypadek zmiążdżenia betonu). Różnice w nośnościach momentowych wzrosły w sumie do 40%, co wskazuje na nieefektywne wykorzystanie właściwości wytrzymałościowych prętów FRP.

### Literatura

- [1] Drzazga M., Kamiński M.: Pręty kompozytowe FRP jako główne zbrojenie zginanych elementów betonowych – przegląd zaleceń i efektywność projektowania, Przegląd budowlany, nr 3, 2015, s. 22-28.
- [2] Szumigała M., Pawłowski D.: Zastosowanie kompozytowych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach budowlanych, Przegląd budowlany, nr 3, 2014, s. 47-50.
- [3] Bywalski C., Drzazga M., Kamiński M.: Zbrojenie GFRP w zginanych elementach betonowych, Materiały budowlane, nr 6, 2015, s. 68-69.
- [4] Baszkiewicz K., Selejdak J.: Zastosowanie wybranych materiałów kompozytowych w konstrukcjach mostowych, w: Wybrane interdyscyplinarne zagadnienia budownictwa. Monografie Wydziału Inżynierii Lądowej, Warszawa 2015.

- [5] Selejdak J., Brózda K.: Zastosowanie kompozytów w budownictwie zrównoważonym, w: Wybrane zagadnienia inżynierii środowiska w budownictwie. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa, Oddział Opole, Opole 2016.
- [6] <http://fiberline.com/> {dostęp 20.04.2015 r.}.
- [7] <http://www.metalsklad.com.pl/download/katalog.pdf> {dostęp 03.12.2015 r.}.
- [8] Rejment M., Trapko T.: Pręty kompozytowe do zbrojenia betonu, Materiały budowlane, nr 3, 2014, s. 46-47.
- [9] ACI 440.1R-06 Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.
- [10] CSA-S806-02 (2002) Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers.
- [11] CNR-DT 203/2006 Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars.
- [12] JSCE (1997) Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials.
- [13] Bywalski C., Drzazga M., Kamiński M.: Obliczanie zginanych elementach zbrojonych prętami FRP, Materiały budowlane, nr 6, 2014, s. 72-73.

## **ANALYSIS OF THE FLEXURE STRENGTH OF GFRP-REINFORCED BEAM BASED ON AMERICAN AND ITALIAN DESIGN RECOMMENDATIONS**

### **S u m m a r y**

In this paper the selected properties of FRP bars (Fiber Reinforced Polymer) applicable to flexural reinforced concrete members were discussed. The benefits of using this type of bars as a main reinforcement of flexural members and the possibilities of their application were presented. The available recommendations and instructions for the design of flexural members reinforced with FRP bars and assumptions of the calculation procedure were analyzed. The possible failure modes of FRP reinforced concrete and their general characteristics were presented. The design procedures of members reinforced with FRP bars according to the recommendations of the American ACI 440.1R-06, 2006 and the Italian CNR-DT 203/2006 were analyzed and compared. Analysis based on the recommendations included in the ACI and CNR-DT was performed. As a result, the differences of moment resistance of beam reinforced with GFRP bars (Glass Fiber Reinforced Polymers) were determined. During calculations the strength reduction factor depending on the failure modes was considered. It was found that the factor provides a large capacity reserve. In the present case the difference between the obtained by calculation results were not greater than 8%. However, after considered the strength reduction factor, the moment capacity was reduced by 35%, which increased a total difference to about 40%.

**Keywords:** GFRP rebar, flexure strength, simply supported beam, FRP-reinforced concrete, design recommendations

*Przesłano do redakcji: 23.05.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Paulina SOBOLEWSKA<sup>1</sup>

## SORPCJA CHROMU (VI) NA MODYFIKOWANYCH ZEOLITACH NATURALNYCH

Celem badań było wyznaczenie równowagi sorpcji jonów chromu (VI) z roztworów wodnych na modyfikowanych zeolitach naturalnych pochodzących z Włoch i USA. Do syntezy organo-zeolitów zastosowano HDTMA-Br w ilości dwukrotnej pojemności kationowymiennej zeolitów (2,0 ECEC). Badania przeprowadzono w warunkach nieprzepływowych przy odczynie pH równym 3,0; 4,0 i 5,0 w temperaturze pokojowej. Największą efektywność sorpcji jonów Cr(VI) uzyskano dla chabazytu przy pH=4 i uziarnienia poniżej 0,25 mm, kiedy w roztworze dominowały jony wodorochromianowe  $\text{HCrO}_4^-$ .

**Słowa kluczowe:** sorpcja, modyfikacja, zeolity, organo-zeolity, chrom (VI), HDTMA

### 1. Wstęp

Wiele gałęzi przemysłu wykorzystuje chrom w różnych procesach przemysłowych, w szczególności w handlu i obróbce metali, garbarstwie, galwanizacji, produkcji farb i wyrobów chemicznych, w przemyśle fotograficznym, w zakładach lotniczych oraz przemyśle samochodowym [8, 19, 10]. Na skutek tych działań jony chromu obecne w ściekach, odpadach, opadach atmosferycznych i zanieczyszczeniach gazowych wprowadzane są do wody i gleby, a tym samym do roślin, zwierząt i ludzi stanowiąc znaczące źródło emisji do środowiska.

Podwyższone zawartości chromu w środowisku naturalnym nie są obojętne dla zdrowia i życia ludzi oraz rozwoju biotycznej części środowiska [14]. Chrom trójwartościowy w niskich stężeniach jest pierwiastkiem niezbędnym dla funkcjonowania organizmu żywego [17]. W wyższych stężeniach może wywołać poważne zmiany immunologiczne w organizmach ssaków [6]. Chrom (VI) cechuje się wysoką toksycznością, wykazuje też działania mutagenne, teratogenne i kancerogenne, najczęściej powoduje raka płuc [1]. Najczęściej w środowisku naturalnym występuje w formie anionów: takich jak:  $\text{H}_2\text{CrO}_4^-$ ,  $\text{Cr}_2\text{O}_7^{2-}$ ,  $\text{HCrO}_4^-$  i  $\text{CrO}_4^{2-}$ .

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji: Paulina Sobolewska, Politechnika Rzeszowska, Zakład Oczyszczania i Ochrony Wód, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 12, tel. + 48 (017) 743 2381, e-mail: psobolew@prz.edu.pl

Najwyższe dopuszczalne stężenie chromu ogólnego w wodzie przeznaczonej do spożycia w Polsce wynosi  $0,05 \text{ mg/dm}^3$ , a  $\text{Cr(VI)}$  –  $0,02 \text{ mg/dm}^3$  [11, 12, 13].

Konwencjonalnymi metodami stosowanymi do usuwania jonów metali ze środowiska wodnego są chemiczne strącanie, wymiana jonowa, wydzielanie elektrochemiczne, separacja membranowa, adsorpcja oraz filtracja membranowa [7]. Większość z tych metod jest efektywna, ale droga i często wymaga zachowania ścisłych reżimów technologicznych. Metody oparte na zjawisku sorpcji są uznawane nie tylko za skuteczne, ale też za selektywne. Powszechnie stosowanymi sorbentami są węgle aktywne i syntetyczne wymiennicze jonowe. Materiały te są drogie i mało selektywne, zatem ich zastosowanie w procesach oczyszczania wody, ścieków czy remediacji gleb, jest ekonomicznie nieopłacalne. W związku z tym coraz większe jest zainteresowanie materiałami alternatywnymi wykazującymi duże powinowactwo do jonów  $\text{Cr(VI)}$  [4].

Zeolity naturalne są to mikroporowate minerały glinokrzemianowe, charakteryzujące się strukturą kanalikową połączonych ze sobą wierzchołkami tetraedrów  $\text{SiO}_4$  i  $\text{AlO}_4^-$ , powodujących ujemny ładunek powierzchni zewnętrznej. Specyficzna budowa sprawia, że mogą sorbować cząsteczki o ładunku dodatnim. Istnieje jednak możliwość chemicznej modyfikacji powierzchni zewnętrznej w celu przystosowania jej do sorpcji również cząsteczek naładowanych ujemnie [15]. Proces ten polega na wymianie naturalnych kationów  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  występujących na pozycjach jonowymiennych na kationy organiczne, pochodzące z czwartorzędowych soli amoniowych takich, jak na przykład bromek heksadecylotrimetyloamoniowy (HDTMA-Br) w celu zwiększenia powinowactwa powierzchni zeolitu w stosunku do naładowanych ujemnie jonów.

Celem przeprowadzonych badań była modyfikacja dwóch różnych materiałów zeolitowych w celu uzyskania efektywnego sorbenta jonów  $\text{Cr(VI)}$ . Określono wpływ uziarnienia materiałów sorpcyjnych, rodzaj materiału zeolitowego oraz odczynu pH roztworu  $\text{Cr(VI)}$  na efektywność jego sorpcji. Ponadto przeprowadzono modelowanie izoterm procesu sorpcji  $\text{Cr(VI)}$ .

## 2. Metodyka badań

Do badań użyte zostały dwa materiały zeolitowe: chabazyt i filipsyt pochodzące odpowiednio z Włoch (kopalnia Italiana Zeoliti) i USA (kopalnia Saint Cloud). Wydzielone z surowej skały koncentraty zeolitowe składały się z:

- Chabazyt: chabazyt 54% wag., klinoptylolit 36% wag., kwarc 5% wag., niezidentyfikowany zeolit 5% wag.,
- Filipczyk: filipsyt 29% wag., chabazyt 27% wag., plagioklaz 15% wag., skałek 13% wag., grupy illitu i smektytu 8% wag., kalcyt 6% wag., kwarc 2% wag.

Z tufów zeolitowych wyodrębniono frakcję 0,25-1,0 mm dla chabazytu oraz < 0,25 mm dla obu materiałów. Zewnętrzna pojemność kationowymienna (ECEC) wyznaczona metodą spektroskopową (stężenie heksaminy kobaltowej) wynosiła odpowiednio 0,2625 i 0,1174 mmol/g.

Przed przystąpieniem do modyfikacji zeolity poddano aktywacji 3% roztworem NaCl celem uzyskania formy sodowej. W tym celu odważono 50 g materiału zeolitowego, zalano 250 ml roztworu chlorku sodu i wytrząsano mechanicznie przez 45 minut. Proces ten powtórzono kilkakrotnie, po czym materiał pozostawiano na około 20 h. Po tym czasie materiały umieszczono w celulozowych membranach do dializy, celem wypłukania jonów Cl<sup>-</sup> na zasadzie osmozy. Zawartość jonów chlorkowych oznaczono metodą Mohra (norma PN-ISO 9297:1994.). Po osiągnięciu wartości chlorków poniżej 30 mg/dm<sup>3</sup> materiały wysuszone.

Do modyfikacji zeolitów użyto bromku heksadecylotrimetyloamoniowego (HDTMA-Br) w ilości odpowiadającej 2,0 ECEC pojemności kationowymiennej zeolitów. Zeolity w formie Na umieszczono w zlewce z wodą demineralizowaną i mieszano przez 1 h w stałej temperaturze z wykorzystaniem metody ultradźwiękowej. Do suspensji dodawano porcjami roztwór HDTMA-Br. Następnie materiał płukano celem odmycia nadmiaru HDTMA-Br i suszono w temp. 105°C przez 8 h.

Uzyskane organo-zeolity użyto do sorpcji Cr(VI). W polipropylenowych probówkach o poj. 50 ml umieszczono 0,2 g organo-zeolitu oraz 20 ml roztworu przygotowanego poprzez rozpuszczenie odpowiedniej naważki soli K<sub>2</sub>Cr<sub>2</sub>O<sub>7</sub> w wodzie dejonizowanej. Zakres początkowych stężeń roztworów dobrano tak, aby otrzymać pełny zakres izoterm (1 – 1500 mg/dm<sup>3</sup>).

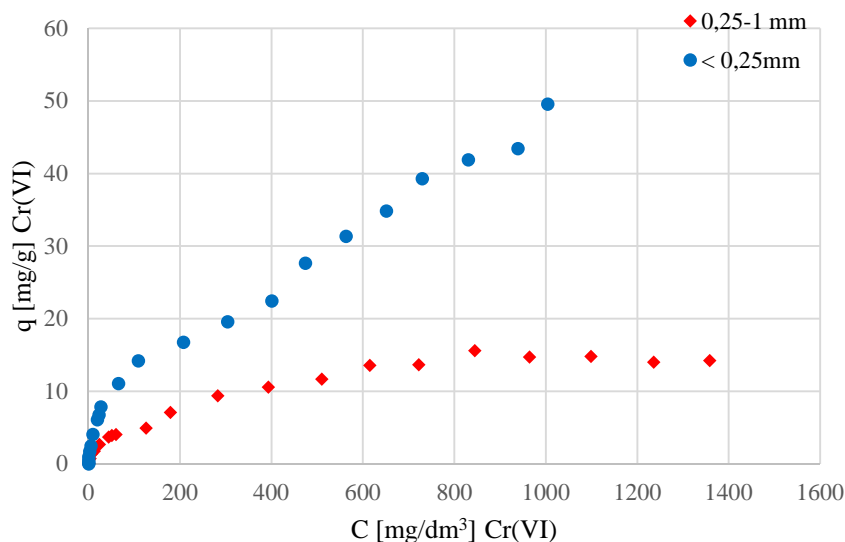
Odczyn pH roztworów modelowych korygowano za pomocą HNO<sub>3</sub> do wartości odpowiadającej pH<sub>init</sub>=3,0, 4,0 oraz 5,0. Tak przygotowane próbki wytrząsano mechanicznie (wytrząsarka orbitalna JWElectronic WL-2000) do momentu ustalenia się stanu równowagi (24 h).

Po tym czasie oddzielono fazę ciekłą od fazy stałej przy pomocy filtrów strzykawkach (PES 0,2µm/33mm). Roztwór poddano analizie stężenia Cr(VI) C<sub>e</sub> metodą spektrometrii emisyjnej ze wzbudzeniem w plazmie indukcyjnie sprzężonej (ICP-OES, Integra XL - GBC Scientific Equipment). Analizę Cr(VI) wykonano przy długości fali 283,56 nm.

### 3. Wyniki i dyskusja

#### 3.1. Wpływ wielkości uziarnienia materiałów sorpcyjnych na efektywność sorpcji Cr(VI)

Na rysunku 1 przedstawiono wyniki wpływu wielkości uziarnienia materiałów na efektywność sorpcji, przeprowadzone dla chabazytu o wielkości uziarnienia 0,25 – 1 oraz < 0,25 mm. Zakres stężeń roztworów Cr(VI) mieścił się w przedziale od 0,5 do 1500 mg/dm<sup>3</sup>, natomiast początkowy odczyn pH był równy 4,0.



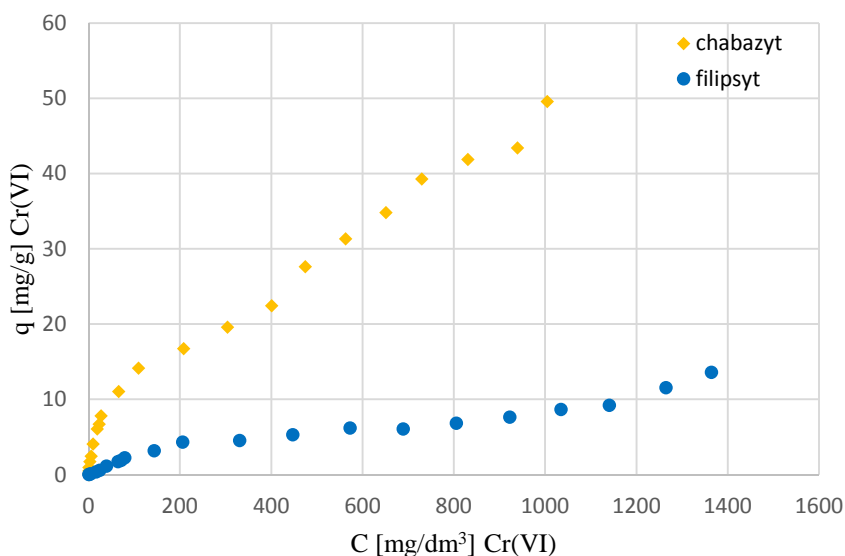
Rys. 1. Wpływ wielkości uziarnienia na efektywność sorpcji Cr(VI) na chabazycie

Fig. 1. Influence of grain size on the effectiveness of the sorption of Cr(VI) on the chabazite

Jak widać efektywność sorpcji dla materiału o mniejszym uziarnieniu jest większa. Maksymalna pojemność sorpcyjna ( $q_{m,exp}$ ) wynosi odpowiednio 49,61 mg/g dla wielkości uziarnienia < 0,25 mm, oraz 15,62 mg/g dla frakcji 0,25 – 1 mm. Zatem maksymalna pojemność sorpcyjna dla chabazytu o mniejszych wymiarach ziaren była ponad trzykrotnie większa niż dla ziaren o większych rozmiarach. Im mniejszy rozmiar ziaren, tym większa powierzchnia zewnętrzna zeolitu ulegająca modyfikacji. To z kolei przekłada się na większą efektywność sorpcji anionów Cr(VI).

### 3.2. Wpływ rodzaju materiału zeolitowego na efektywność sorpcji Cr(VI)

Badanie wpływu rodzaju materiału na efektywność sorpcji Cr(VI), przeprowadzono dla chabazytu oraz filipsytu o wielkości uziarnienia < 0,25 mm, przy początkowym odczynie pH roztworów wodnych równym 4,0 oraz zakresie stężeń Cr(VI) od 0,5 do 1500 mg/dm<sup>3</sup>.



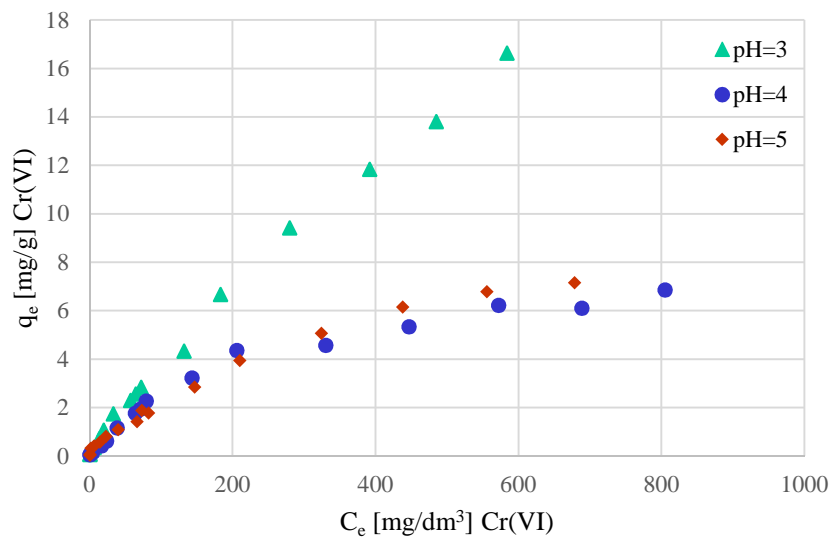
Rys. 2. Wpływ rodzaju materiału na efektywność sorpcji Cr(VI)

Fig. 2. Influence of type of material on the effectiveness of the sorption of Cr(VI)

Na rysunku 2 można zauważyć, że efektywność sorpcji dla chabazytu jest większa w każdym punkcie w porównaniu do filipsytu. Uzyskana maksymalna pojemność sorpcyjna chabazytu (49,61 mg/g) jest prawie czterokrotnie większa niż dla filipsytu ( $q_{m,exp} = 13,61$  mg/g). W zależności od pochodzenia zeolity mogą charakteryzować się różną strukturą, wielkością i objętością porów sorpcyjnych oraz powierzchnią właściwą [3]. Sorpcja HDTMA-Br na zeolicie odbywa się tylko na zewnętrznej powierzchni wymiennej w miejscach łatwo dostępnych dla cząstek o dużych rozmiarach. Tak więc wielkość zewnętrznej pojemności kationowymiennej (ECEC) decyduje o ilości zaadsorbowanego środka powierzchniowo czynnego. Chabazyt o większej ECEC (0,2625 mmol/g) efektywnej niż filipsyt (0,1174 mmol/g) sorbował jony Cr(VI).

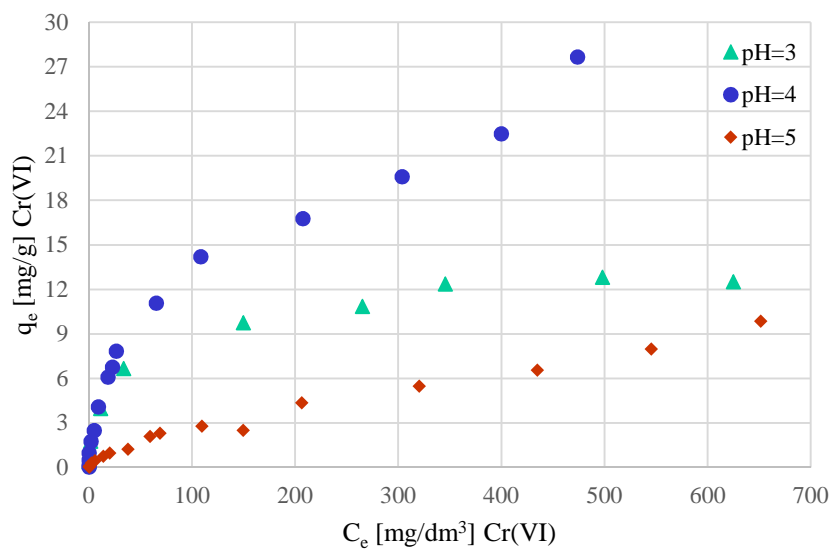
### 3.3. Wpływ odczynu pH roztworu na efektywność sorpcji Cr(VI)

Badanie wpływu pH roztworu na efektywność sorpcji przeprowadzono dla filipsytu oraz chabazytu o wielkości uziarnienia < 0,25 mm. Zakres stężeń roztworów Cr(VI) mieścił się w przedziale od 0,5 do 750 mg/dm<sup>3</sup>. Natomiast, odczyn pH roztworów był równy 3,0; 4,0 oraz 5,0.



Rys. 3. Wpływ odczynu pH na efektywność sorpcji Cr(VI) na filipsycie

Fig. 3. Influence of the reaction pH on the effectiveness of the sorption of Cr(VI) on the phillipsite



Rys. 4. Wpływ odczynu pH na efektywność sorpcji Cr(VI) na chabazycie

Fig. 4. Influence of the reaction pH on the effectiveness of the sorption of Cr(VI) on the chabazite

Wyniki badań zamieszczone na rys. 3 i 4 wskazują, że sorpcja związków Cr(VI) z roztworów wodnych przez zeolity modyfikowane HDTMA-Br jest w znacznym stopniu zależna od pH roztworu, które ma wpływ na skład chemiczny sorbowanych związków, ładunek powierzchniowy i stopień jonizacji sorbentu [2, 9]. Efektywność sorpcji anionów Cr(VI) na filipsycie (rys. 3) jest największa dla roztworu o początkowym odczynie pH równym 3,0. Przy niskich stężeniach nieznacznie odbiega od pozostałych, ale dla wyższych stężeń jest znacznie większa. Natomiast dla roztworów o  $pH_{init} = 4,0$  i  $5,0$ , sorpcja jest na podobnym poziomie. Maksymalne pojemności sorpcyjne otrzymane eksperymentalnie ( $q_{m,exp}$ ), przy największym stężeniu roztworu chromu, wynosiły odpowiednio 16,65, 7,30 oraz 6,23 mg/g, dla początkowego pH równego 3,0, 5,0 i 4,0.

Sorpcja Cr(VI) na chabazycie przebiegała efektywniej. Jak widać na rysunku 4, największą efektywność otrzymano dla  $pH_{init} = 4,0$ , następnie dla  $pH_{init} = 3,0$ , a najniższą dla  $pH_{init} = 5,0$ . Przy niskich stężeniach, do wartości około  $30 \text{ mg/dm}^3$ , sorpcja Cr(VI) z roztworów o  $pH_{init} = 4,0$  i  $3,0$  była porównywalna ( $5,01$  i  $4,9 \text{ mg/dm}^3$ ), natomiast powyżej  $50 \text{ mg/dm}^3$  sorpcja dla  $pH=4,0$  była już wyższa ( $8,99$  i  $10,76 \text{ mg/dm}^3$ ). Ściślej sorpcja dla  $pH=4,0$  była znacznie większa od pozostałych, przy wyższych stężeniach. Maksymalne pojemności sorpcyjne, przy największym stężeniu, wynosiły odpowiednio 27,68, 12,83 oraz 9,88, dla początkowego pH równego 4,0, 3,0 i 5,0.

W środowisku wodnym, chrom (VI) może występować w różnych formach jonowych. Obecność związków Cr(VI) zależy zarówno od stężenia jak i pH roztworu w stanie równowagi. Cr(VI) przy  $pH < 1$  tworzy kwas chromowy,  $H_2CrO_4$ . W miarę spadku kwasowości w roztworze pojawiają się produkty jego hydrolizy: jony wodorochromianowe  $HCrO_4^-$  oraz chromianowe  $CrO_4^{2-}$ . W zakresie pH od 1 do 6, przy stężeniu chromu (VI) przekraczającym  $0,6 \text{ mg/dm}^3$ , jony wodorochromianowe  $HCrO_4^-$  podlegają kondensacji z utworzeniem jonów dwuchromianowych  $Cr_2O_7^{2-}$ .

W wyniku przeprowadzonych badań eksperymentalnych dotyczących sorpcji Cr(VI) w odpowiednich warunkach pH i stężenia sorbowanych roztworów filipsyt uzyskał najefektywniejszą sorpcję dla całego zakresu stężeń przy  $pH=3$ , natomiast chabazyt dla pH równego 4,0. W takich warunkach pH, związki chromu (VI) występują w takich samych formach i prawie takich samych ilościach. Wobec tego, można stwierdzić, że każdy rodzaj materiału użyty do badań ma swoje optymalne pH, przy którym najlepiej sorbuje związki Cr(VI) niezależnie od ich stężenia.

### 3.4. Modelowanie procesu sorpcji Cr(VI)

Obliczenia modelowe przeprowadzono dla sorpcji na modyfikowanym chabazycie i filipsycie o wielkości uziarnienia  $< 0,25 \text{ mm}$  z roztworów wodnych Cr(VI) o stężeniu w przedziale od  $0,5$  do  $750 \text{ mg/dm}^3$  przy  $pH=3$  dla chabazytu i  $pH=5$  dla filipsytu. Do obliczeń użyto standardowe równania empiryczne zaczerpnięte z literatury tematu (model Langmuira, Freundlicha i Langmuira-

Freundlicha) [18,5]. Obliczenia modelowe przeprowadzono metodą nieliniowej regresji z wykorzystaniem algorytmu Levenberga–Marquardta w programie komputerowym Maple 15. Do oceny jakości dopasowania użyto czterech funkcji statystycznych: testu Fisher’a (TF), aproksymacji odchylenia standardowego (S), współczynnika determinacji ( $R^2$ ) oraz błędu średniego (ME) [16].

Wyniki obliczeń modelowych wraz z wartościami testów statystycznych zestawiono w tabeli 1. Analiza zamieszczonych wartości wskazuje, że w przypadku maksymalnej pojemności sorpcyjnej ( $q_m$ ), obliczonej na drodze modelowania, w porównaniu do wartości eksperymentalnej ( $q_{m,exp}$ ), najlepsze dopasowanie dla filipsytu otrzymano dla trzy-parametrowej izotermy Langmuir–Freundlich, natomiast dla chabazytu dla dwu-parametrowej izotermy Langmuir’a. Biorąc pod uwagę wartości testów statystycznych, najlepiej dopasowana okazała się izoterma Langmuir–Freundlich.

Tabela 1. Wartości parametrów modeli i testów statycznych

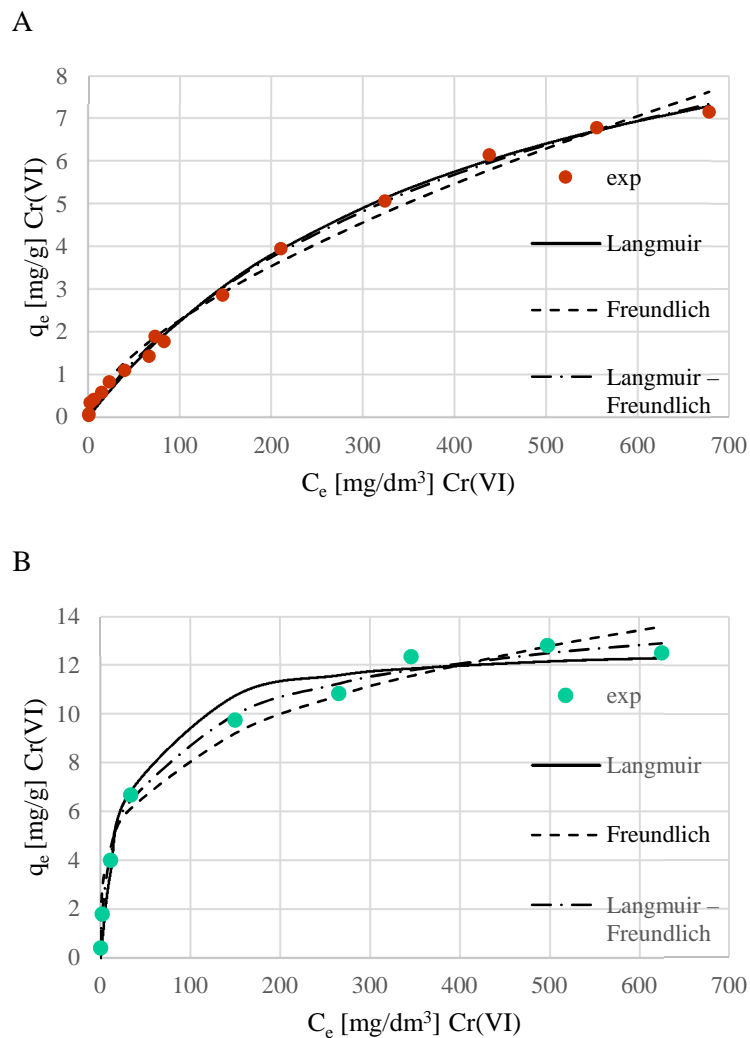
Table 1. The values of model parameters and static tests

Model	$q_m$ [mmol/kg]	TF [-]	ME [%]	S [-]	$R^2$ [-]
<b>Sorpcja na filipsycie</b>					
Langmuir	11,82	211,15	28,81	0,17	0,995
Freundlich		112,00	22,91	0,24	0,991
Langmuir-Freundlich	14,03	215,06	26,41	0,17	0,995
<b>Sorpcja na chabazycie</b>					
Langmuir	12,87	42,34	22,65	0,75	0,979
Freundlich		44,47	21,59	0,73	0,980
Langmuir-Freundlich	16,91	136,22	14,34	0,42	0,994

Porównanie danych eksperymentalnych i modelowych przedstawiono graficznie na rysunku 5. Analiza przebiegu krzywych modelowych wskazuje, że dopasowanie obliczonych izoterm sorpcji, do danych eksperymentalnych dla filipsytu, było dobre z wyjątkiem izotermy Freundlich’a (rys. 5A). Dla chabazytu najlepsze dopasowanie otrzymano dla izotermy Langmuir–Freundlich (rys. 5B).

Mając na uwadze wszystkie te kryteria, izotermą o najlepszym dopasowaniu zarówno dla filipsytu jak i chabazytu jest izoterma Langmuir–Freundlich.





Rys. 5. Porównanie danych eksperymentalnych z krzywymi modelowymi sorpcji Cr(VI) na (A) filipsycie i (B) chabazycie

Fig. 5. Comparison of experimental data and modeling isotherms of Cr(VI) sorption on (A) phillipsite i (B) chabazite

Jednakże podsumowując otrzymane wyniki, można wywnioskować, że żadna z izoterm nie spełnia wszystkich warunków dopasowania, a więc nie odzwierciedla w sposób matematyczny wszystkich zjawisk zachodzących podczas sorpcji Cr(VI) na modyfikowanym HDTMA-Br chabazycie oraz filipsycie.

#### 4. Wnioski

Rezultatem chemicznej modyfikacji naturalnych zeolitów jest uzyskanie efektywnego sorbentu jonów Cr(VI).

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że sorpcja chromu (VI) przebiega najskuteczniej na chabazycie, gdy proces prowadzony jest z roztworu o pH=4, natomiast dla filipsytu przy pH=3.

Przeprowadzone badania wykazały, że mniejszy rozmiar cząstek materiału powoduje znaczącą poprawę efektywności sorpcji Cr(VI), ze względu na większą powierzchnię którą posiada, dzięki czemu może się poprawić jego zewnętrzna efektywność kationowymienna (ECEC), a w związku z tym ilość naniesionego HDTMA-Br podczas modyfikacji.

Istotnym czynnikiem, który ma również wpływ na efektywność sorpcji Cr(VI) jest rodzaj zeolitu. Podczas wyboru naturalnego materiału zeolitowego do modyfikacji HDTMA-Br, należy się kierować jego właściwościami, a szczególnie zewnętrzną pojemnością kationowymienną (ECEC), która w głównej mierze wpływa na załadunek HDTMA-Br podczas modyfikacji i późniejszą sorpcję.

Sorpcja Cr(VI) na modyfikowanych HDTMA-Br zeolitach naturalnych zależy od pH i stężenia roztworu. Sorpcja przy niskim odczynie pH jest największa, jednak każdy zeolit może mieć swoją optymalną wartość pH. Powyżej pH równego 5 sorpcja zaczyna się obniżać niezależnie od rodzaju materiału, ze względu na formy i ilości związków Cr(VI), jakie występują w tych warunkach.

Jak do tej pory nie opracowano jeszcze równania izoterm, które dokładnie opisywałyby proces sorpcji Cr(VI). Niemniej jednak można posłużyć się niektórymi równaniami do przybliżonego opisu tego procesu. Wybór równania zależy od dopasowania obliczonych wartości modelowych do wartości eksperymentalnych, należy rozważyć różne równania izoterm, ponieważ dla każdego przypadku może być odpowiednie inne równanie.

#### Literatura

- [1] "ToxFAQs: Chromium". Agency for Toxic Substances & Disease Registry, Centers for Disease Control and Prevention. February 2001. Archived from the original on 2014-07-08. Retrieved 2007-10-02.
- [2] Benaissa H., Benguella B., Cadmium removal from aqueous solutions by chitin: kinetic and equilibrium studies, *Water Res.* 36 (2002) 2463-2474.
- [3] Ciciszwili G.W., Andronikaszwili T.G., Kirow G.N., Filizowa L.D., *Zeolity Naturalne*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 1990 r.
- [4] Drozd M., Warchoń J., Sorbenty stosowane do usuwania Cr(VI) z roztworów wodnych. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, JCEEA, t. XXX, z. 60 (4/13), 2013, s. 5-19, DOI: 10.7862/rb.2013.54.
- [5] Grace M. Haggerty and Robert S. Bowman. Sorption of Chromate and Other Inorganic Anions by Organo-Zeolite. *Environmental Science & Technology* 1994, 28, 452-458.

- [6] Mertz, Walter (1 April 1993). Chromium in Human Nutrition: A Review. *Journal of Nutrition* 123 (4): 626-33.
- [7] Mohana D., Pittman Jr. C. U.; Activated carbons and low cost adsorbents for remediation of tri- and hexavalent chromium from water.; *Journal of Hazardous Materials* B137 (2006) 762-811.
- [8] Nriagu J.O.: Production and uses of chromium. Chromium in the natural and human environments. John Wiley & Sons, New York, no 1988, pp. 81-103.
- [9] Nuñez R.L.F., Estudio preliminar de approve chamiento de hueso de aceituna para bio-sorción de cadmio. Trabajo de Investigación, Departamento de Ingeniería Química, Universidad de Granada, Granada, España 25 (2004) 36-39.
- [10] Papp, John F. & Lipin, Bruce R. (2006). "Chromite". *Industrial Minerals & Rocks: Commodities, Markets, and Uses* (7th ed.). SME. 309-334.
- [11] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. z dnia 31 lipca 2006 r.) Dz.U. 2006.137.984.R4.
- [12] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 listopada 2002 r. w sprawie wymagań, jakim powinny odpowiadać wody powierzchniowe wykorzystywane do zaopatrzenia ludności w wodę przeznaczoną do spożycia. (Dz. U. Nr 204, poz. 1728).
- [13] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 20 kwietnia 2010r. zmieniające rozporządzenie w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi Na podstawie art. 13 ustawy z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków (Dz. U. z 2006 r. Nr 123, poz. 858, z 2007 r. Nr 147, poz. 1033 oraz z 2009 r. Nr 18, poz. 97).
- [14] Sarin V., Sarvinder Singh T., K.K. Pant. Thermodynamic and breakthrough column studies for the selective sorption of chromium from industrial effluent on activated eucalyptus bark. *Bioresource Technology* 97 (2006) 1986-1993.
- [15] Sharma Y. C., Srivastava V., Singh V. K., Kaul S. N. and Weng C. H., "Nano-Adsorbents for Removal of Metallic Pollutants from Water and Wastewater," *Environmental Technology*, Vol. 30, No. 6, 2009, pp. 583-609.
- [16] Sobczyk M. *Statystyka*. PWN, Warszawa 2007.
- [17] Vincent John B. (2013). Chapter 6. Chromium: Is It Essential, Pharmacologically Relevant, or Toxic?. In Astrid Sigel; Helmut Sigel; Roland K. O. Sigel. *Interrelations between Essential Metal Ions and Human Diseases. Metal Ions in Life Sciences* 13. Springer. pp. 171-198.
- [18] Yusof A.M., Malek N.A. Removal of Cr(VI) and As(V) from aqueous solutions by HDTMA-modified zeolite Y. *Journal of Hazard Materials* 162(2-3) (2009) 1019-1024.
- [19] Zayed AM, Terry N (2003) Chromium in Environment: Factors affecting biologic remediation. *Plant Soil* 249:135-156.

**SORPTION OF CHROMIUM (VI) ON MODIFIED NATURAL ZEOLITES****S u m m a r y**

The objective of the study was to determine the equilibrium of sorption of ions of chromium (VI) from aqueous solutions on modified natural zeolites from Italy and the USA. For the synthesis of organo-zeolite HDTMA-Br was used in an amount twice the cation exchange capacity of zeolite (2.0 ECEC). The studies were conducted under static at a pH of 3.0; 4.0 and 5.0 at room temperature. The highest sorption efficiency of Cr(VI) was obtained for chabazite at pH = 4 and grain size below 0.25 mm when the solution was dominated by the hydrogen chromate ions  $\text{HCrO}_4^-$ .

**Keywords:** sorption, modification, zeolites, organo-zeolites, chromium (VI), HDTMA

*Przesłano do redakcji: 24.09.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Michał BETLEJ<sup>1</sup>  
 Henryk CIUREJ<sup>2</sup>  
 Edyta PIĘCIORAK<sup>3</sup>

## WPŁYW WIELKOŚCI GEOMETRYCZNYCH NA CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ WŁASNYCH KOMPOZYTOWEGO DYFUZORA LAMINATOWEGO

Przedmiotem niniejszej pracy jest analiza modalna kompozytowego dyfuzora laminatowego. Konstrukcje tego typu wykorzystuje się w przemysłowej technologii chłodzenia wody. Wewnątrz dyfuzora wiruje śmigło wytwarzając sztuczny ciąg powietrza. Z uwagi na łatwość wykonania, odporność chemiczną oraz trwałość dyfuzory produkuje się jako samonośne powłoki kompozytowe, najczęściej na bazie poliestrów zbrojonych włóknami szklanymi (FRP). Istotnym problemem projektowania dyfuzorów jest ograniczenie amplitud drgań wywoływanych wirującymi bryłami ciśnienia generowanymi przez poruszające się końcówki łopat wirnika. Jednym ze sposobów ograniczenia amplitud drgań jest odpowiednie dostrójenie częstotliwości i postaci drgań własnych powłoki dyfuzora względem częstotliwości wymuszenia. Celem niniejszej pracy jest określenie wpływu wybranych parametrów geometrycznych (kształtu) na częstotliwości drgań własnych powłoki dyfuzora. Zbudowano parametryczny model MES. Zastosowano trzy- i cztero-węzłowe elementy powłoki kompozytowej; odtworzono układ warstw kompozytu, a także złożony kształt powłoki zewnętrznej wraz z usztywnieniami. W pracy przedstawiono wybrane wyniki obliczeń, zestawiono parametry determinujące częstotliwości i postaci drgań własnych oraz sformułowano wnioski. Otrzymane rezultaty można wykorzystać w projektowaniu przedmiotowych konstrukcji.

**Słowa kluczowe:** dyfuzor FRP, drgania własne, powłoka kompozytowa

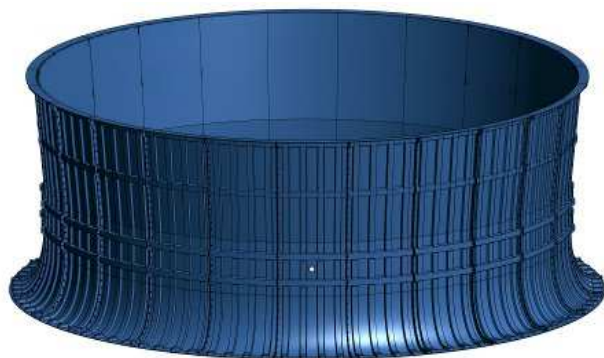
<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Michał Betlej, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, 30-059 Kraków, Al. Mickiewicza 30, tel. +48 12 6174772; mbetlej@agh.edu.pl

<sup>2</sup> Henryk Ciurej, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, 30-059 Kraków, Al. Mickiewicza 30, tel. +48 12 6174772; hciurej@agh.edu.pl

<sup>3</sup> Edyta Pięciorak, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, 30-059 Kraków, Al. Mickiewicza 30, tel. +48 12 6172128; epiec@agh.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Przedmiotem niniejszej pracy jest kompozytowy dyfuzor laminatowy (Rys. 1). Konstrukcje tego typu są elementem technologii chłodzenia gorącej wody wykorzystywanej następnie w innych procesach przemysłowych.



Rys. 1. Widok powłoki dyfuzora laminatowego z widocznymi wzmocnieniami powłoki zewnętrznej - ryflami obwodowymi i południkowymi [1]

Fig. 1. View of composite fan stack (diffusor) strengthened by circumferential and longitudinal ribbons [1]

Zasada chłodzenia jest identyczna jak w konwencjonalnych chłodniach kominowych lecz tu ciąg wywoływany jest sztucznie, a nie grawitacyjnie; ponadto dyfuzory umieszcza się na dachach budynków chłodni, które są najczęściej konstrukcjami szkieletowymi wzniesionymi na planie prostokąta - Rys. 2. Wytworzony przez wentylator ciąg jest przeciwbieżny w stosunku do ruchu kropli cieczy opadających w dół wewnątrz budynku chłodni.

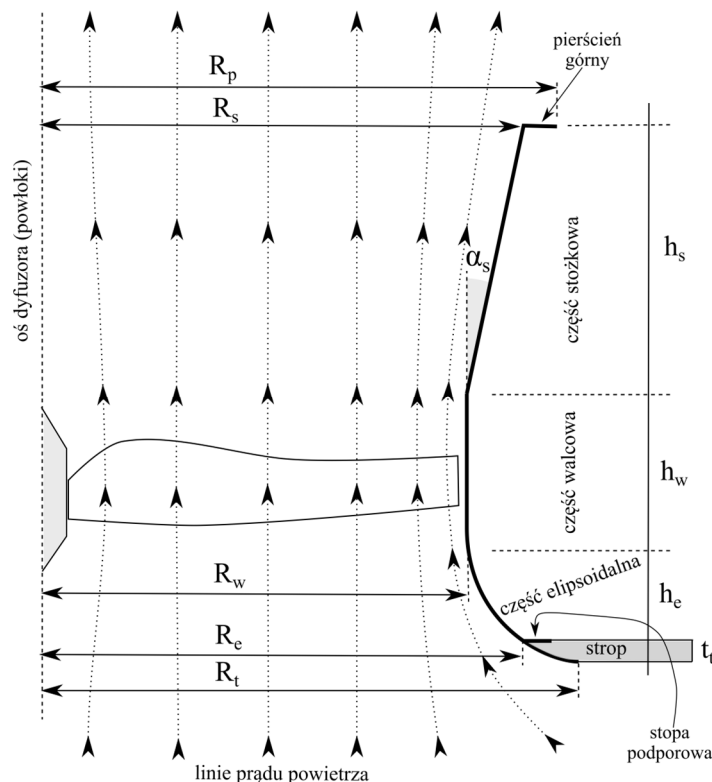


Rys. 2. Widok budynku chłodni wentylatorowej. Na dachu widoczne powłoki dyfuzorów [2]

Fig. 2. View of building of fan cooling. The fan stacks were placed on the roof [2]

Historycznie konstrukcje dyfuzorów, jako elementów chłodni wentylatorowych, wznoszono ze zbrojonego betonu, stali (cienka powłoka metalowa wzmocniona zewnętrzną konstrukcją kratowo-ramową) lub z drewna. Były to konstrukcje sztywne i ciężkie - stanowiły zatem istotne obciążenie stropów. Obecnie, od wielu lat, dyfuzory wykonuje się jako lekkie, samonośne powłoki kompozytowe, zwykle na bazie epoksydu zbrojonego matami lub tkaninami szklanymi (FRP) – rzadziej, z uwagi na uwarunkowania ekonomiczne, zbrojonego tkaninami na bazie włókien węglowych [3]. Ponadto istotne zmniejszenie masy dyfuzorów pozwala projektować układy nośne samych budynków chłodni z elementów kompozytowych np. kształtowników kompozytowych produkowanych metodą pultruzji.

Dyfuzor jest powłoką osiowo symetryczną składającą się najczęściej z trzech części (Rys. 3): 1° napływowej w kształcie ściętej elipsoidy obrotowej; 2° walcowej, w poziomie której wiruje wentylator, wymuszający ciąg powietrza skierowanego w górę; 3° wylotowej w kształcie odwróconego, ściętego stożka.



Rys. 3. Schemat konstrukcji dyfuzora, podział na części oraz podstawowe parametry geometryczne powłoki

Fig. 3. Illustration of fan stack shell with basic geometric parameters and split into parts

Z fizycznego punktu widzenia dyfuzor jest odwróconą dyszą tzn. powietrze przepływa (z prędkością podkrytyczną) z przekroju o mniejszej średnicy w kierunku większego przekroju - Rys. 3 (zob. [3]). Następuje tu więc zmniejszenie prędkości przepływu powietrza i zwiększenie jego ciśnienia. Nie mniej, z uwagi na ruch powietrza wewnątrz powłoki, panujące tam ciśnienie jest mniejsze niż to na zewnątrz - stąd powłoka obciążona jest stałym podciśnieniem, zależnym m.in. od prędkości przepływu powietrza i geometrii dyfuzora.

Na Rys. 3 przedstawiono schemat konstrukcji dyfuzora, wspomniany wcześniej podział na części oraz podstawowe parametry geometryczne. Zasadniczym wymiarem jest promień części walcowej  $R_w$ , w poziomie której wirują łopaty wentylatora. Jest to najczęściej 3-7 łopat o złożonym profilu geometrycznym. Poniżej części walcowej znajduje się elipsoida obrotowa (najczęściej ścięta), która zapewnia laminarny napływ powietrza na łopaty wirnika. Na górnej powierzchni stropu formuje się stopę podporową połączoną z elipsoidą. Stopę przykręca się śrubami do stropu. Jest ona elementem przenoszącym wszystkie obciążenia z dyfuzora na konstrukcję wsporczą. Całość układu powinna być tak złożona, aby tworząca elipsoidy wchodziła po stycznej poziomej na dolną powierzchnię stropu i po stycznej pionowej do tworzącej walca. W części wylotowej (stożkowej) tworząca odchylona jest od osi walca o kąt  $\alpha_s = 5^\circ \div 7^\circ$ ; wylot stożka kończy się płaskim pierścieniem lub/i dodatkowym ryflem. Geometria stożka wylotowego w istocie jest determinowana warunkami aerodynamiki przepływu [3].

Jak widać z Rys. 1 cała konstrukcja powłoki jest podzielona po obwodzie na pojedyncze panele - ich liczba zależy m.in. od promienia  $R_w$  i technologii produkcji. Panele łączy się poprzez specjalnie ukształtowane żebra łączące, skręcane za pomocą śrub; pomiędzy te żebra wkłada się uszczelki gumowe aby zapewnić szczelność połączenia. Ostatecznie dyfuzor kompozytowy pozostaje złożoną konstrukcją powłokowo-żebrową o zmiennej sztywności, zarówno w kierunku obwodowym, jak i południkowym.

Do podstawowych obciążeń, które należy uwzględnić przy projektowaniu powłok dyfuzorów należą: ciężar własny, wiatr, podciśnienie wewnętrzne oraz wirujące bryły ciśnień (podążające za końcami łopat i działające na wewnętrzną ścianę powłoki) [4,5]. Ostatnie obciążenie jest obciążeniem ruchomym, bezinercyjnym, o złożonym kształcie przestrzennym. Jego obecność stanowi zasadniczą trudność w analizie i projektowaniu dyfuzorów laminatowych (kompozytowych), jest bowiem czynnikiem wywołującym drgania powłoki o złożonym charakterze i przebiegu. Do rzadziej uwzględnianych obciążeń należą: śnieg, oblodzenie lub/i wymuszenie sejsmiczne [3,9].

Z projektowego punktu widzenia zwykle nie ma problemu ze spełnieniem warunków nośności od podstawowych obciążeń i ich kombinacji, ponieważ wytrzymałość materiałów kompozytowych na bazie standardowych mat i tkanin szklanych jest wystarczająca lecz moduły sprężystości są względnie niskie. Dlatego też, jak dowodzi praktyka, warunkami wymiarującymi są wymagania użyt-



kowe powłoki. W szczególności jest to nieprzekroczenie dopuszczalnych całkowitych przemieszczeń powłoki, a zwłaszcza deplanacji radialnej części walcowej (owalizacji rozumianej jako odstępstwo od kształtu okręgu). Nadmierna owalizacja złożona z translacją poziomą może doprowadzić w skrajnym przypadku do zetknięcia się wirujących końców łopat śmigła z powłoką, co skutkowałoby jej uszkodzeniem lub zniszczeniem. Tak więc w projektowaniu nie da się uniknąć nałożenia efektów statycznych i dynamicznych (chwilowych).

Odpowiedniej sztywności obwodowej i południkowej powłoki, koniecznej do ograniczenia amplitud przemieszczeń, poszukuje się na drodze wprowadzenia zewnętrznych usztywnień w postaci żeber, ryfli, kołnierzy itp. - zob. Rys. 1. Jednym z podstawowych sposobów ograniczenia amplitud drgań powłoki dyfuzorów jest odsunięcie częstotliwości jej drgań własnych  $f_i$  od kolejnych częstotliwości wymuszenia  $\nu_j$  danych wzorem (zob.[3]):

$$\nu_1=n/60, \quad \nu_j=N_L n (j-1)/60 \quad j>1 \quad (1)$$

gdzie:  $n$  - liczba obrotów wirnika na minutę,  $N_L$  - liczba łopat wirnika,  $j$  - kolejna harmoniczna wymuszenia.

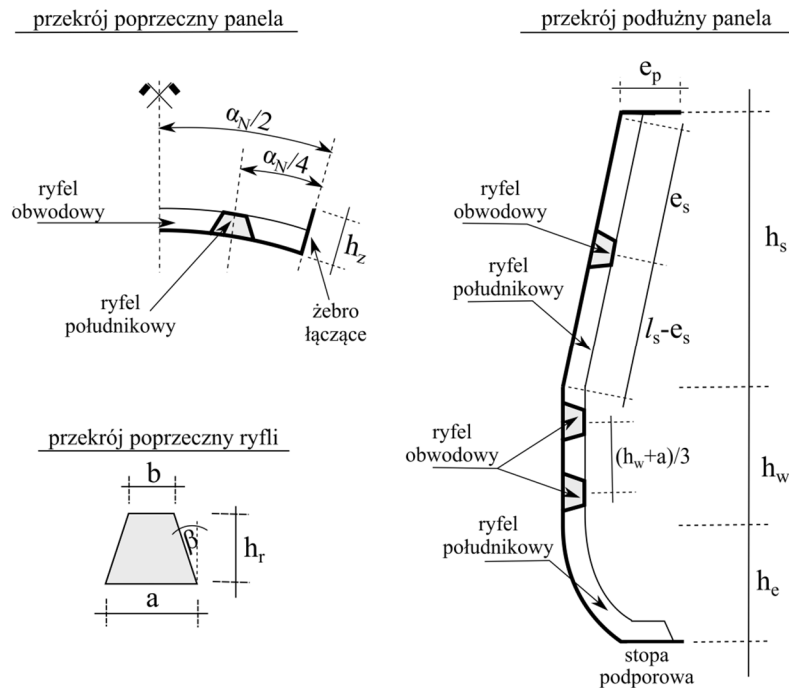
## 2. Przedmiot i cel analizy

Przedmiotem niniejszego artykułu jest dyfuzor laminatowy o promieniu części walcowej  $R_w=3.5\text{m}$  i jej wysokości  $h_w=1.2\text{m}$ . Wysokość części stożkowej wynosi  $h_s=4\text{m}$ , zaś części eliptycznej  $h_e=1.1\text{m}$ , grubość stropu pod stopą dyfuzora wynosi  $t_t=0.3\text{m}$ . Po obwodzie dyfuzor składa się z  $N=24$  identycznych paneli, wobec tego kąt panelu wynikający z podziału wynosi  $\alpha_N=360/N=15^\circ$ . Panele łączy się poprzez skręcenie żeber łączących. Na Rys. 4 pokazano przekrój podłużny przez środek panelu oraz przekrój poprzeczny panelu przez część walcową.

W części walcowej ukształtowano dwa ryfle obwodowe, których osie odległe są o  $(h_w+a)/3$ , natomiast w części stożkowej ukształtowano jeden ryfel obwodowy odległy wzdłuż tworzącej stożka o  $e_s$  od szczytu powłoki. Długość tworzącej stożka wynosi  $l_s=h_s/\cos(\alpha_s)$ , gdzie kąt odchylenia tworzącej stożka od pionu wynosi  $\alpha_s=7^\circ$ . Po wysokości panelu ukształtowano również dwa ryfle, których osie odchyłono o kąt  $\alpha_N/4$  od żeber łączących. Szerokość pierścienia górnego wynosi  $e_p$ . Z powodów technologicznych kąt  $\beta$  odchylenia ściany ryfla wynosi  $7^\circ$ , skutkiem tego opis geometrii przekroju poprzecznego ryfla zależy jedynie od jego wysokości  $h_r$  i szerokości podstawy  $a$ . Z kolei wysokość żeber łączących panele jest uzależniona od wysokości ryfli i wynosi  $h_z=h_r+20\text{mm}$ .

Celem niniejszego artykułu jest zbadanie wpływu wybranych parametrów geometrycznych powłoki na częstotliwości  $f_i$  i postaci drgań własnych  $\Phi_i$  dyfuzora. Z uwagi na fakt, że konstrukcja jest osiowo symetryczna, występują tu po-

dwójne częstości drgań własnych - jednej wartości częstości odpowiadają dwie różne, ortogonalne postacie drgań. O ile analiza wpływu poszczególnych parametrów na częstotliwości mogłaby być przeprowadzona przez dostępne na rynku oprogramowanie MES z zastosowaniem analizy wrażliwości, to niestety, gdy chodzi o postacie drgań i ich pochodne możliwości są ograniczone. Stąd też autorzy zdecydowali się na obserwację zmian częstotliwości i postaci własnych poprzez analizę dyskretnych zbiorów wartości parametrów swobodnych.



Rys. 4. Przekroje poprzeczne panelu

Fig. 4. Cross sections of a panel

### 3. Parametryzacja kształtu i grubości powłoki dyfuzora

Parametry determinujące własności dynamiczne dyfuzora podzielono na te określające kształt oraz grubość powłoki. Przez kształt rozumie się tu jedynie zewnętrzny obrys konstrukcji a nie kształt tworzącej wewnętrznej. Ostatecznie przyjęto, że parametrami swobodnymi określającymi kształt są (Rys. 4):

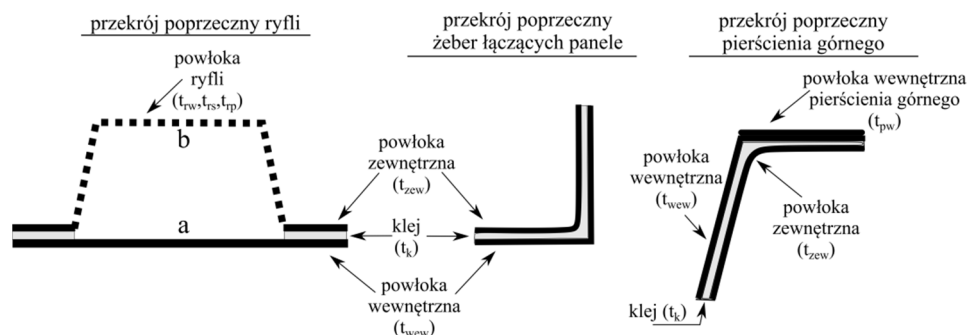
- $e_p$  - szerokość pierścienia górnego,
- $e_s$  - lokalizacja ryfła obwodowego na części stożkowej (wylotowej),
- $a$  - szerokość podstawy przekroju poprzecznego ryfli obwodowych i podłużnych,
- $h_r$  - wysokość przekroju poprzecznego ryfli obwodowych i podłużnych.

Pozostałe wielkości określające kształt dyfuzora są dane lub można je wyliczyć jako funkcje wielkości danych i parametrów swobodnych (zob. poprzedni rozdział).

Grubość powłoki dyfuzora wynika z technologii wykonywania paneli. Tutaj założono, że powłoka każdego panelu składa się z dwóch części (Rys. 5): 1 powłoki wewnętrznej wykonywanej ze stałą grubością  $t_{wew}=4\text{mm}$  (prócz pierścienia górnego, którego grubość wynosi  $t_{pw}$ ) oraz 2<sup>o</sup> doklejanej do niej powłoki zewnętrznej, w której ukształtowano ryfle obwodowe i południkowe. Sklejania następują w miejscach styku obu powłok (żebra łączące panele, powierzchnie pomiędzy ryflami, pierścień górny, stopa), natomiast obszary, gdzie obie powłoki się nie sklejają to: podstawy ryfli i ich ścianki. Zakłada się, że grubość warstwy kleju jest stała i wynosi  $t_k=1.5\text{mm}$ . Podobnie można przyjąć, że w obszarach klejenia obu powłok, powłoka zewnętrzna ma stałą grubość  $t_{zew}=3\text{mm}$  (prócz pierścienia stopy podporowej, której grubość wynosi  $t_{st}=5\text{mm}$ ). Ostatecznie przyjęto, że parametrami swobodnymi pozostają wyłącznie (Rys. 5):

- $t_{rp}$  - grubość ścian ryfli podłużnych,
- $t_{rs}$  - grubość ścian ryfla obwodowego w części stożkowej,
- $t_{rw}$  - grubość ścian ryfli obwodowych w części walcowej,
- $t_{pw}$  - grubość powłoki wewnętrznej pierścienia górnego.

Zatem np. sumaryczna grubość powłoki w miejscach sklejenia wynosi  $t_{wew}+t_k+t_{zew}$ , dla pierścienia  $t_{pw}+t_k+t_{zew}$ , dla żebra łączącego panele  $t_{wew}+t_k+t_{zew}$  itd.



Rys. 5. Grubości powłok panelu

Fig. 5. Thicknesses of the shells in a panel

Wymienione parametry dyfuzora przyjmują określone wartości dyskretne ze zbioru liczb rzeczywistych - zestawiono je w tabeli 1. Wartości te wynikają m.in. z technologii wykonania i typizacji form wytwórczych; są również, w pewnym zakresie, niezależne od podstawowych wymiarów geometrycznych (takich jak  $R_w$ ,  $R_e$ ,  $R_s$ ,  $h_w$ ,  $h_e$ ,  $h_s$ ). Parametrom fizycznym przyporządkowano nazwy parametrów matematycznych (tabela 1.), które uporządkowano w postaci wektora  $\mathbf{x}=[x_1, \dots, x_8]$ .

Tabela 1. Dyskretne wartości przyjmowane przez parametry

Table 1. Discrete values sets of parameters

Parametr		Zbiory wartości przyjmowane przez parametry oraz kody grubości powłoki
nazwa matematyczna	nazwa fizyczna	
$x_1$	$e_p$	0.2; 0.25; 0.3; 0.35; 0.4 [m]
$x_2$	$e_s$	0.5; 1.0; 1.5; 2.0; 2.5, 3.0, 3.5 [m]
$x_3$	$a$	0.10; 0.15; 0.20; 0.25 [m]
$x_4$	$h_r$	0.05; 0.10; 0.15; 0.20 [m]
$x_5$	$t_{rp}$	4; 6; 8 [mm] (1); (2); (3) - wartość kodowa; poz. 1
$x_6$	$t_{rs}$	4; 6; 8 [mm] (1); (2); (3) - wartość kodowa; poz. 2
$x_7$	$t_{rw}$	4; 6; 8 [mm] (1); (2); (3) - wartość kodowa; poz. 3
$x_8$	$t_{pw}$	5; 10; 15; 20; 25 [mm] (1); (2); (3); (4); (5) - wartość kodowa; poz. 4

W celu parametryzacji i automatyzacji generacji modelu i późniejszych obliczeń opracowano program w języku Visual Basic Script, będącego podstawą LPI (Lusas Program Interface) – wewnętrznego środowiska programistycznego programu LUSAS FEA (zob. [8]).

Zasadnicza trudność w sformułowaniu jednolitych formuł przybliżonych (np. wielomianowych) na funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_i(\mathbf{x})$  polega na tym, że przy zmianie parametrów następuje często zmiana kolejności częstotliwości drgań własnych i kształtu postaci. Z kolei kształt postaci ma znaczenie, gdy liczba fal obwodowych pokrywa się z liczbą łopat śmigła - jest to sytuacja bardzo niekorzystna z punktu widzenia wzbudzanych amplitud drgań.

W dalszym ciągu tekstu, w odniesieniu do parametrów grubości  $x_5 \div x_8$ , będzie stosowany zapis kodowy: każda cyfra kodu oznacza kolejną wartość parametru ze zbioru - patrz tabela 1. Pierwsza cyfra kodu (pierwsza pozycja) odpowiada parametrowi  $x_5$ , ostatnia - parametrowi  $x_8$ . Zatem na przykład kod 1234 oznacza następujące grubości:  $t_{rp}=4\text{mm}$ ,  $t_{rs}=6\text{mm}$ ,  $t_{rw}=8\text{mm}$ ,  $t_{pw}=20\text{mm}$ . Wyodrębnienie parametrów określających grubości powłok jest uzasadnione łatwiejszym algorytmem modyfikacji modelu MES niż w przypadku parametrów kształtu, których zmiana pociąga za sobą konieczność regeneracji geometrii modelu.

#### 4. Materiały

Obie powłoki dyfuzora wykonuje się w dwu różnych otwartych formach: wewnętrznej i zewnętrznej, metodą laminowania ręcznego (kontaktowego) lub natrysku. Kolejne warstwy laminatu składają się z mat z włókna szklanego i matrycy na bazie żywic poliestrowych. Można przyjąć, że powstające warstwy ma-

ją cechy izotropowe i jednorodne. Odmienne cechy mechaniczne posiada warstwa kleju, do której dodaje się czasem rozdrobnione odpady produkcyjne. Poniżej, w tabeli 2 zestawiono przyjęte w analizie własności materiałów [6,7].

Tabela 2. Własności mechaniczne materiałów

Table 2. Properties of materials used in analysis

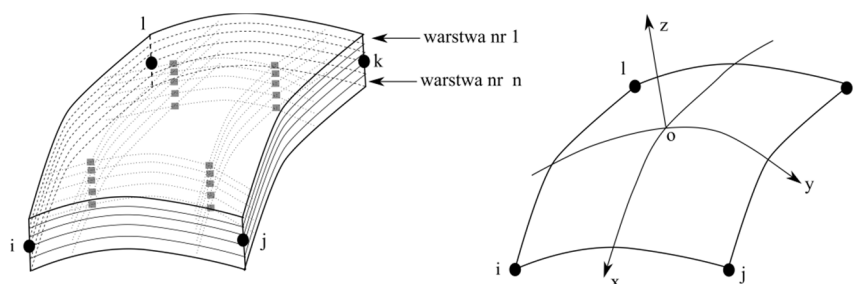
Warstwa	Własności mechaniczne		
	moduł E [GPa]	wsp. Poissona [-]	gęstość [kg/m <sup>3</sup> ]
Kompozyt	12.0	0.25	1650
Klej	8.0	0.25	1500

## 5. Opis modelu MES i procedury obliczeniowej

Model elementów skończonych zbudowano w programie LUSAS FEA [8] z wykorzystaniem modułu Composite. Geometrię powłok dyfuzora odtworzono w powierzchniach środkowych - zastosowano powłokowe czterowęzłowe elementy skończone QTS4 (element ten może ulegać degradacji do elementu 3-węzłowego gdy węzły k-l pokrywają się). Jest to element powłoki cienkiej z 5-ciąma stopniami swobody w węzle. Po powierzchni element ma 4 punkty całkowania Gaussa, natomiast po grubości punkt całkowania zlokalizowany jest w środku warstwy - Rys. 6.

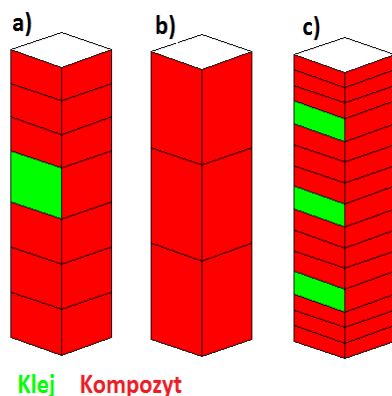
Po grubości powłok zewnętrznej i wewnętrznej zdefiniowano 3 warstwy, natomiast grubość kleju stanowi pojedynczą warstwę - Rys. 7.

W modelu obliczeniowym założono pełne złączenie paneli na całej długości żeber łączących - zatem przenoszony jest tu komplet sił przekrojowych. Kinematyczne warunki brzegowe obejmują węzły krawędzi wewnętrznej stopy, które mają odebrany ruch pionowy - Rys. 8; natomiast w miejscach przykręcenia stopy do stropu odebrano przemieszczenia pionowe, radialne i styczne (zamocowania przegubowe). Takie zamocowanie stopy powoduje pewien efekt utwierdzenia elipsoidy w stropie obserwowany w rzeczywistości.



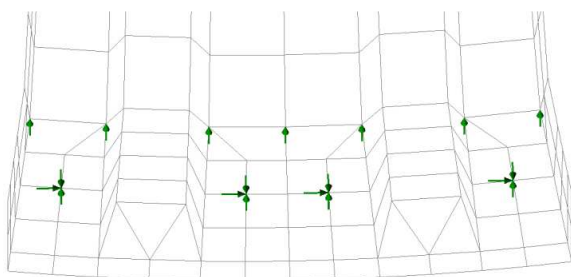
Rys. 6. Geometria i uwarstwienie elementu QTS4

Fig. 6. Geometry and layup of finite element QTS4



Rys. 7. Wizualizacja układu warstw (grubość została znormalizowana do jedynki): a) sklejona powłoka zewnętrzna i wewnętrzna, b) powłoka zewnętrzna, c) układ warstw na zębrze łączącym panele

Fig. 7. Visualization of composite layup (thickness normalized to one): a) glued of internal and external shells, b) external shell only, c) composite layup in ribbon joining of the panels



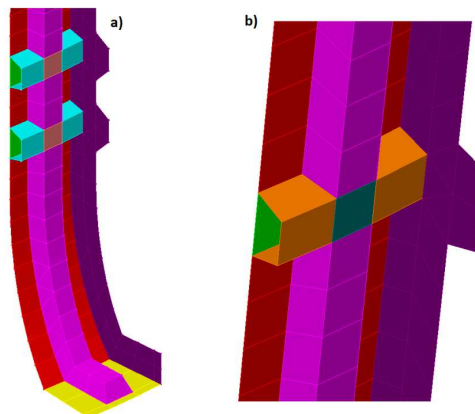
Rys. 8. Wizualizacja przyjętych warunków brzegowych na stopie panelu

Fig. 8. Visualization of a boundary conditions in the foot of the panel

Globalny układ współrzędnych przyjęto tak, że oś dyfuzora stanowi oś Z globalnego układu współrzędnych, natomiast osie X i Y (płaszczyzna OXY) leżą w płaszczyźnie stopy dyfuzora.

Na Rys. 9 pokazano siatkę elementów skończonych w obrębie połowki jednego panelu (panel jest symetryczny względem tworzącej w środku panelu); kolorami zaznaczono grupy elementów.

W obliczeniach zadania własnego użyto algorytmu iteracji podprzestrzennej (Subspace Iteration) przy  $n=100$  wektorach początkowych i zadanym błędzie iteracji równym  $\delta=1e-6$ . Włączono także weryfikację Sturm [8]. Względnie duża liczba  $n$  wektorów początkowych jest wymagana z uwagi na obecność podwójnych częstotliwości własnych. Algorytm rozwiązania zadania własnego ustawiono na poszukiwanie 10 najmniejszych częstotliwości i postaci własnych bez uwzględnienia tłumienia.



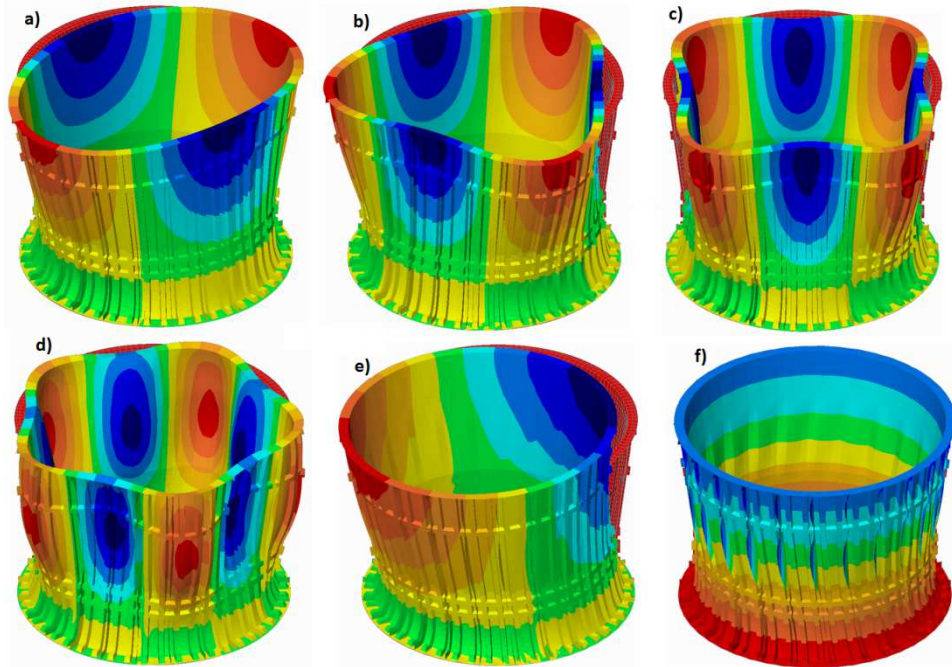
Rys. 9. Siatka MES w obrębie połówki jednego panelu: a) część eliptryczna i walcowa, b) widok ryfła obwodowego w części stożkowej

Fig. 9. Finite element mesh of one-half of a panel: a) elliptical and cylindrical parts, b) view of the ribbon into cone part

## 6. Analiza wpływu parametrów na częstotliwości i postaci drgań własnych

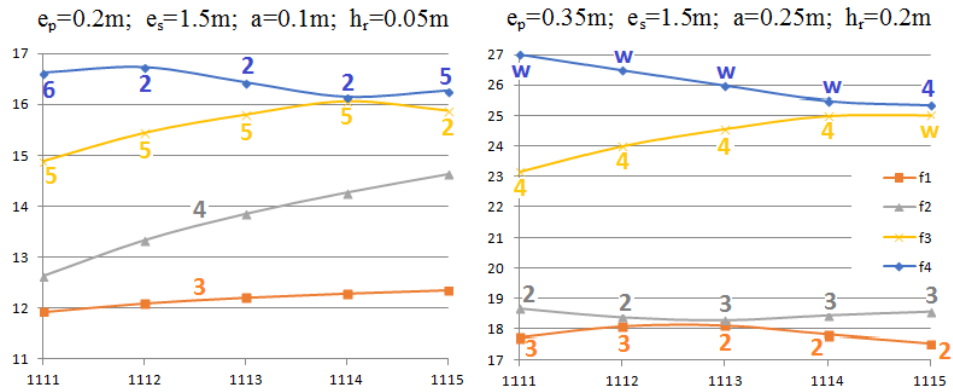
Na Rys. 10 przedstawiono typowe postacie drgań powłoki dyfuzora - nie zachowano kolejności uporządkowania wg najmniejszej częstotliwości drgań. Kolejność częstotliwości własnych (kształtów postaci) uporządkowanych rosnąco jest zależna przede wszystkim od relacji sztywności pierścienia górnego, żeber łączących panele i sztywności ryfli (obwodowego w części stożkowej i podłużnych) - w mniejszym zakresie odgrywają tu rolę relacje masowe. Na Rys. 10a)-d) pokazano postacie powłokowe, natomiast postać e) jest typu wspornikowego, zaś Rys. 10f) obrazuje postać skrętną. Wspomniane postacie powłokowe związane są z obecnością pełnych okresów fal obwodowych. Na Rys. 10a)-d) widać odpowiednio 2, 3, 4, 5 pełnych okresów.

Na kolejnych Rys. 11a)-11f) oraz Rys. 12 do Rys. 16 pokazano przebiegi funkcji pierwszych (najmniejszych) czterech częstotliwości drgań własnych  $f_1(\mathbf{x}) \div f_4(\mathbf{x})$  w zależności od zmienności wybranych parametrów. Na wszystkich rysunkach osie pionowe przedstawiają wartości częstotliwości w Hz. Natomiast na Rys. 11 do Rys. 14 osie poziome obrazują zmianę poszczególnych grubości wyrażone w postaci kodu, dodatkowy opis nad wykresami uwidacznia wartości pozostałych parametrów. Rysunki 15 i 16 obrazują funkcje częstotliwości względem odpowiednio parametru  $e_s$  i  $e_p$  przy ustalonych pozostałych parametrach - opisy nad rysunkami. W celu zobrazowania kształtu postaci odpowiadających poszczególnym częstotliwościom przy punktach charakterystycznych podano liczbę fal obwodowych danej postaci lub literę "w" oznaczającą postać wspornikową drgań powłoki (zob. też Rys. 10e).

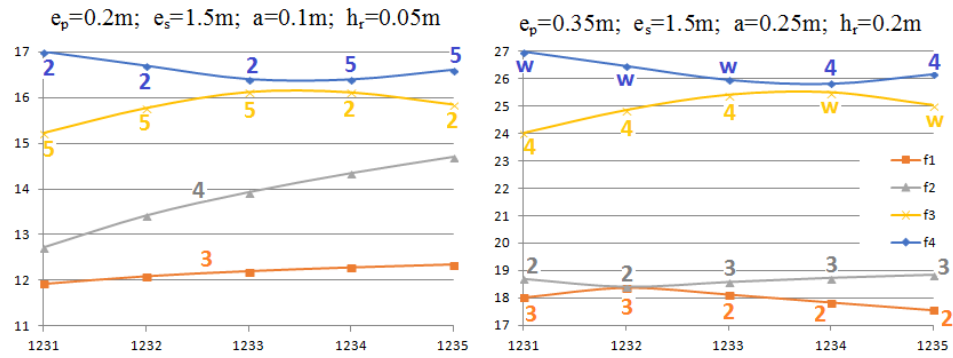


Rys. 10. Wizualizacja typowych kształtów postaci drgań własnych

Fig. 10. Visualization of typical modeshapes

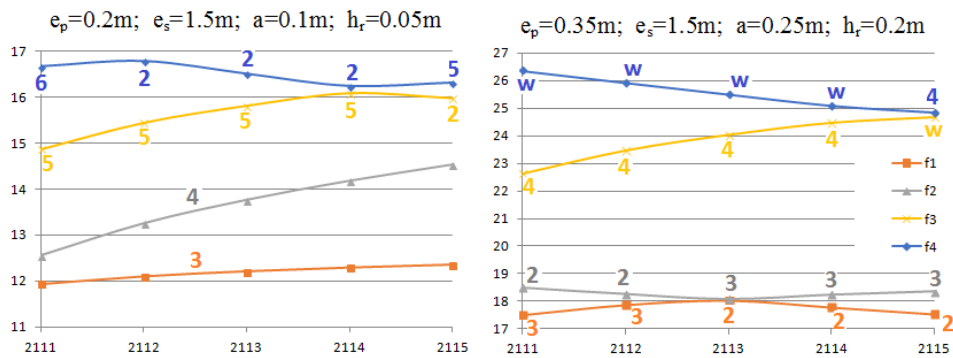
Rys. 11a. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{pw}$ Fig. 11a. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{pw}$





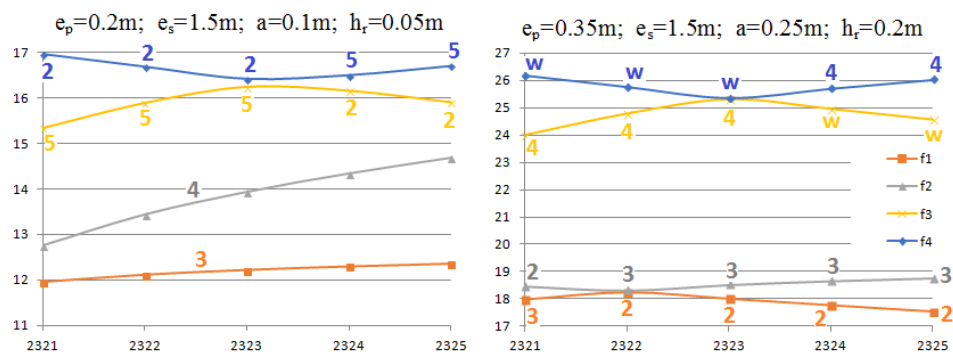
Rys. 11b. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{pw}$

Fig. 11b. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{pw}$



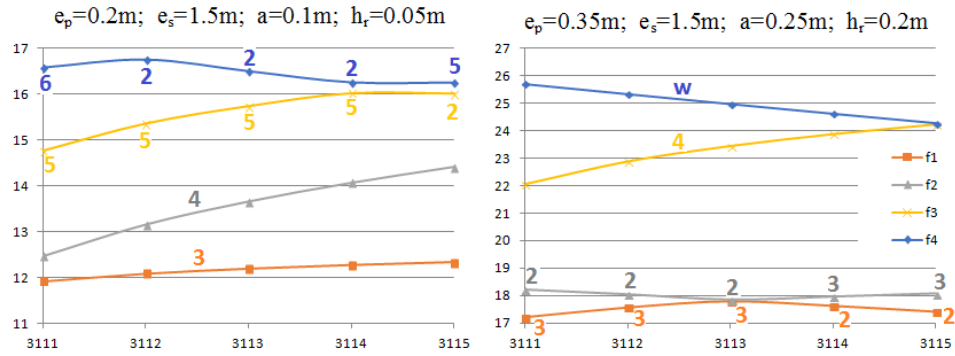
Rys. 11c. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{pw}$

Fig. 11c. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{pw}$



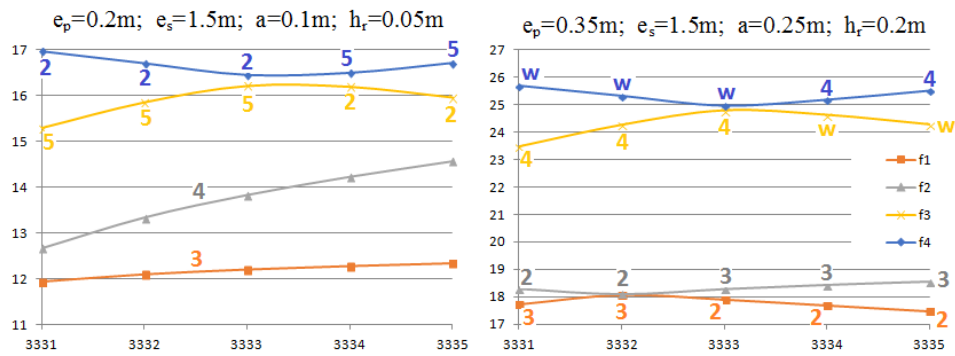
Rys. 11d. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{pw}$

Fig. 11d. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{pw}$



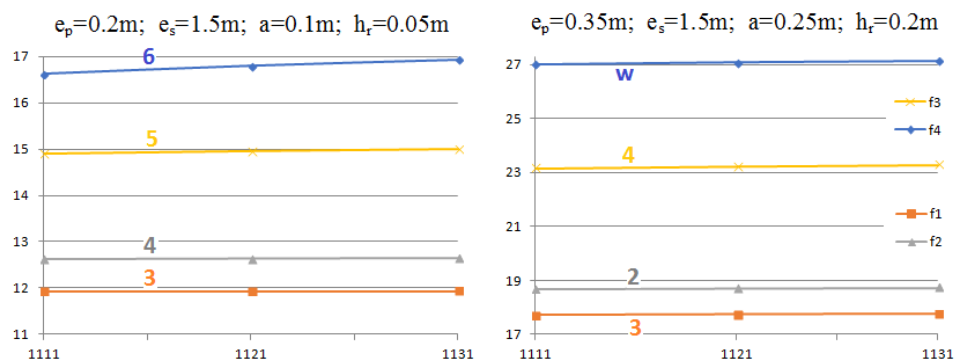
Rys. 11e. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{pw}$

Fig. 11e. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{pw}$



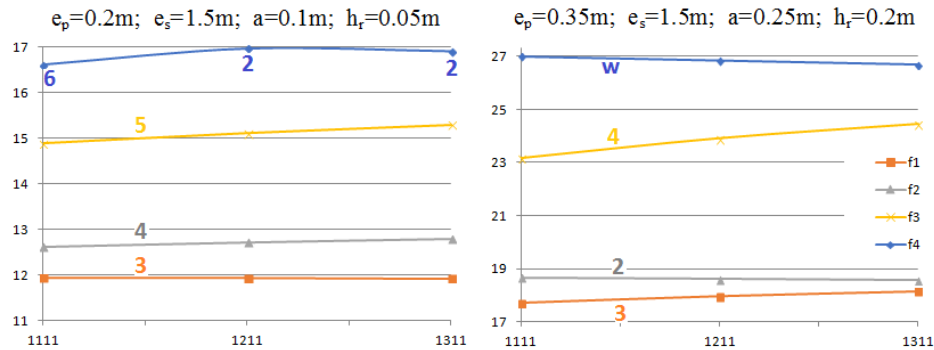
Rys. 11f. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{pw}$

Fig. 11f. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{pw}$



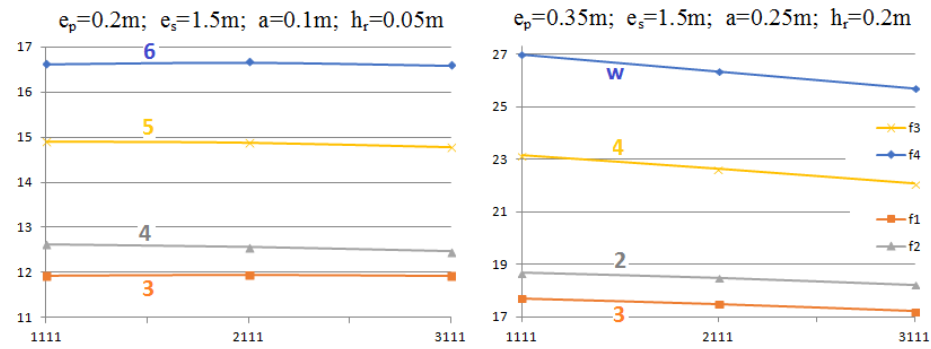
Rys. 12. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{rw}$

Fig. 12. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of thickness  $t_{rw}$



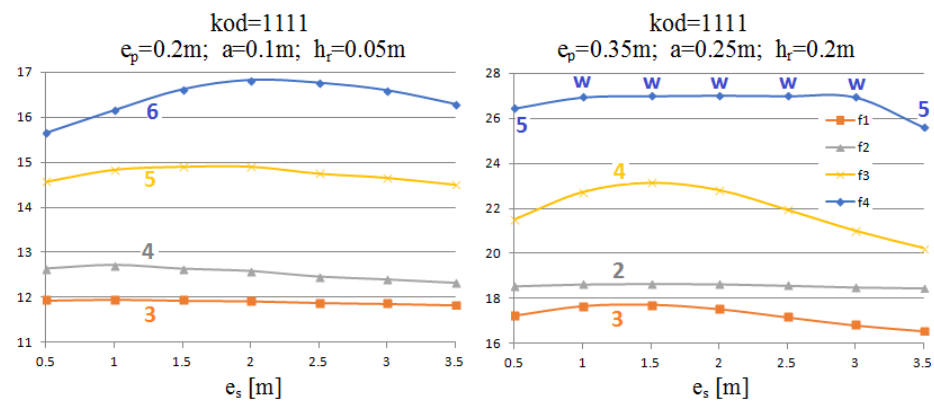
Rys. 13. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_{1÷f_4}$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{rs}$

Fig. 13. Function of eigenfrequencies  $f_{1÷f_4}$  [Hz] due to change of thickness  $t_{rs}$



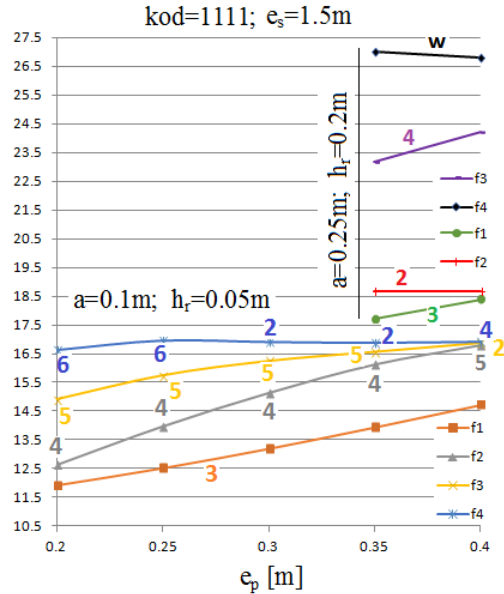
Rys. 14. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_{1÷f_4}$  [Hz] przy zmianie parametru  $t_{rp}$

Fig. 14. Function of eigenfrequencies  $f_{1÷f_4}$  [Hz] due to change of thickness  $t_{rp}$



Rys. 15. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_{1÷f_4}$  [Hz] przy zmianie parametru  $e_s$

Fig. 15. Function of eigenfrequencies  $f_{1÷f_4}$  [Hz] due to change of parameter  $e_s$



Rys. 16. Funkcje częstotliwości drgań własnych  $f_1 \div f_4$  [Hz] przy zmianie parametru  $e_p$

Fig. 16. Function of eigenfrequencies  $f_1 \div f_4$  [Hz] due to change of parameter  $e_p$

Rysunki 11a÷11f pokazują funkcje  $f_1(t_{pw}) \div f_4(t_{pw})$  przy zmianie  $t_{pw}$  i ustalonych pozostałych parametrach. Analiza tych wykresów wskazuje, że dla wartości parametrów geometrycznych w zakresie niskich wartości z ich zbiorów zmienności (wykresy po lewej stronie), pierwsze dwie postaci  $f_1$  i  $f_2$  są związane odpowiednio z trzema maksimumami obwodowymi i czterema. Kolejna trzecia częstotliwość  $f_3$  jest najczęściej związana z pięcioma maksimumami, jednak w przypadkach dużych grubości pierścienia górnego  $t_{pw}=20\text{mm}$  i  $t_{pw}=25\text{mm}$ , czyli zwiększonej jego sztywności, częstotliwość  $f_3$  jest związana z dwoma maksimumami obwodowymi, a postać  $f_4$  z pięcioma - następuje tu zmiana kolejności kształtów postaci.

Z kolei analiza Rys. 11a÷11f, sporządzona dla zwiększonej szerokości pierścienia górnego i sztywności ryfli (wykresy po prawej stronie), wskazuje na znacznie bardziej skomplikowane relacje pomiędzy postaciami drgań. Generalnie częstotliwości mają nominalnie wyższe wartości; ponadto pierwsza  $f_1$  i druga  $f_2$  leżą bliżej siebie i jednocześnie są bardziej odseparowane od trzeciej  $f_3$  i czwartej  $f_4$ . Istotne jest również to, że pierwsze dwie częstotliwości odpowiadają trzem i dwóm falom po obwodzie (inaczej niż poprzednio) i następuje tu zmiana kolejności kształtów postaci przy wzroście  $t_{pw}$ . Postać z czterema falami stała się trzecią częstotliwością, która zamienia kolejność z postacią wspornikową. Brak jest zatem postaci z pięcioma falami obwodowymi w zakresie  $f_1 \div f_4$ .

Rysunki 12, 13, 14 pokazują funkcje  $f_1 \div f_4$  odpowiednio względem parametrów  $t_{rw}$ ,  $t_{rs}$ ,  $t_{rp}$  i przy ustalonych pozostałych parametrach. Widać, że zmiana tych parametrów nie wywołuje istotnych zmian wartości częstotliwości drgań własnych, nie ma tu też zamiany kolejności postaci. Podobnie jak poprzednio zwiększenie sztywności pierścienia górnego powoduje pojawienie się postaci wspornikowej  $f_4$ .

Rysunek 15 pokazuje funkcje  $f_1(e_s) \div f_4(e_s)$  względem parametru  $e_s$  i przy ustalonych pozostałych parametrach. Widać, że zmiana tego parametru wywołuje przebieg funkcji z zaznaczonym ekstremum (pomiędzy  $e_s=1\text{m}$  a  $e_s=2\text{m}$ ). Jest ono wyraźniejsze przy wyższych częstotliwościach i większej sztywności pierścienia górnego.

Ostatni Rys. 16 pokazuje funkcje  $f_1(e_p) \div f_4(e_p)$  względem parametru  $e_p$  i przy ustalonych pozostałych parametrach. Widać, że zmiana tego parametru wywołuje relatywnie największe zmiany wartości częstotliwości  $f_1 \div f_4$  przy niskich wartościach pozostałych parametrów, w szczególności sztywności ryfli (parametry  $a=0.1\text{m}$ ,  $h_r=0.05\text{m}$ ). Ponadto zwiększenie szerokości pierścienia ponad wartość  $e_s=0.35\text{m}$  powoduje zbliżenie się  $f_2, f_3, f_4$ . Zwiększenie sztywności ryfli (parametry  $a=0.25\text{m}$ ,  $h_r=0.2\text{m}$ ) powoduje zwiększenie nominalnych wartości częstotliwości i pojawienie się postaci wspornikowej  $f_4$ .

## 7. Wnioski

Analiza postaci drgań własnych dyfuzorów jest złożona z uwagi na występowanie podwójnych częstotliwości drgań, a także ze względu na zmianę kolejności kształtów postaci drgań. Zdarza się więc, że podwójne częstotliwości drgań pokrywają się - tworząc przypadki poczwórnej częstotliwości z jakościowo innymi kształtami postaci.

Zasadniczym elementem konstrukcyjnym decydującym o wartościach i kolejności częstotliwości, a także kształcie postaci drgań własnych analizowanego dyfuzora jest pierścień górny. Teoretycznie im więcej maksimów fal w postaci drgań tym wyższa wartość częstotliwości. Podstawowym kształtem postaci  $f_1$  jest trzy fale po obwodzie - oznacza to, że odgrywają tu pewną rolę sztywności ryfli podłużnych; lecz przy wzroście sztywności pierścienia ( $t_{pw}$ ,  $e_p$ ) podstawową częstotliwością staje postać o dwóch falach po obwodzie "wypierając" poprzednią postać na drugą pozycję  $f_2$ .

Położenie ryfla obwodowego w części stożkowej ma swoje optimum wywołując ekstrema funkcji częstotliwości własnych. Dla analizowanego dyfuzora takim położeniem jest  $e_s \approx 1.5\text{m}$ .

Wpływ grubości powłok  $t_{rw}$ ,  $t_{rs}$ ,  $t_{rp}$  nie wywołują istotnych zmian w wartościach częstotliwości drgań własnych.

## Literatura

- [1] [www.wentech.pl](http://www.wentech.pl) (dostęp: 14.02.2017 r.).
- [2] [www.uniserv.com.pl](http://www.uniserv.com.pl) (dostęp: 14.02.2017 r.).
- [3] Kwon O. Engineering Manual for Cooling Tower Axial Flow Fan. 7th edition, Daeil Aqua Co., Ltd., 1994. <http://ns96.asadal.net/~daeilacqua/index2.html> (dostęp: 14.02.2017 r.).
- [4] Venema S. C., Lazenby C. B. New Fan Blade Tip Reduces Structural Vibration – Verification in Practise. Cooling Technology Institute Annual Conference. Houdson, Texas, 2004. <https://www.cti.org> (dostęp: 14.02.2017 r.).
- [5] Van der Spek H. F. New Fan Blade Tip Reduces Pulsation. Cooling Technology Institute Annual Conference. San Antonio, Texas, 2003. [http://ngs-hab.ru/docs/hw\\_aerotip.pdf](http://ngs-hab.ru/docs/hw_aerotip.pdf) (dostęp: 14.02.2017 r.).
- [6] Ślężona J. Podstawy technologii kompozytów. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice, 1998.
- [7] German J. Podstawy mechaniki kompozytów włóknistych. Politechnika Krakowska, 2001.
- [8] LUSAS v15.3. User's Manual. Theory Manual. LUSAS FEA Ltd. 2016.
- [9] Zein A., Kurniadi D. Unit 1 Cooling Tower Fan Stack Replacement to Increase Cooling Tower Performance, Proceedings World Geothermal Congress 2015, Melbourne, Australia, 2015.

## AN SENSITIVITY OF A SHAPE AND SIZE PARAMETERS ON EIGENFREQUENCY AND EIGENMODES OF A COMPOSITE FAN STACKS

### Summary

The subject of this work is a composite laminate fan stack. These structures are used in water cooling technology. Inside the composite fan stack rotates a fan, which consists of a number of fan impellers producing a forced draft of air. Because of ease of manufacturing of the stacks, their chemical resistance and durability they are produced as a self-supporting layered FRP composite shell. A major problem of design is to reduce vibration amplitudes caused by a rotating brick pressure, which is generated by moving the tip of the fan blades. One way to reduce vibration amplitudes is appropriate tuning eigenfrequencies and eigenmode shapes of the shell in relation to excitation frequency. The aim of this study is to determine the influence of geometrical (shape) and size parameters on the natural frequency of the fan stack shell. A parametric geometry model of the shell was defined and numerical algorithm that generates a FEM model was developed. The quadratic finite elements of thin curved shell were used. Each element has composite layout. The paper presents the results of calculations, contains conclusions and an analyse of parameters determining the frequency of vibration. Obtained results can be directly used in the design of fan stack structures.

**Keywords:** composite fan stacks, vibration of fan stack, diffuzor FRP

*Przesłano do redakcji: 15.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Ewelina DEC<sup>1</sup>  
Vyacheslav PISAREV<sup>2</sup>

## ANALIZA ŚRODOWISKA ZEWNĘTRZNEGO PRZEBYWANIA LUDZI W OKRESIE LETNIM

Celem pracy jest analiza środowiska zewnętrznego przebywania ludzi w okresie letnim do otrzymania danych niezbędnych do projektowania instalacji uzdatniania powietrza w upalne dni na otwartej przestrzeni. Dane meteorologiczne zebrane na przestrzeni wielu lat jednoznacznie stwierdzają tendencję wzrostu temperatury na Ziemi. Skutki tego zjawiska są najbardziej odczuwalne przez kraje, w których temperatura powietrza w okresie letnim przekracza 30°C, co uniemożliwia mieszkańcom normalne funkcjonowanie. Podczas takich upalnych dni niezbędny dla człowieka staje się system chłodzenia powietrza nie tylko w pomieszczeniach wewnętrznych, ale również w strefach zewnętrznych. Istotną rolę w projektowaniu systemów uzdatniania powietrza na otwartej przestrzeni odgrywa pojęcie temperatury odczuwalnej. W artykule przedstawiono zależność temperatury odczuwalnej od prędkości wiatru oraz wilgotności względnej powietrza. Z przeprowadzonej analizy wynika, iż prędkość wiatru wpływa znacząco na wartość temperatury odczuwalnej. Zależność ta odgrywa dużą rolę w systemach uzdatniania powietrza, ze względu na możliwość obniżenia wartości temperatury odczuwalnej w stosunku do rzeczywistej, za pomocą regulacji jedynie prędkości strumienia powietrza. Dodatkowo, wraz ze wzrostem wilgotności względnej powietrza, temperatura odczuwalna rośnie. Wynika z tego, że lepsze efekty chłodzenia powietrza w okresie letnim, uzyskamy przy niższej wilgotności względnej powietrza. Analiza procesów uzdatniania powietrza dla warunków zewnętrznych jest niezbędna. W Polsce podczas upalnych dni w większości przypadków występuje bardzo duże nasłonecznienie. Perspektywiczne jest zastosowanie technologii ochładzania powietrza z wykorzystaniem energii słonecznej.

**Słowa kluczowe:** klimatyzacja, wentylacja, ocieplenie klimatu, temperatura odczuwalna

### 1. Wprowadzenie

Instalacja wentylacji i klimatyzacji odgrywa istotną rolę w strefach przebywania ludzi. Celem działania tych instalacji jest zapewnienie odpowiednich

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Vyacheslav Pisarev, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, +48178651946, pisarev@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Ewelina Dec, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, +48178651946

warunków termiczno-wilgotnościowych dla człowieka w strefie jego przebywania zarówno wewnętrznej jak i zewnętrznej.

Dane meteorologiczne zebrane na przestrzeni wielu lat jednoznacznie stwierdzają tendencję wzrostu temperatury na Ziemi. Skutki tego zjawiska są najbardziej odczuwalne przez kraje, w których temperatura powietrza w okresie letnim przekracza 30°C, co uniemożliwia mieszkańcom normalne funkcjonowanie. Efektem ocieplenia się klimatu jest coraz częstsze występowanie zjawisk ekstremalnych, takich jak fale upałów czy susze, na co narażone są kraje, takie jak Polska, położone w strefach umiarkowanych. Podczas takich upalnych dni, niezbędny dla człowieka staje się system chłodzenia powietrza, nie tylko w pomieszczeniach wewnętrznych, ale również w strefach zewnętrznych. Należy jednak zwrócić uwagę, iż standardowy system uzdatniania powietrza zużywa duże ilości energii elektrycznej, co obciąża sieć elektryczną. Ciekawym i alternatywnym rozwiązaniem jest zastosowanie odnawialnych źródeł energii, na przykład paneli fotowoltaicznych, co jest jak najbardziej uzasadnione podczas upałów, ze względu na długotrwałe nasłonecznienie.

Celem pracy jest analiza środowiska zewnętrznego przebywania ludzi w okresie letnim do otrzymania danych niezbędnych do projektowania instalacji uzdatniania powietrza w upalne dni na otwartej przestrzeni.

## 2. Wpływ stanu powietrza na zdrowie oraz komfort

Warunki klimatyczne mają ogromny wpływ na zdrowie oraz efektywność pracy, czy odpoczynku człowieka. Jakość powietrza zależy w bardzo dużym stopniu od wilgotności oraz temperatury. Powietrze suche, chłodne człowiek odczuwa, jako świeże i czyste. Natomiast powietrze o takim samym składzie chemicznym i stopniu zanieczyszczenia, lecz o wyższej temperaturze oraz wilgotności, sprawia wrażenie nieświeżego i dusznego. Jeżeli, w celu osiągnięcia jak najlepszych warunków klimatycznych w pomieszczeniu, mamy wpływ na temperaturę oraz poziom wilgotności, to w strefach zewnętrznych, możemy mieć wpływ tylko na temperaturę. Wdychane przez człowieka powietrze ciepłe, nie jest w stanie ochłodzić organizmu w procesie konwekcji oraz odparowania. Odczucia cieplne każdego człowieka wiążą się z jego układem termoregulacji, na co, z kolei wpływa aktywność fizyczna, typ odzieży oraz parametry otoczenia człowieka [2,4].

Jeżeli przeciąg to zjawisko niepożądane, a ruchy powietrza powyżej 0,3÷0,5 m/s w pomieszczeniach prowadzą do wychłodzenia ludzkiego organizmu, to na zewnątrz mówimy o innych prędkościach ruchu powietrza wywołanych wiatrem. Zagadnienia te, są w literaturze z punktu widzenia komfortu organizmu ludzkiego słabo rozpatrzone. Analizując dane pogodowe, a szczególnie wpływ wiatru na środowisko (tab. 1.) można zauważyć, że przy projektowaniu ruchu powietrza w strefie zewnętrznej pod działaniem instalacji wentylacyjnej prędkość strumieni powietrza nie powinna przekraczać 5÷5,5 m/s. Przy większych prędkościach z ziemi do powietrza zostaje podniesiony kurz [1,12].

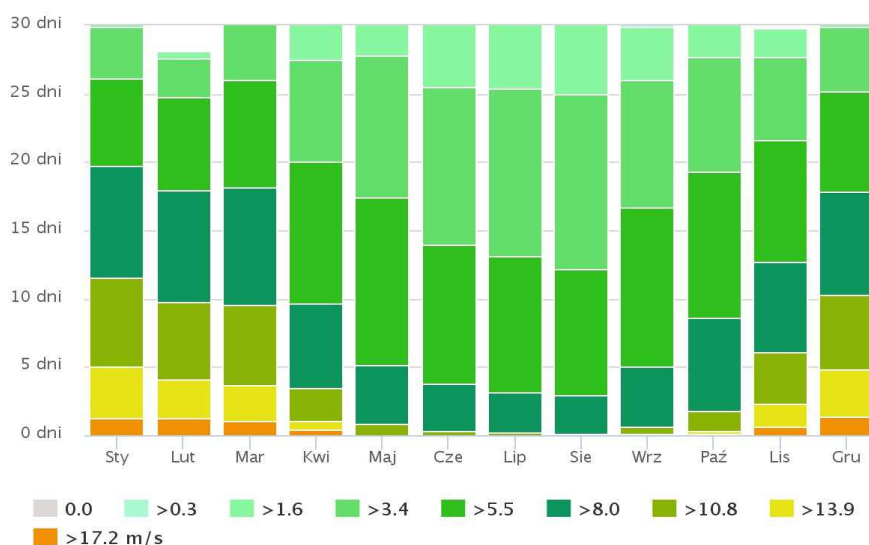


Tab. 1. Ocena prędkości wiatru na podstawie widocznych skutków działania wg [1,12]

Tab. 1. Rating wind speed based on the visible effects by [1,12]

Nazwa wiatru	Prędkość wiatru	Objawy na lądzie
	[m/s]	
cisza	0÷0,2	zupełna cisza
bardzo słaby powiew	0,3÷1,5	dym unosi się prostopadle w górę
słaby wiatr	1,6÷3,3	odczuwa się istnienie powiewu; liście chwilami drżą
łagodny wiatr	3,4÷5,4	liście drzew poruszają się; powierzchnia wody stojącej marszczy się
umiarkowany wiatr	5,5÷7,9	gałęzie drzew zaczynają się ruszać; wiatr unosi z ziemi kurz i suche liście
żywszy wiatr	8,0÷10,7	wyprostowują się duże flagi; poruszają się gałęzie drzew; wiatr gwizdże w uszach
silny wiatr	10,8÷13,8	poruszają się grube gałęzie drzew; słychać świst wiatru na przedmiotach stałych
bardzo silny wiatr	13,9÷17,1	poruszają się największe gałęzie drzew; idąc pod wiatr odczuwa się znaczny opór

Na rysunku 1 pokazano wykres, przedstawiający liczbę dni każdego miesiąca, podczas których występuje określona prędkość wiatru.



Rys. 1. Liczba dni w ciągu danego miesiąca, podczas których występuje wiatr o określonej prędkości, wykres oparty na godzinowych modelach symulacji pogody z 30 lat dla Rzeszowa, na podstawie [15]

Fig. 1. The number of days during the month, during which there is a certain wind speed, the chart based on hourly weather simulation models of 30 years for Rzeszów, based on [15]

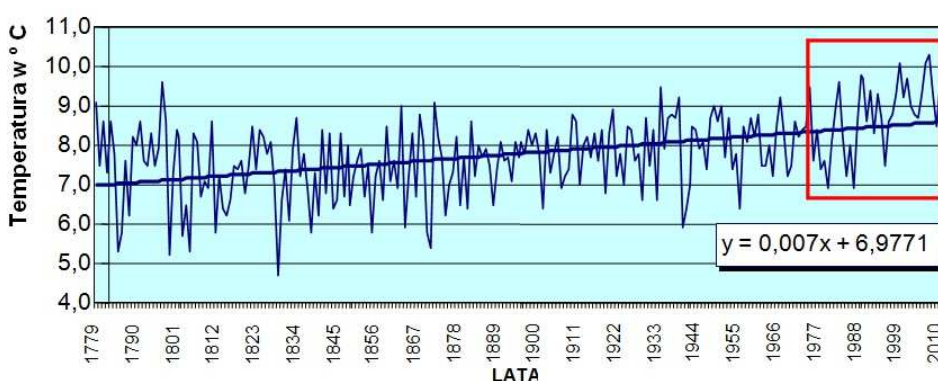
Na podstawie wykresu na rysunku 1, można zauważyć, że maksymalne prędkości wiatru (powyżej 17,2 m/s) mogą wystąpić w miesiącach od listopada do kwietnia. Natomiast w czasie lata, maksymalna prędkość wiatru nie przekracza 10,8 m/s. Najczęściej występujący wiatr w okresie od maja do września ma prędkość w zakresie 3,4÷8 m/s.

W ten sposób na samopoczucie ludzi działa wiatr, temperatura i wilgotność, co należy analizować łącznie oraz w szerszej skali dla stref zewnętrznych niż w pomieszczeniach zamkniętych.

### 3. Charakterystyka klimatu w Polsce i na świecie - analiza danych meteorologicznych

Polska leży w obszarze klimatu umiarkowanego ciepłego przejściowego, który charakteryzuje się zmiennymi stanami pogody w ciągu roku. Choć średnie temperatury półrocza letniego wynoszą około 18°C, to możliwe są dni upalne w dużej ilości z temperaturami powyżej 25°C. Najcieplejszym rejonem Polski jest część południowo-zachodnia, natomiast najchłodniejszym – północno-wschodnia część kraju i obszary górskie. Rozkład temperatury latem ma przebieg równoleżnikowy, jej wartości maleją z południa na północ, z wyjątkiem terenów górskich. Dni gorące, czyli o temperaturze maksymalnej ponad 25°C, występują od maja do września. Ich liczba wzrasta w miarę oddalania się od morza (od 10 do ponad 40 dni). Absolutne maksima temperatury dochodzą prawie do 40°C [8,14].

Na podstawie wieloletnich obserwacji zmian klimatu, zauważa się dużą zmienność temperatury powietrza z każdym rokiem. Dane meteorologiczne jednoznacznie wskazują, iż klimat w Polsce ociepla się, co jest szczególnie widoczne od roku 1989 (rys.2). Na poniższym wykresie wyznaczono linię trendu, czyli funkcję liniową rosnącą, opisaną wzorem:  $y = 0,007x + 6,9771$ , która



Rys. 2. Zmienność średniej rocznej temperatury w Warszawie w okresie 1779-2010, na podstawie [8]

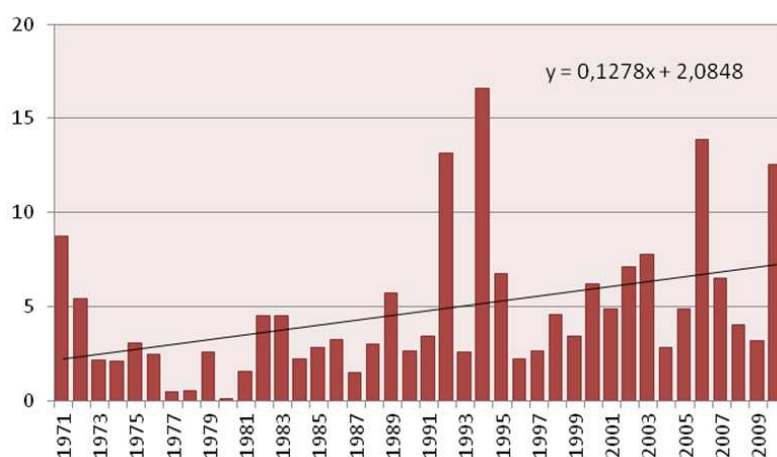
Fig. 2. The variability of mean annual temperature in Warsaw in the period 1779-2010, based on [8]

obrazuje charakterystykę zmiany średniej rocznej temperatury powietrza w Warszawie. Przyjęte oznaczenia:  $y$  – temperatura średnia roczna w  $^{\circ}\text{C}$ ,  $x$  – lata od 1779 do 2010 [3,8].

Oczywisty jest fakt, iż z roku na rok rośnie nie tylko średnia roczna temperatura, ale i temperatura średnia okresu letniego, o czym brak danych w literaturze.

Prognozy zmian temperatury wskazują, że do końca stulecia średnia roczna temperatura powietrza w Europie wzrośnie od  $2^{\circ}\text{C}$  do ponad  $6^{\circ}\text{C}$  ponad poziom z roku 1990. Spowoduje to wzrost poziomu morza oraz wzrost częstości występowania niekorzystnych zjawisk klimatycznych. Co ważne – wzrosną problemy ludzi związane z przebywaniem na otwartej przestrzeni, wywołane wysoką temperaturą w okresie lata, szczególnie w środkowej części dnia, kiedy temperatury są najwyższe w okresie całej doby [3,8].

Największy wpływ na warunki klimatyczne wywierają zjawiska ekstremalne, których obecny wzrost liczby wystąpień zauważalnie zmienia dynamikę cech klimatu w Polsce. Do zjawisk termicznych niekorzystnych i uciążliwych dla środowiska i społeczeństwa należą fale upałów (ciągi dni z maksymalną temperaturą dobową powietrza przekraczającą  $30^{\circ}\text{C}$  utrzymującą się, przez co najmniej 3 dni), najczęściej występujące w południowo-zachodniej części Polski, a najrzadziej – w rejonie wybrzeża i górach, z najdłuższymi ciągami dni upalnych trwającymi przynajmniej 17 dni. Na rysunku 3 przedstawiono liczbę dni upalnych, które wystąpiły w Polsce w latach 1971 – 2010. Na wykresie wyznaczono funkcję liniową  $y = 0,1278x + 2,0848$ , która charakteryzuje się rosnącą tendencją liczby dni upalnych w Polsce. Oznaczenia przyjęte na rysunku:  $x$  – kolejne lata od roku 1971 do 2010,  $y$  – liczba dni z temperaturą powietrza  $\geq 30^{\circ}\text{C}$  [8].



Rys. 3. Liczba dni upalnych w Polsce w okresie 1971–2010, na podstawie [8]

Fig. 3. The number of hot days in Poland in the period 1971–2010, based on [8]

Pod względem częstości występowania dni bardzo słonecznych uprzywilejowany jest maj, natomiast obniżenie frekwencji obserwowane w czerwcu jest wywołane cyrkulacją powietrza w atmosferze Ziemi [8].

W okresie lata, podczas upalnych dni, zastosowanie systemu chłodzenia powietrza, staje się niezbędne dla prawidłowego funkcjonowania człowieka i pracy instalacji przemysłowych. Najbardziej narażone na wysokie temperatury są kraje leżące w klimacie równikowym. Ich średnie temperatury roczne sięgają 30°C. W czołówce najgorętszych miejsc na świecie znajduje się Pustynia Lut w Iranie, libijskie miasto Al-Azizija oraz Dolina Śmierci w USA, gdzie meteorolodzy odnotowali temperaturę powietrza sięgającą 58°C [10].

Przykładem państwa, które standardowo zмага się z upałami jest Katar. Średnia temperatura powietrza w ciągu roku wynosi tam 26°C. Katar jest państwem o klimacie pustynnym, opadów nie ma praktycznie przez cały rok. W okresie od marca do października temperatura powietrza przekracza 30°C, niekiedy sięgając nawet 50°C [3]. Sposobem na przetrwanie uciążliwych upałów jest dla Katarczyków odpowiednie osłonięcie ciała przed promieniowaniem słonecznym. Noszenie długich przewiewnych strojów oraz nakrycie głowy, chroni przed szczególnie groźnym w tamtych rejonach promieniowaniem słonecznym. Specjalna konstrukcja budynków pozwala na utrzymanie stosunkowo niskiej temperatury powietrza, poprzez zastosowanie bardzo małych otworów okiennych, ograniczających przenikanie słońca do wnętrza. W ciągu dnia w Katarze, przede wszystkim w południe, nie jest bezpieczne dla człowieka przebywanie bezpośrednio w strefie zewnętrznej. Długotrwały marsz, lub praca fizyczna to olbrzymi wysiłek, grożący udarem cieplnym, dlatego należy go unikać. Katarczycy poruszają się o tej porze dnia przede wszystkim klimatyzowanymi samochodami, ograniczając przebywanie na słońcu. Na świeżym powietrzu można spotkać jedynie turystów lub też ciężko pracujących fizycznie ludzi biedniejszych. Wszelkie targowiska są zadaszone, a domy, urzędy czy budynki użyteczności publicznej wyposażone w klimatyzację. W Katarze często spotykane są na publicznych placach czy w parkach fontanny zraszające powietrze, które stanowią swoistą strefę chłodu.

Obecny trend zmiany klimatu spowoduje wzrost temperatury na całym świecie. Chłodzenie powietrza niezbędne będzie nie tylko w miejscach długotrwałego przebywania człowieka, lecz w każdym miejscu, w strefach zewnętrznych. Stanowić to jednak może duże wyzwanie dla obecnie stosowanych systemów chłodzenia powietrza, ze względu na bardzo duże zyski ciepła i tym samym niezbędną wysoką ich wydajność.

Wzrost temperatury przyczyni się do zwiększenia zapotrzebowania na energię elektryczną wykorzystywaną do celów chłodzenia powietrza. Taki wzrost zapotrzebowania z jednoczesnym ograniczeniem produkcji na przykład w elektrowniach wodnych z powodu zmniejszonych zasobów i ograniczoną dostępnością wody do chłodzenia w elektrowniach, może powodować zakłócenia w dostawach energii elektrycznej.

#### 4. Temperatura odczuwalna

Na podstawie badań wpływu czynników atmosferycznych takich jak temperatura, wilgotność względna, wiatr, określono pojęcie temperatury odczuwalnej.

Temperatura odczuwalna jest to stan, który określa, jakie odczucie termiczne wystąpi przy danych warunkach pogodowych. Pojęcie temperatury odczuwalnej zostało zdefiniowane przez Paula A. Sple i Charlesa F. Passela w latach czterdziestych ubiegłego wieku. Podczas badań na Antarktydzie naukowcy sprawdzali ile czasu potrzeba, aby woda w plastikowym cylindrze zamarzła (na otwartej przestrzeni). Wykazano, że czas ten zależy od temperatury początkowej wody, wysokości temperatury panującej na zewnątrz oraz od prędkości wiatru. W warunkach dużej wilgotności względnej temperatura zmierzona (statyczna) może być odbierana przez organizm człowieka, jako niższa. Podobnie, ale dużo wyraźniej, zmienia się odczuwanie temperatury w warunkach zwiększonego przepływu powietrza, na przykład w przestrzeniach, w których pracują klimatyzatory, nawiewające powietrze chłodne z prędkością powyżej 0,2 m/s [2,15].

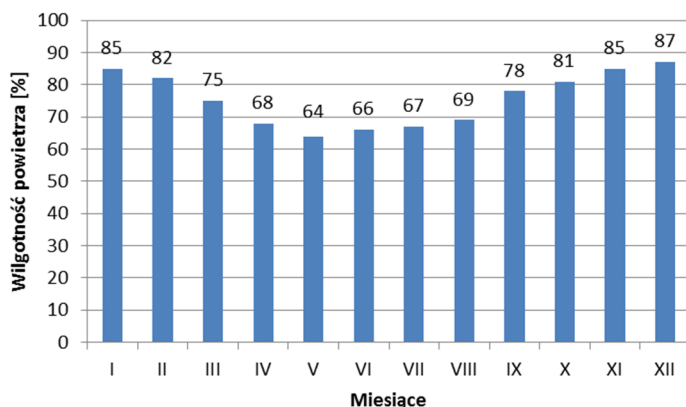
Należy pamiętać, że większość propozycji na obliczenie temperatury odczuwalnej nie uwzględnia jak grubo jest ktoś ubrany, czy dana osoba siedzi czy ćwiczy, czy świeci słońce, jak szybko ktoś oddycha (szybki oddech może być przyczyną strat ciepła). Do wyznaczenia temperatury odczuwalnej może być zastosowany kalkulator temperatury odczuwalnej skonstruowany przez Katedrę Meteorologii i Klimatologii Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego [13]. Wykorzystane w nim wzory wyznaczone zostały dla południowego terminu obserwacji. Pora południowa jest uważana przez wielu autorów, jako najbardziej reprezentatywna pod względem warunków pogodowych, jakie występują w ciągu dnia o największej aktywności fizycznej człowieka [5].

Wilgotność względna to stosunek ilości pary wodnej w powietrzu do ilości pary wodnej potrzebnej do nasycenia powietrza przy danej temperaturze, wyrażony w procentach. Powietrze w zależności od temperatury, może w sobie pomieścić konkretną ilość wilgoci (pary wodnej). Im wyższa jest temperatura powietrza, tym więcej zawiera pary wodnej. Natomiast im jest ono zimniejsze – tym mniej. Ilość ta jest ściśle określona dla każdej temperatury. Wilgotność powietrza zmienia się w procesie podgrzewania oraz chłodzenia.

Na rysunku 4 przedstawiono średnie roczne wieloletnie wartości wilgotności względnej powietrza, występujące w mieście Legionowo [16].

Z wykresu na rysunku 4, wynika, że najniższa średnia wilgotność względna powietrza występuje w okresie lata (67%).

Wilgotność w znacznym stopniu wpływa na warunki komfortu cieplnego, ponieważ człowiek oddaje ciepło przez parowanie. Intensywność parowania zależy w tych samych warunkach od różnicy ciśnienia cząstkowego pary wodnej na powierzchni skóry i pary wodnej zawartej w powietrzu. Np. w temperaturze 20°C oddawanie ciepła przez parowanie nie odgrywa wielkiej roli. W tej temperaturze również wilgotność powietrza nie ma dużego wpływu na warunki komfortu cieplnego. Natomiast wyższa temperatura powietrza sprawia, że wil-



Rys. 4. Średnia roczna wieloletnia wilgotność względna powietrza zewnętrznego odnotowana w mieście Legionowo, opracowano na podstawie [16]

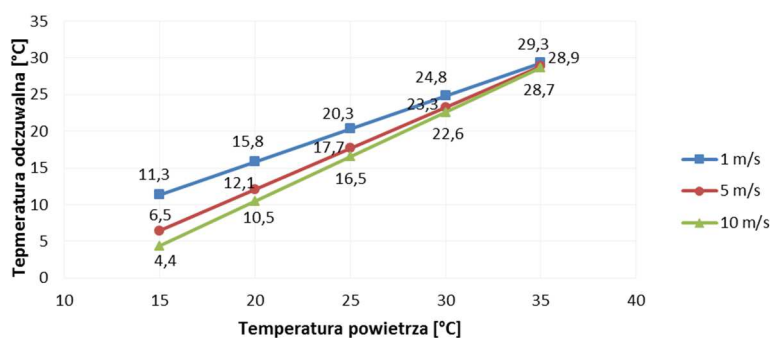
Fig. 4. The average annual long-term relative humidity of the outside air recorded in Legionowo, developed on the basis of [16]

Wartość wilgotności względnej powietrza zaczyna nabierać decydującego znaczenia. Wilgotność względna powietrza, mieszcząca się w granicach 30÷60 % ma niewielki wpływ na odczucia cieplne człowieka. Jednak dla wilgotności względnej powyżej 70%, wilgoć może lekko wykraplać się na zimnych elementach [11].

Przeprowadzono obliczenia temperatury odczuwalnej w zależności od rzeczywistej temperatury powietrza przy różnych prędkościach wiatru i wilgotności powietrza, na podstawie kalkulatora temperatury odczuwalnej [13].

Na podstawie opracowanych wykresów (rys. 5-9) wyraźnie widać, że decydujący wpływ na wartość temperatury odczuwalnej ma prędkość wiatru.

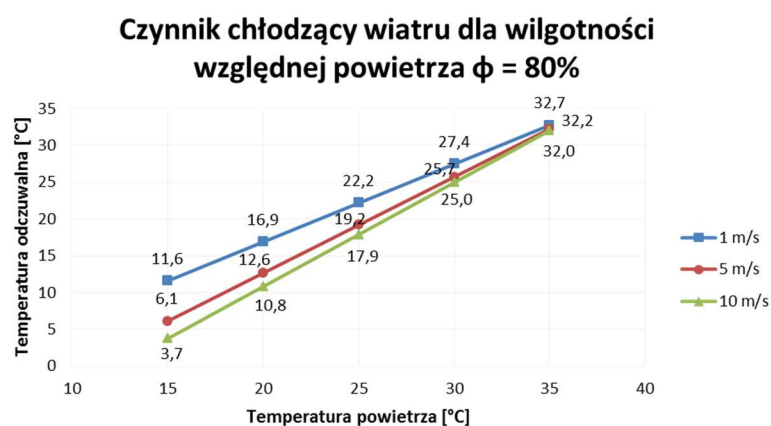
#### Czynnik chłodzący wiatru dla wilgotności względnej powietrza $\phi = 45\%$



Rys. 5. Zależność temperatury odczuwalnej oraz temperatury powietrza od prędkości wiatru przy wilgotności powietrza  $\phi=45\%$ , opracowano na podstawie [13]

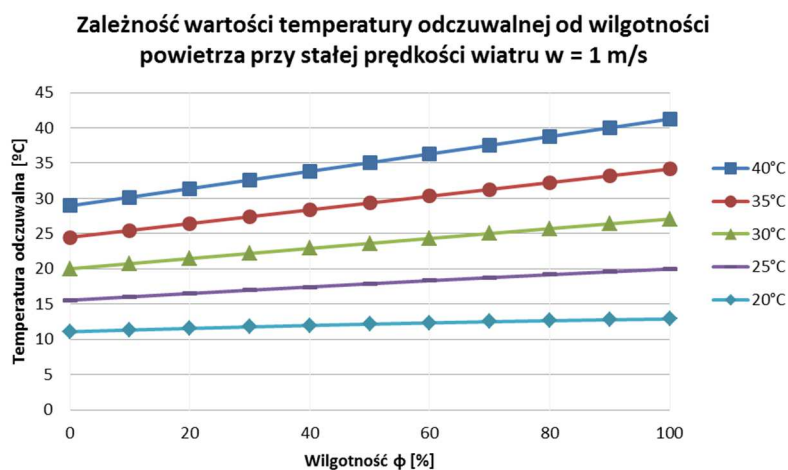
Fig. 5. The dependence of wind chill and the temperature of the air on the wind speed at a humidity of  $\phi = 45\%$ , developed on the basis of [13]

W miarę nasilania się wiatru, temperatura odczuwalna spada. Oczywiście różnica ta zależy od rzeczywistej temperatury powietrza. Im temperatura powietrza jest wyższa, różnica zmniejsza się. Na przykład, przy wilgotności powietrza 45%, dla temperatury atmosferycznej 20°C, przy wietrze o prędkości 1 m/s, temperatura odczuwalna wynosi 15,8 °C. Natomiast przy prędkości wiatru równej 10 m/s, temperatura odczuwana przez człowieka to 10,5 °C.



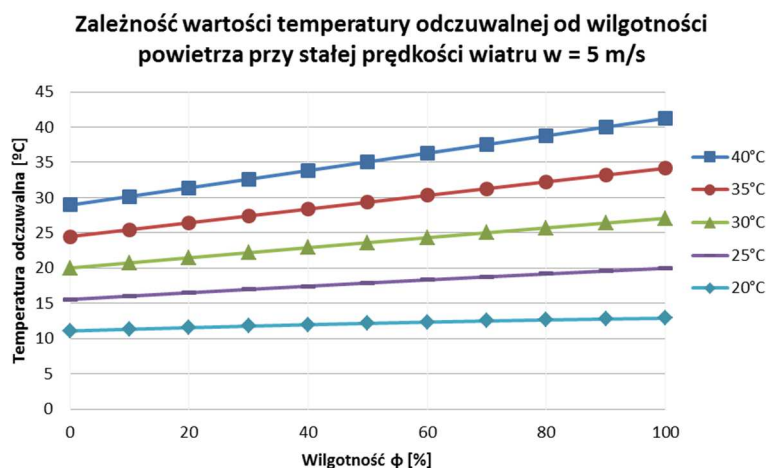
Rys. 6. Zależność temperatury odczuwalnej oraz temperatury powietrza od prędkości wiatru przy wilgotności powietrza  $\phi=80\%$ , opracowano na podstawie [13]

Fig. 6. The dependence of wind chill and the temperature of the air on the wind speed at a humidity of  $\phi = 80\%$ , developed on the basis of [13]



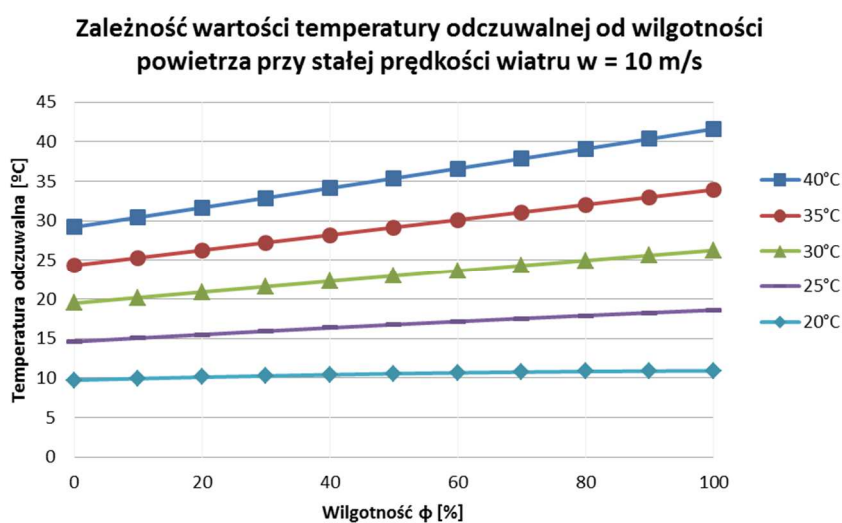
Rys. 7. Zależność wartości temperatury odczuwalnej od wilgotności powietrza przy prędkości wiatru równej 1 m/s, opracowano na podstawie [13]

Fig. 7. Temperature dependence of the humidity of the cooling wind speed equal to 1 m/s is adjusted [13]



Rys. 8. Zależność wartości temperatury odczuwalnej od wilgotności powietrza przy prędkości wiatru równej 5 m/s, opracowano na podstawie [13]

Fig. 8. Temperature dependence of the humidity of the cooling wind speed equal to 5 m / s is adjusted [13]



Rys. 9. Zależność wartości temperatury odczuwalnej od wilgotności powietrza przy prędkości wiatru równej 10 m/s, opracowano na podstawie [13]

Fig. 9. Temperature dependence of the humidity of the cooling wind speed equal to 10 m / s is adjusted [13]

Istotnym czynnikiem warunkującym wartość temperatury odczuwalnej jest wilgotność powietrza. Warto zaznaczyć, że dla temperatury powietrza wyższej niż 35°C przy jednocześnie wysokiej wilgotności względnej, temperatura od-



czuwalna może być nawet wyższa od rzeczywistej temperatury powietrza, nawet przy wietrze o prędkości 10 m/s. Zjawisko to jest niekorzystne z punktu widzenia komfortu przebywania dla człowieka. Wynika z tego, że lepsze efekty chłodzenia powietrza w okresie letnim, uzyskamy przy niższej wilgotności względnej powietrza.

Na podstawie powyższej analizy stwierdzono, iż prędkość wiatru wpływa znacząco na wartość temperatury odczuwalnej. Zależność ta odgrywa dużą rolę w systemach uzdatniania powietrza, ze względu na możliwość obniżenia wartości temperatury odczuwalnej w stosunku do rzeczywistej, za pomocą regulacji jedynie prędkości strumienia powietrza. Odpowiednia prędkość strugi nawiewanego powietrza, tak jak prędkość wiatru, obniży temperaturę odczuwalną przez człowieka o zadaną wartość, bez obniżenia temperatury nawiewu.

## 5. Wnioski

1. Na skutek wysokich temperatur zewnętrznych podczas dni upalnych oraz zmiany klimatu ze wzrostem temperatury w okresie letnim, ważne jest opracowanie technologii ochładzania powietrza w wybranych lokalnych strefach zewnętrznych przebywania ludzi (odpoczynku, pracy).
2. Technologie ochładzania powietrza strefy zewnętrznej przebywania ludzi powinny być uzupełnione w sposoby zmniejszenia obciążenia cieplnego, a właściwie ochronę od nasłonecznienia, zacienienie itp.
3. Efektywne są systemy chłodzenia wyparnego w obszarze stref zewnętrznych przebywania ludzi.
4. Analiza procesów uzdatniania powietrza dla warunków zewnętrznych jest niezbędna. Ciekawym jest określenie wpływu wiatru i wilgotności z wykorzystaniem wykresu i-x powietrza wilgotnego.
5. Ważnym może być analiza wykorzystania strumieni powietrza różnych nawiewników, miejsca ich usytuowania, których wpływ może być decydujący.
6. W Polsce w upalne dni w większości przypadków występuje bardzo duże nasłonecznienie. Dla ochładzania powietrza perspektywiczne jest wykorzystanie technologii ochładzania powietrza na podstawie energii słonecznej.

## Literatura

- [1] Błażejczyk K.: *Bioklimatyczne uwarunkowania rekreacji i turystyki w Polsce*. Warszawa 2014.
- [2] Fanger P.O., Popiołek Z., Wargocki P.: *Środowisko wewnętrzne. Wpływ na zdrowie, komfort i wydajność pracy*, Gliwice 2003.
- [3] Lorenc H.: *Atlas klimatu Polski*, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Warszawa 2005.
- [4] Raczkowski A., Skwarczyński M., Południk B.: *Ocena komfortu cieplnego w pomieszczeniu dydaktycznym wentylowanym naturalnie*.

- [5] Wereski S.: *Klimat odczuwalny Leska na podstawie normalnej temperatury efektywnej (NTE) i temperatury radiacyjno-efektywnej (TRE)*. Lublin 2009.
- [6] <http://www.instalacjebudowlane.pl/6217-26-76-prawidlowa-wilgotnosc-powietrza-w-domu-i-mieszkanu.html> (10.09.2016 r.).
- [7] <http://klimada.mos.gov.pl/adaptacja-do-zmian-klimatu/globalne-procesy/> (25.06.2016 r.).
- [8] <http://klimada.mos.gov.pl/zmiany-klimatu-w-polsce/tendencje-zmian-klimatu/> (25.06.2016 r.).
- [9] <http://www.medchitalka.ru/kostno-sustavnoy/1070/577/31434> (29.06.2016 r.).
- [10] [http://gadzetomania.pl/6582,gdzie-jest-najgoretsze-miejsce-na-ziemi\\_](http://gadzetomania.pl/6582,gdzie-jest-najgoretsze-miejsce-na-ziemi_) (29.06.2016 r.).
- [11] <http://www.ecoprius.pl/technika-klimatyzacyjna-i-wentylacyjna-z-rekuperacji/zadania-uzdatniania-powietrza.html> (25.06.2016 r.).
- [12] <http://www.mojapogoda.com/leksykon-meteorologiczny/wiatr.html> (29.06.2016 r.).
- [13] <http://www.uwm.edu.pl/wksir/zmetkli/calcul1.htm> (10.12.2015 r.).
- [14] <http://www.twojapogoda.pl/wiadomosci/112737,klimat-w-polsce-szybko-sie-ociepla> (20.01.2016 r.).
- [15] [https://www.meteoblue.com/pl/pogoda/prognoza/modelclimate/rzesz%c3%b3w\\_polska\\_759734](https://www.meteoblue.com/pl/pogoda/prognoza/modelclimate/rzesz%c3%b3w_polska_759734) (29.09.2016 r.).
- [16] <http://www.legionowo.pl/pl/strefa-mieszkanca-srodowisko-klimat> (12.09.2016 r.).

## ANALYSIS OF EXTERNAL ENVIRONMENT PEOPLE PRESENT DURING THE SUMMER

### Summary

The aim of the study is to analyze the external environment occupied during the summer to obtain the data necessary for the design of air purification systems on hot days in the open air. Meteorological data collected over many years, clearly state the trend of temperature increase on Earth. The effects of this phenomenon are most felt by the countries in which the air temperature in summer exceeds 30°C, which prevents the normal functioning of the residents. During such hot days necessary for man is an air cooling system, not only indoors, but also in the outer zones. An important role in the design of air purification systems for the open space concept plays a perceptible temperature. The paper shows the relationship between perceptible temperature wind speed and relative humidity. The analysis shows that the wind speed significantly affect the value of the perceptible temperature. This relationship plays an important role in the air treatment system, because the possibility of lowering the temperature of chill of the actual, only by controlling the speed of the air flow. In addition, with increasing relative humidity, wind chill increases. It follows that the better the effects of air cooling in the summer, get maintaining a lower relative humidity. Analysis of process air treatment for external conditions is essential. In Poland, during the hot days in most cases there is a very high insolation. Perspective is the use of air cooling technology using solar energy.

**Keywords:** air conditioning, ventilation, warming, perceptible temperature

*Przesłano do redakcji: 15.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Mariusz MAŚLAK<sup>1</sup>  
Michał PAZDANOWSKI<sup>2</sup>  
Janusz SIUDUT<sup>3</sup>

## KSZTAŁTOWANIE ELEMENTÓW W MODERNIZOWANYCH STALOWYCH ZBIORNIKACH PALIOWYCH WYNIKAJĄCE ZE ZMIAN UŻYTKOWYCH ORAZ WZRASTAJĄCYCH WYMAGAŃ ŚRODOWISKOWYCH

Omówiono zmiany konstrukcyjne niezbędne do wykonania w użytkowanych stalowych zbiornikach paliwowych jeśli planuje się ich dalsze wykorzystywanie przy zmienionych warunkach eksploatacji. W szczególności rozważa się sposób modernizacji typowego naziemnego zbiornika cylindrycznego z dachem pływającym, taki aby przystosować go do magazynowania paliwa lotniczego typu JET. Zalecanym rozwiązaniem jest w tym przypadku nadbudowa lekkiej kopuły aluminiowej. Drugą kwestią jest doszczelnienie dotychczas stosowanej konstrukcji dna zbiornika, wymagane przez aktualnie obowiązujące przepisy środowiskowe. Można tego dokonać albo kształtując dodatkowe drugie dno, stalowe lub kompozytowe, z przestrzenią monitorującą, albo poprzez podniesienie zbiornika i zainstalowanie pod jego dnem nieprzepuszczalnej dla produktów naftowych geomembrany z systemem monitorowania szczelności.

**Słowa kluczowe:** zbiornik stalowy, modernizacja, sposób użytkowania, wymagania środowiskowe, kształtowanie elementów

### 1. Wprowadzenie

Obecnie w Polsce około 60% stalowych zbiorników walcowych o osi pionowej spośród tych wykorzystywanych do magazynowania paliw płynnych stanowią obiekty wybudowane w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku, a zatem z prawie czterdziestoletnim okresem eksploatacji. Na ogół były one

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Mariusz Maślak, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel.: +48126415673, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl

<sup>2</sup> Michał Pazdanowski, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel.: +48126282929, e-mail: michal@15.pk.edu.pl

<sup>3</sup> Janusz Siudut, PKN Orlen S.A., Terminal Paliw numer 81, ul. Olszanicka 38a, 30-241 Kraków, tel.: + 48126365702, e-mail: janusz.siudut@orlen.pl

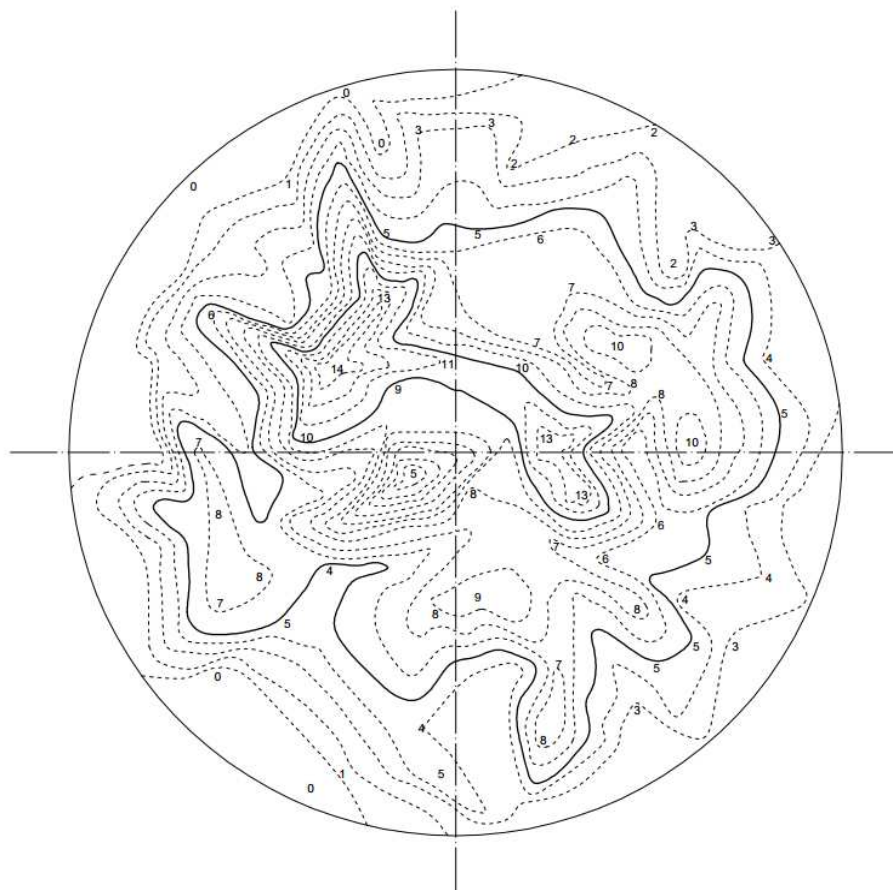
realizowane na podstawie typowego projektu technicznego [1], z przeznaczeniem do przechowywania produktów naftowych o dużej prężności par i ciężarze objętościowym  $\rho \leq 9 \text{ kN/m}^3$ . Najczęściej są to zbiorniki naziemne, spawane, odpowiednio z dachem pływającym o pojemności 2000 m<sup>3</sup> lub 5000 m<sup>3</sup> albo z dachem stałym o pojemności 500 m<sup>3</sup> lub 1000 m<sup>3</sup>. W chwili odbioru niewątpliwie spełniały one wszystkie ówczesne wymagania pozwalające na ich formalne dopuszczenie do użytkowania. Od tego czasu w przedsiębiorstwach zajmujących się magazynowaniem i dystrybucją paliw nastąpiły jednak istotne zmiany logistyczne. Zamknięto szereg nierentownych, stosunkowo małych baz paliwowych a w miejscach ich dużego „zagęszczenia” wytypowano bazy o charakterze jedynie magazynowym, specjalizujące się w przechowywaniu konkretnego rodzaju paliwa, na przykład oleju napędowego lub paliwa lotniczego typu JET. Wymusiło to konieczność modernizacji zbiorników w tego typu bazach, spowodowanej przede wszystkim zmianą sposobu użytkowania tych obiektów. Drugim istotnym czynnikiem generującym na tym polu potrzebę zastosowania nowych rozwiązań konstrukcyjnych było zaostrzenie wymagań środowiskowych związanych głównie z zapobieganiem lub co najmniej z efektywnym monitorowaniem ewentualnych wycieków magazynowanego paliwa. Trzeba zauważyć, że znaczna liczba użytkowanych przez wiele lat zbiorników paliwowych nie spełnia obecnie obowiązujących przepisów. Dotyczy to chociażby dopuszczalnych odchyłek pomierzonej w chwili badania stanu technicznego faktycznej geometrii ich płaszcza i dna od zakładanej w projekcie konfiguracji idealnej. Przykładowo, dla zbiornika o pojemności 5000 m<sup>3</sup> i o średnicy wewnętrznej 24,62 m lokalne deformacje (to znaczy wybrzuszenia lub wklęsnięcia) środkowej części dna nie powinny przekraczać następujących wartości [2]:

- strzałka ugięcia płaszczyzny odkształconej – max 100 mm,
- powierzchnia pojedynczej deformacji - około 5 m<sup>2</sup>,
- liczba istotnych deformacji na powierzchni dna - max 5.

Tymczasem rzeczywiste deformacje są często nie tylko znacząco większe ale i częściej inwentaryzowane. Przykład stosownego pomiaru odnoszącego się do typowego dna użytkowanego zbiornika pokazano na Rys. 1. Łatwo zauważyć, że:

- faktyczna strzałka ugięcia płaszczyzny odkształconej dochodziła do 140 mm,
- powierzchnię pojedynczej deformacji oszacowano na około 9 m<sup>2</sup>,
- liczba zinwentaryzowanych deformacji na powierzchni dna wynosiła 7.

Niewątpliwie, o stanie technicznym użytkowanego stalowego, naziemnego zbiornika paliwowego w głównej mierze decyduje stan zachowania żelbetowej konstrukcji jego fundamentu, a także stopień degradacji korozyjnej i deformacji blach dna, pasów płaszcza, dachu i schodów. Z tego względu każdą decyzję dotyczącą potencjalnej modernizacji rozpatrywanego zbiornika musi poprzedzić kompleksowa ekspertyza inwentaryzująca jego słabe punkty i oceniająca możliwość i zakres ewentualnego wykorzystania poszczególnych elementów konstrukcyjnych po zmianie dotychczasowego sposobu użytkowania.



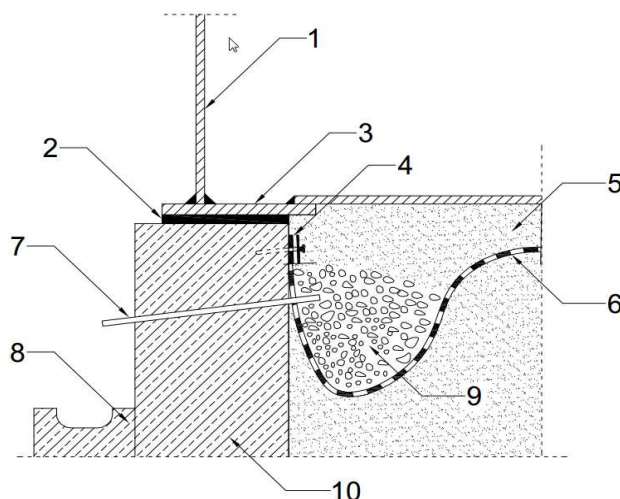
Rys. 1. Pomierzone deformacje blach dna typowego użytkowanego stalowego zbiornika paliwowego o pojemności 5000 m<sup>3</sup>. Wyniki podano w centymetrach, warstwicę co 1 cm

Fig. 1. Deformations measured for typical bottom sheets of the steel tank for fuel storage with a capacity of 5000 m<sup>3</sup> being in-service. The results are given in centimeters, contour lines marked at 1 cm intervals

## 2. Modernizacje wymuszone wymogiem zagwarantowania niezbędnej szczelności dna zbiornika

W typowych zbiornikach paliwowych użytkowanych w kraju dno wykonywane było zwykle jako jednościankowe przy czym jego szczelność kontrolowano poprzez rurki drenarskie położone poniżej (Rys. 2). Wyciek z tych rurek paliwa magazynowanego w zbiorniku sygnalizował wystąpienie nieszczelności. Jednakże minimalne wycieki spod zbiornika w trakcie jego użytkowania były w praktyce bardzo trudne do wykrycia. Pomiary słupa paliwa przechowywanego w zbiorniku mogły w takich przypadkach mieścić się w granicach dopuszczal-

nych ubytków naturalnych. Poza tym produkt z wycieku mógł utrzymywać się pod dnem niezauważony przez dłuższy czas i dopiero w okresie wiosennych roztopów lub jesiennych intensywnych opadów wypłynąć na powierzchnię terenu albo pokazać się w drenarskich rurkach kontrolnych.



Rys. 2. Dotychczasowa kontrola szczelności jednościankowego dna zbiornika poprzez rurki drenarskie - 7. Pozostałe oznaczenia: 1 – płaszcz zbiornika, 2 – podkładka (na przykład płytka pilśniowa nasycona bitumem), 3 – pierścień obwodowy dna zbiornika, 4 – płaskownik mocujący folię izolacyjną, 5 - fundament piaskowy, 6 – folia izolacyjna, 8 – rynna kontrolna, 9 – żwirowa warstwa drenażowa, 10 – pierścieniowy fundament betonowy

Fig. 2. The tightness control commonly used hitherto for the single-layer bottom of the considered steel tank through the drainage tubes - 7. The other markings are as follows: 1 – the steel sheet of the tank shell, 2 – a pad (for example a bitumen impregnated beaverboard plate), 3 – the steel sheet of a circumferential ring of the tank bottom, 4 – the flat steel plate fixing the insulating foil, 5 – the sand foundation, 6 – the insulating foil, 8 – a leak control channel, 9 – the gravel drainage layer, 10 – the concrete ring foundation

Obecnie obowiązujące wymagania sformalizowane w odpowiednich warunkach technicznych [3, 4] nakładają na użytkownika zbiornika paliwowego obowiązek wyposażenia go w urządzenia lub systemy sygnalizujące powstanie wycieku oraz zabezpieczające przed przenikaniem magazynowanego produktu do gruntu, w tym w szczególności do wód powierzchniowych. Dostosowanie się do tych wymagań oznacza w praktyce konieczność modernizacji dna dotychczas użytkowanego zbiornika. Jej efektywne przeprowadzenie wiąże się z wyborem jednego z dwóch możliwych podejść konstrukcyjnych:

- budowy od wewnątrz zbiornika drugiego dna z przestrzenią monitorującą,
- podniesienia zbiornika i zainstalowania pod jego dnem geomembrany nieprzepuszczalnej dla produktów naftowych z systemem monitorowania nieszczelności.

Decydując się na pierwsze z tych rozwiązań należy dokonać kolejnego wyboru, związanego z technologią wykonania drugiego dna. Dominują tu bowiem co najmniej dwa odrębne sposoby postępowania, zależne od tego czy drugie dno ma być wykonane jako stalowe, czy jako kompozytowe.

W przypadku wbudowywania drugiego dna stalowego na istniejącym już pojedynczym dnie zbiornika przestrzeń powstała pomiędzy górnym a dolnym dnem zostaje podzielona na sekcje po to aby w przypadku ewentualnej awarii dało się łatwiej zlokalizować uszkodzone elementy konstrukcyjne. Wadą tej technologii jest duża trudność z poprawnym wykonaniem drugiego stalowego dna jeżeli dotychczas istniejące dno jest pofałdowane, co zresztą jest powszechne w zbiornikach intensywnie i długotrwale użytkowanych (patrz Rys. 1). Przed montażem drugiego dna niezbędna jest zatem ocena stanu technicznego dna już istniejącego a następnie dokonanie jego ewentualnych napraw. Potencjalnie możliwa naprawa dna zbiornika niedługo po zamontowaniu drugiego dna stalowego może być bowiem bardzo utrudniona a przez to kosztowna. Drugą istotną wadą tego typu modernizacji jest całkowity brak wzrokowej kontroli postępu degradacji korozyjnej blach dolnego dna, pod zamontowanym górnym dnem stalowym.

Budowa drugiego dna wykonanego z kompozytu wiąże się z wytworzeniem na dotychczas istniejącym stalowym dnie powłoki z przestrzenią monitorującą, wykonanej na ogół z kompozytu wielowarstwowego lub hybrydowego, czyli na przykład z kompozytu aluminiowo – żywicznego. W przypadku zastosowania kompozytu wielowarstwowego jego dolne warstwy (tak zwane warstwy strukturalne) wykonane są z epoksydów nieprzewodzących o oporze upływu  $R_u$  rzędu  $10^{14} \Omega$ . Przestrzeń monitorowaną przy tego rodzaju modernizacji uzyskuje się dzięki zastosowaniu laminatu przestrzennego, przewodność elektrostatyczną natomiast dzięki nałożeniu na górną warstwę laminatu okładziny przewodzącej o oporze  $R_u \leq 10^1 \Omega$  i grubości  $300 \div 500 \mu\text{m}$  oraz wykorzystaniu taśm węglowych stanowiących dodatkowe ścieżki przewodzące. W przypadku konstruowania drugiego dna z kompozytu aluminiowo – żywicznego przestrzeń monitorowana powstaje pomiędzy dotychczas istniejącym dnem stalowym a nową powłoką wykonaną z cienkich klejonych blach aluminiowych. Ładunki elektrostatyczne ze zbiornika odprowadzane są poprzez tę powłokę.

Istotnym problemem przy modernizacji zbiornika z wykorzystaniem kompozytu jest zapewnienie jego współpracy z dotychczasową konstrukcją stalową. Pomimo niewątpliwego postępu w technologii laminowania, w tym w szczególności poprawy charakterystyk fizycznych i wytrzymałościowych kompozytów stosowanych w praktyce, nadal stosunkowo często odnotowywane są awarie manifestujące się pęknięciami lub lokalnym odspojeniem laminatu (Rys. 3). Stalowe dno pracuje bowiem w czasie eksploatacji pod wpływem zmieniającej się wysokości słupa cieczy magazynowanej w zbiorniku. Przy napełnianiu blachy dna przemieszczają się do dołu, natomiast przy opróżnianiu stopniowo powracają do położenia nadanego im podczas montażu. Tego typu zmiany przy istotnej różnicy w odkształcalności stali i nałożonego na nią laminatu dość szyb-

ko skutkują rozwarstwieniem (delaminacją) zmodernizowanej powłoki, co łączy się z koniecznością jej remontu. Często jednak sama naprawa powłoki laminatu bez uzupełnienia podsypki piaskowej pod dnem zbiornika nie gwarantuje powodzenia przeprowadzonych prac. Szerzej o problemach związanych z eksploatacją zbiorników modernizowanych metodą laminacji autorzy niniejszej pracy piszą w artykule [5].

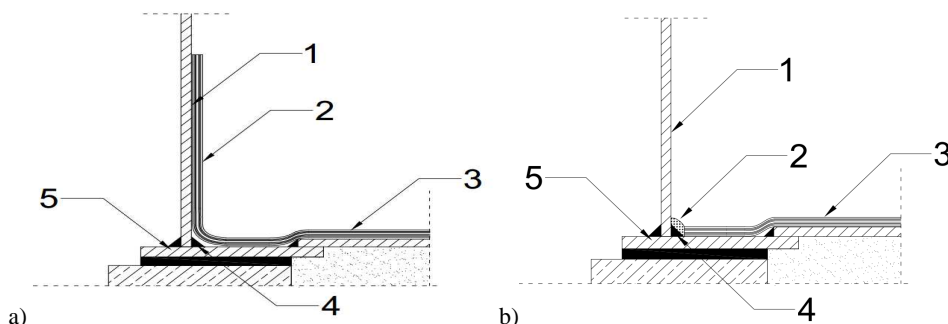


Rys. 3. Pęknięcie warstwy laminatu na styku pomiędzy płaszczem i dnem zbiornika (zdjęcie J. Siudut)

Fig. 3. Crack of the laminate layer at the interface between the shell and the bottom of the tank (photo – J. Siudut)

Podstawowym zadaniem drugiego dna wykonanego z kompozytu jest zapewnienie szczelności zmodernizowanego zbiornika. Gwarancję szczelności uzyskuje się w tym przypadku stosując typową technologię polegającą na wyciągnięciu warstwy laminatu na dolną blachę płaszcza na wysokość około 1 m (Rys. 4a). Rozwiązanie takie uniemożliwia jednak monitorowanie stanu zachowania spoiny pachwinowej łączącej dno z płaszczem zmodernizowanego w ten sposób zbiornika. Wady tej pozbawione jest rozwiązanie alternatywne (Rys. 4b), w którym spoina ta chroniona jest warstwą przezroczystej żywicy epoksydowej stanowiącej równocześnie niejako obramowanie zabezpieczające brzeg laminowanego dna. Oczywiście, zastosowanie takiego podejścia będzie skuteczne tylko wtedy gdy zachowa się odpowiedni poziom wykonania prac remontowych, jest ono bowiem bardzo czułe na wszelkiego rodzaju niedokładności, a zwłaszcza na ewentualne uszkodzenia mechaniczne. Dlatego warto rozważyć, czy zysk polegający na zapewnieniu dostępu do wizualnego oglądu spoiny niewątpliwie ważnej dla pracy całego zbiornika rekompensuje w tym przypadku chyba jednak dość znacznie zwiększone ryzyko zniszczenia warstwy laminatu, skutkującego potencjalną utratą jej szczelności, zwłaszcza na brzegach gdzie nie wydaje się ona zabezpieczona tak dobrze jak to ma miejsce przy tradycyjnej technologii naprawy.





Rys. 4 Alternatywne rozwiązania brzegu kompozytowego dna zbiornika: a) rozwiązanie tradycyjne z warstwą laminatu wyciągniętą na dolną blachę powłoki zbiornika na wysokość 1 m, b) rozwiązanie umożliwiające monitorowanie stanu zachowania spoiny pachwinowej łączącej stalowe dno z płaszczem zbiornika. Oznaczenia: 1 – płaszcz zbiornika, 2 – zabezpieczenie brzegu laminatu, w tym: na lewym rysunku – wyinięcie warstwy laminatu, na prawym rysunku – przezroczysta żywica epoksydowa przykrywająca spoinę, 3 – laminat pokrywający dno zmodernizowanego zbiornika, 4 – spoina pachwinowa, 5 – pierścień obrzeżny

Fig. 4. Alternative solutions for the edge of the composite bottom of the tank: a) conventional solution with the laminate layer stretched over the lowest sheet of the tank shell at the height of 1 m, b) solution enabling monitoring of the technical condition of a fillet weld connecting the steel bottom and the shell of the tank. Markings: 1 – tank shell, 2 – protection of the edge of the laminate, including: on the left figure – flanging of the laminate layer, on the right figure: transparent epoxy resin covering the weld, 3 – laminate covering the bottom of the modernised tank, 4 – fillet weld, 5 – peripheral ring

W sytuacji gdy doszczelnienie dna wymaga dodatkowo wykonania na gruncie pod nim nieprzepuszczalnej dla produktów naftowych geomembrany wraz z odpowiednim systemem monitorowania nieszczelności zalecanym sposobem postępowania jest podniesienie całego zbiornika. Podnoszenie zbiornika ważącego niejednokrotnie kilkaset ton odbywa się przy pomocy odpowiednich siłowników. Technologia ta jest zresztą znana i stosowana od wielu lat. Możliwe są tu dwa podejścia. Zbiorniki o mniejszej masie podnoszone są na ogół w całości, natomiast w przypadku zbiorników większych często podnosi się samą powłokę zbiornika po jej odcięciu od dna. Geomembrana wykonywana jest z reguły z termoplastów lub elastomerów. Ważne aby były to materiały odporne na rozrywanie przy wydłużeniu dochodzącym nawet do 1000%. Z geomembrany wyprowadza się następnie system monitorowania ewentualnych nieszczelności dna. Sama geomembrana ma w tym systemie powstrzymać potencjalny wyciek magazynowanego paliwa natomiast automatycznie wygenerowany sygnał alarmowy pozwolić na szybkie podjęcie działań zapobiegawczych. Niewątpliwą zaletą takiego sposobu modernizacji jest umożliwienie wykonania naprawy fundamentu zbiornika. Możliwa staje się również całkowita wymiana dna, a zatem także uzupełnienie podsypki i usunięcie innych przyczyn jego nierównomiernego osiadania.

Tematyka planowania remontów i modernizacji zbiorników stalowych z uwzględnieniem sposobów ochrony środowiska przed wyciekami paliwa przez nieszczelne dno została przedstawiona w sposób kompleksowy w pracach [6] i [7].

### **3. Dostosowanie stalowego zbiornika z dachem pływającym do magazynowania paliwa lotniczego typu JET**

Paliwo lotnicze typu JET z reguły magazynowane jest w zbiornikach z dachem stałym. Dach stały pozwala bowiem praktycznie wyeliminować ryzyko pojawienia się w przechowywanym produkcie wody pochodzącej z opadów atmosferycznych. Trzeba podkreślić, że czystość paliwa warunkuje niezawodną pracę silników samolotu. W zbiornikach z dachem pływającym nawet przy zastosowaniu najlepszych z obecnie znanych uszczelnień całkowite wyeliminowanie obecności wody z opadów nie jest możliwe. Jeżeli zatem w istniejącej bazie paliwowej planuje się zmianę sposobu użytkowania istniejących już stalowych zbiorników z dachem pływającym, taką aby dostosować je do przechowywania paliwa lotniczego typu JET, to jedynym zalecanym rozwiązaniem konstrukcyjnym jest przebudowa dotychczasowego dachu pływającego i nadbudowanie nad nim lekkiej kopuły aluminiowej. Najprostszym podejściem jest tu zatem kolejno: likwidacja schodów prowadzących wcześniej na dach pływający, dostosowanie istniejącego dachu pływającego do pracy w charakterze wewnętrznego ruchomego dachu i w końcu montaż nowego dachu zewnętrznego. Jak dotąd modernizowano w ten sposób w kraju zbiorniki o pojemności 2000 m<sup>3</sup> lub 5000 m<sup>3</sup> (Rys. 5). Wymagania eksploatacyjne dotyczące zbiorników pracujących w takiej konfiguracji nie są jednak w krajowych przepisach [8, 9] w żaden sposób wyspecyfikowane, co niepotrzebnie daje użytkownikowi bazy paliwowej pole do opracowywania swoistych dla danych warunków lokalnych ale nie zawsze bezpiecznych i do końca sprawdzonych rozwiązań. Pozostaje zatem oparcie się na szczegółowych wytycznych sformalizowanych przepisami opublikowanymi w innych krajach, w tym w szczególności na normach: API 650 [10] w zakresie projektowania i użytkowania oraz NFPA 11 [11] w zakresie ochrony przeciwpożarowej. Zgodnie z nimi stała kopuła aluminiowa projektowana nad zbiornikiem powinna być samonośna i oprócz obciążeń klimatycznych (śnieg, wiatr) przenosić obciążenie  $p \leq 113 \text{ kg/m}^2$  (dotyczy to również podestu), co odpowiada masie pojedynczego pracownika z narzędziami rozłożonej na jeden metr kwadratowy poszycia kopuły. Poza tym zalegający na kopule śnieg może powodować ugięcie paneli jej poszycia do kąta 1,98°, co w praktyce, w przypadku największych blach, daje ugięcie wynoszące około 45 mm w stosunku do pierwotnego położenia panelu zaraz po montażu. Śnieg należy okresowo usuwać, nie tylko z samego poszycia kopuły ale i z podestów obsługowych, zwłaszcza wtedy gdy ich obciążenie przekracza wartość  $s = 75 \text{ kg/m}^2$ , co odpowiada zaleganiu 15 cm mokrego śniegu. Dodatkowo kopuła musi być przystosowana do przeniesienia skupionego obciążenia stałego przyłożonego na jej szczycie po zamontowaniu iglicy odgromowej.



Rys. 5. Zbiornik stalowy z kopułą aluminiową i wewnętrznym dachem pływającym o pojemności 5000 m<sup>3</sup> przystosowany do magazynowania paliwa lotniczego typu JET (zdjęcie – J. Siudut)

Fig. 5. Steel tank with an aluminium dome and an internal floating roof with a capacity of 5000 m<sup>3</sup> adapted for the JET-type aviation fuel storage (photo – J. Siudut)

W przywołanych poprzednio przepisach nie wymaga się zapewnienia stałego dostępu na wewnętrzny dach pływający. Oczywiście, użytkownik bazy może wprowadzić tego typu wymóg w swoim zakresie. Dla dachów zewnętrznych narażonych na działanie czynników atmosferycznych (deszcz, lód, śnieg) taki dostęp jest niezbędny w celu ich ewentualnego odwodnienia lub odśnieżenia. Wizualną kontrolę stanu technicznego wewnętrznego dachu pływającego można prowadzić przez włazy w kopule aluminiowej. Dostęp do tego dachu jest wtedy możliwy jedynie w jego najwyższym (górnym) położeniu, to znaczy przy całkowitym napełnieniu zbiornika. Dla wewnętrznych dachów pływających przepisy norm [10, 11] nie wymagają zastosowania przerywaczy płomieni na zaworach napowietrzająco - odpowietrzających. Zawory te otwierają się jedynie podczas całkowitego opróżniania zbiornika albo na początku jego napełniania. W czasie normalnej eksploatacji, to znaczy wtedy gdy dach pływa na powierzchni magazynowanego paliwa i nie opiera się na podpierakach, zawory są zamknięte.

Konfiguracja zbiornika łącząca zastosowanie stałej kopuły aluminiowej z pozostawieniem w charakterze dachu wewnętrznego stalowego dachu pływającego

jącego z pełnym kontaktem z magazynowanym paliwem jest rozwiązaniem bardzo bezpiecznym z uwagi na zagrożenie pożarowe. Z tego względu, przy spełnieniu wymogu pełnego kontaktu z cieczą, w sytuacji pożaru nie wymaga się podawania piany na całą powierzchnię dachu, a jedynie na powierzchnię jego uszczelnienia.

Montaż kopuły aluminiowej dodatkowo pociąga za sobą konieczność przebudowy dotychczas istniejących podestów na zbiorniku, dostosowania do nowej konstrukcji automatycznych systemów pomiarowych, a także wykonania nowej instalacji zraszaczowej i pianowej.

#### **4. Uwagi końcowe**

Zmiana sposobu użytkowania spowodowana względami logistycznymi, a często po prostu czysto ekonomicznymi, oraz wzrastające wymagania dotyczące ochrony środowiska naturalnego wymuszają na personelu wielu krajowych baz paliwowych zaplanowanie i przeprowadzenie kompleksowej modernizacji konstrukcji dotychczas istniejących stalowych zbiorników paliwowych. Wiąże się ona z podejmowaniem wielu decyzji co do wyboru efektywnej technologii prowadzenia robót remontowych, a także z poszukiwaniem takich rozwiązań, które zagwarantują odpowiednią trwałość odnowionej konstrukcji poddanej oddziaływaniom nowego typu i narażonej na specyficzne dla tych oddziaływań zagrożenia. Zadanie to jest dla użytkowników takich baz o tyle trudne, że jak dotąd brak jednoznacznie sprecyzowanych i sformalizowanych przepisów, dotyczących zarówno projektowania jak i eksploatacji takich zbiorników. Próbuje się zatem dostosować do krajowych warunków rozwiązania rekomendowane do wykorzystania w innych krajach. Pochodzą one jednak na ogół z różnych przepisów, nie zawsze wzajemnie kompatybilnych, co na pewno rodzi pewien chaos i w konsekwencji nie zawsze pozwala na realne osiągnięcie wymaganego poziomu bezpieczeństwa czy zagwarantowanie dostatecznej trwałości zmodernizowanego zbiornika. Wydaje się zatem, że należy dążyć do pewnego usystematyzowania i próby oceny rozwiązań spotykanych na tym polu w praktyce inżynierskiej. Jest to ważne także z tego powodu, że w kraju brak instytucji zbierającej dane z awarii zbiorników paliwowych spowodowanych nieprofesjonalnym przystosowaniem ich do nowej technologii czy zmianą rodzaju przechowywanego w nich paliwa. Instytucje dopuszczające nowe rozwiązania technologicznie – konstrukcyjne często nie definiują jednoznacznie gdzie i kiedy nie powinno się takich rozwiązań stosować. Kryteriów tych nie specyfikują czytelnie, niewątpliwie ze względów marketingowych, także firmy wykonawcze proponujące zastosowanie danej technologii w przypadku konkretnego remontu. Z reguły bowiem rekomendują one swoje rozwiązania jako te, które są preferowane dla każdej zaistniałej sytuacji. W tym stanie rzeczy inwestor musi opierać się jedynie na własnej wiedzy i doświadczeniu, nie ma bowiem jasnej informacji w jakich warunkach i kiedy może zastosować wybraną przez siebie technologię.

W wielu przypadkach skutkuje to tym, że użytkownik bazy paliwowej dopiero po upływie pewnego czasu przekonuje się że pewne rozwiązania techniczne zastosowane w jego bazie się sprawdziły, natomiast inne nie.

## Literatura

- [1] Projekty zbiorników opracowane przez Biuro Projektów „Naftoprojekt”, Warszawa 1970.
- [2] Ziółko J.: Zbiorniki metalowe na ciecze i gazy, Arkady, Warszawa, 1986.
- [3] Rozporządzenie Ministra Gospodarki w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać bazy i stacje paliw płynnych, rurociągi przesyłowe dalekosiężne do transportu ropy naftowej i produktów naftowych i ich usytuowanie (Dz. U. nr 243 z 21 listopada 2005, z późniejszymi zmianami).
- [4] Rozporządzenie Ministra Gospodarki w sprawie warunków technicznych dozoru technicznego jakim powinny odpowiadać zbiorniki bezciśnieniowe i niskociśnieniowe przeznaczone do magazynowania materiałów ciekłych zapalnych (Dz. U. nr 113 z dnia 18 września 2001, z późniejszymi zmianami).
- [5] Maślak M., Siudut J. : Wybrane problemy zapewnienia trwałości stalowych zbiorników na paliwa płynne modernizowanych metodą laminacji, Ochrona przed Korozją, 5s/A/2008, s. 235-240.
- [6] Ziółko J.: Ochrona przed skażeniem gruntu w nowoczesnych zbiornikach stalowych na paliwa płynne, Inżynieria i Budownictwo, 10/1996.
- [7] Ziółko J.: Remonty i wzmocnienie zbiorników stalowych i rurociągów dalekosiężnych, Materiały XXIII Ogólnopolskiej Konferencji „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 5-8.03.2008.
- [8] PN-EN 1993-4-2: 2009. Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 4-2 Zbiorniki.
- [9] PN-EN 14015: 2010. Specyfikacja dotycząca projektowania i wytwarzania na miejscu zbiorników pionowych, o przekroju kołowym, z dnem płaskim, naziemnych, stalowych spawanych, na ciecze o temperaturze otoczenia i wyższej.
- [10] API Standard 650. Welded tanks for oil storage. American Petroleum Institute, Twelfth Edition, March 2013.
- [11] NFPA 11. Standard for low-, medium-, and high-expansion foam. National Fire Protection Association, 2010.

## SHAPING THE STRUCTURAL ELEMENTS IN STEEL TANKS FOR FUEL STORAGE BEING MODERNISED, RESULTING FROM CHANGES IN THE WAY OF THEIR USE AND FROM THE INCREASING ENVIRONMENTAL REQUIREMENTS

### Summary

The structural modifications necessary to comply in steel tanks for fuel storage being in-service if they are intended for further use but in the changed way of their service are presented and discussed in detail. In particular, the way how to modernise the typical existing on-the-ground

cylindrical tank with a floating roof is considered, such as to adapt it to the storage of the JET-type aviation fuel. The preferred solution is in that case the construction of a superstructure in the form of a lightweight aluminium dome. The second issue is the sealing of the existing structure of a bottom in the tank being modernised, as required by the currently applicable environmental regulations. This can be done either by forming an additional second bottom, made of steel or of a composite, with a suitable monitoring space, or by raising the considered tank and installing under its bottom a geomembrane impermeable for petroleum products, together with the system monitoring the potential leaks.

**Keywords:** steel tank, modernisation, the way of use, environmental requirements, shaping the structural elements

*Przesłano do redakcji: 10.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Daniel GAWRYŚ<sup>1</sup>

## RYZIKO WYSTĄPIENIA KONDENSACJI PARY WODNEJ W ZEWNĘTRZNYCH PRZEGRODACH POZIOMYCH

Celem pracy jest sprawdzenie wystąpienia kondensacji pary wodnej w stropodachu zielonym, będącym pokryciem budynku mieszkalnego wielorodzinnego, dla którego określono trzecią klasę obciążenia wilgocią - budynki o niskim stopniu zaludnienia. Stropodach cechuje się układem warstw, w których zmiennej grubości termoizolacja jest układana ze spadkiem w kierunku koryta odwadniającego. Minimalna grubość termoizolacji to 25 cm, a maksymalna będąca wynikiem obliczeń, to około 31,5 cm. Wyznaczając grubość termoizolacji w poszczególnych miejscach stropodachu posłużono się krokiem wynoszącym 50 cm tworząc siatkę punktów opisujących poszczególne przekroje stropu. Sprawdzenia dokonano w oparciu o definicję współczynnika temperaturowego. Średnie miesięczne wartości temperatury na zewnątrz budynku uzyskano w oparciu o bazę danych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej za rok 2015. Na początku obliczono miesięczne zewnętrzne ciśnienie pary wodnej. Następnie wyznaczono zewnętrzne ciśnienie pary wodnej oraz nadwyżkę wewnętrznego ciśnienia pary wodnej w sposób odpowiedni dla trzeciej klasy obciążenia wilgocią. Kolejno obliczenie wewnętrznego ciśnienia pary wodnej i minimalnego dopuszczalnego ciśnienia pary nasyconej doprowadziło do obliczenia minimalnej dopuszczalnej temperatury na powierzchni przegrody. Dla założonego układu warstw dachowych nie występuje ryzyko wystąpienia kondensacji pary wodnej, a co za tym idzie uniknięto wystąpienia pleśni i grzybów wewnątrz budynku. Ma to bardzo duże znaczenie nie tylko estetyczne, ale szczególnie ważne wobec osób cierpiących na alergię. Uniknięcie wszelkiego rodzaju grzybów i pleśni w pomieszczeniu pomaga stworzyć właściwy mikroklimat.

**Słowa kluczowe:** współczynnik temperaturowy, dach zielony, skraplanie pary wodnej, współczynnik temperaturowy

### 1. Wprowadzenie

Dachami zielonymi określa się wszystkie miejsca na konstrukcjach budowli, które odtwarzając naturalne warunki gruntowe pozwalają na trwałe, ściśle związane z konstrukcją budynku tworzenie terenów biologicznie czynnych. Zieleń na dachu to sposób na odtworzenie zabranej naturze, pod zabudowę i infra-

---

<sup>1</sup> Daniel Gawryś, Wojskowa Akademia Techniczna, Zakład Budownictwa Ogólnego, ul. Kaliskiego 2, d.gawrys20@gmail.com

strukturę komunikacyjną, powierzchni terenu biologicznie czynnej. Parametrem służącym do oceny niebezpieczeństwa tworzenia się pleśni na powierzchni przegród budowlanych jest współczynnik temperaturowy. Jest to różnica pomiędzy temperaturą powierzchni i temperaturą powietrza na zewnątrz podzielona przez różnicę temperatury powietrza wewnętrznego i zewnętrznego. Wartość współczynnika temperaturowego jest wartością względną i ma tę zaletę, że zależy wyłącznie od warunków przejmowania ciepła na powierzchni przegrody, a nie od założonych temperatur wewnątrz i na zewnątrz budynku. [1]

### 1.1. Podział dachów zielonych i ich funkcje

Podstawowym kryterium podziału jest sposób rozwoju roślinności - dachy ekstensywne i intensywne. O dachach ekstensywnych mówimy wtedy, kiedy warstwa medium wzrostowego dla roślin jest nie większa niż kilkanaście centymetrów. Takie rozwiązanie świetnie się sprawdza przy stosowaniu na wcześniej wybudowanych konstrukcjach, ponieważ ich ciężary z reguły nie przekraczają  $200 \text{ kg/m}^2$ . Dachy ekstensywne nie są przeznaczone do częstych odwiedzin, a wręcz dobrze jest je ograniczyć do minimum wymaganego przez konserwację. Dachy intensywne to dachy zielone, które cechuje gruba warstwa medium roślinnego, mogącego sięgać wysokości do jednego metra. Niestety wraz ze wzrostem grubości konieczne jest umocnienie konstrukcji. Masa tego typu dachów wynosi od  $1000 - 1200 \text{ kg/m}^2$ . Kolejnym podział dotyczy stropodachów niosących cały układ dachu zielonego, tu wyróżniamy tradycyjny stropodach pełny i stropodach odwrócony. W stropodachu pełnym warstwa hydroizolacyjna (najczęściej papa lub membrana) układana jest bezpośrednio na termoizolacji. Natomiast w przypadku stropodachu odwróconego termoizolacja znajduje się na warstwie hydroizolacyjnej. Jest to rozwiązanie wprowadzone na rynek dopiero wtedy, gdy dostępne stały się materiały odporne na pełne zawilgocenie - np. polistyren ekstrudowany XPS. [1] W tym rozwiązaniu wilgoć, która nie została odprowadzona poprzez system drenażowy przesiąka przez warstwę izolacji termicznej i jest odprowadzana do powierzchni warstwy hydroizolacyjnej. Ostatni podział dotyczy nachylenia i tu wyróżniamy:

- stropodach płaski - maksymalny kąt nachylenia  $10$  stopni celem odprowadzenia wody opadowej,
- skośny - spadek w granicach  $10-25$  stopni, który nadal nie wymaga dodatkowych zabezpieczeń darniny i roślin przez osunięciem,
- stromy - nachylenie przekraczające  $25$  stopni, w tym przypadku posycie wymaga dodatkowych przewodnic lub kompozytów zapobiegających niekontrolowanemu zsunięciu.

Zasadniczo dachy zielone są tworzone jako uzupełnienie powierzchni biologicznie czynnych, jednak zalety ich budowy obejmują znacznie szerszy zakres. Redukują ilość odpływających wód opadowych, akumulują ciepło zimą i chłodzą budynek latem. Mają też pozytywny wpływ na trwałość pokrycia i kon-



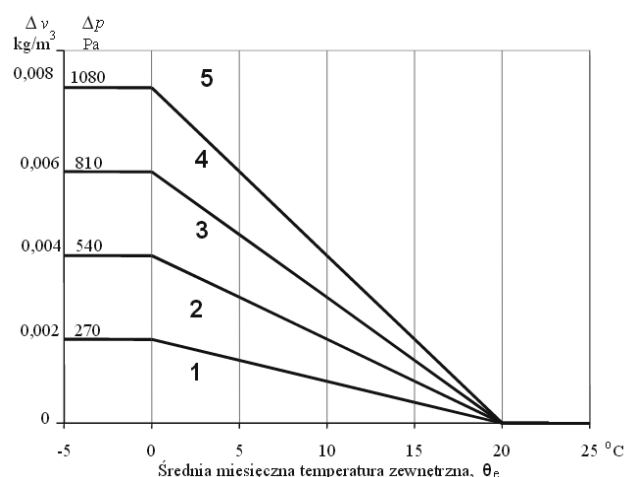
strukcji dachu. Poprawiają mikroklimat miejski, redukując efekt miejskiej wyspy ciepła. Do podstawowych funkcji należą:

- tworzenie powierzchni biologicznie czynnej,
- ochronę pokrycia dachu,
- redukcję odpływających wód opadowych,
- dodatkową izolację termiczną,
- zmniejszenie efektu "miejskich wysp ciepła,
- podwyższenie izolacyjności akustycznej,
- podwyższenie walorów estetycznych.

## 1.2. Klasy wilgotności pomieszczeń

W modelu wentylacji grawitacyjnej obsługującej większość budynków mieszkalnych i usługowych, wilgotność wewnętrzna pomieszczenia w zależności określonej zarówno do funkcji pomieszczenia jak i warunków klimatu zewnętrznego [2, 3]. Opierając się na badaniach z Europy Zachodniej zaproponowano normy podział budynków w ramach pięciu klas obciążenia wilgocią wewnętrzną (rys. 1):

- klasa 1 - pomieszczenia magazynowe, zakłady z suchą produkcją,
- klasa 2 - biura, sklepy,
- klasa 3 - mieszkania mało zagęszczone (z małą ilością mieszkańców),
- klasa 4 - mieszkania zagęszczone, hale sportowe, kuchnie, stołówki, pomieszczenia w budynkach ogrzewanych grzejnikami gazowymi bez przewodów spalinowych,
- klasa 5 - pomieszczenia w budynkach specjalnych, np. pralnie, browary, baseny kąpielowe.



Rys. 1. Klasy wilgotności pomieszczeń

Fig. 1. Class humidity rooms

## 2. Opis procedury badawczej

### 2.1. Opis analizowanego przykładu

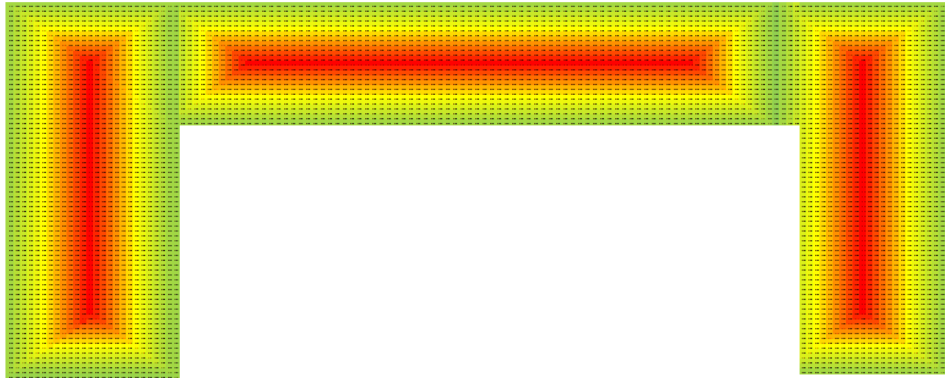
Do analizy został przyjęty stropodach zielony będący przekryciem budynku zamieszkania zbiorowego w Warszawie o następującym układzie warstw - tabela 1. Układ warstw dachowych (w kierunku od góry do dołu).

Tabela 1. Układ warstw dachowych

Table 1. Layout of the roof

	$\lambda$ [W/(m·K)]	D [m]	R [m <sup>2</sup> K/W]
Substrat glebowy	0,9	0,3	0,333
Keramzyt - warstwa drenażowa	0,29	0,05	0,172
Papa termozgrzewalna na osnowie poliestrowej układana w dwóch warstwach (warstwa podkładowa + warstwa wierzchnia)	0,174	0,007	0,040
Podkład betonowy zbrojony włóknami Fibremash gr. 6 cm	1,05	0,06	0,057
Styropian Super EPS 200 035 gr. Min. 25 cm w spadku	0,033	0,25	7,576
Strop żelbetowy grubość 25 cm	1,7	0,25	0,118
Tynk gipsowo-piaskowy gr. 1,5 cm	0,82	0,015	0,018

Budynek znajduje się w 3 klasie obciążenia wilgocią z uwagi na stopień zaludnienia. Poniżej układ spadków w termoizolacji mający wpływ na wartość współczynnika przenikania ciepła dla każdego punktu w stropodachu z krokiem siatki wynoszącym 50 cm. Najmniejsza grubość termoizolacji znajduje się w obrębie koryta odwadniającego i wynosi 25 cm. Podyktowane jest to przede wszystkim najmniejszą wartością współczynnika przenikania ciepła jakie powinny mieć stropodachy nad lokalami mieszkalnymi. Najwyższa zaś grubość wynosi około 31.5 cm i jest to obszar w miejscach styku połączenia dachowej ze ścianą attykową (rys. 2).



Rys. 2. Układ spadków w termoizolacji - pola czerwone oznaczają najmniejszą grubość - 25 cm, zaś zielone najwyższą - 31,5 cm

Fig. 2. The system decreases the insulation - red boxes indicate the minimum thickness - 25 cm, while the green highest - 31,5 cm

## 2.2. Opis postępowania

- Obliczenie miesięcznego zewnętrznego ciśnienia pary wodnej  $p_{sat,e}$ .

$$p_{sat,e} = 610 \cdot e^{\frac{17,269 \cdot \theta_e}{237,5 + \theta_e}} \text{ dla } \theta_e \geq 0^\circ\text{C} \quad (1)$$

gdzie:  $\theta_e$  - temperatura zewnętrzna [ $^\circ\text{C}$ ].

$$p_{sat,e} = 610 \cdot e^{\frac{21,875 \cdot \theta_e}{265,5 + \theta_e}} \text{ dla } \theta_e < 0^\circ\text{C} \quad (2)$$

gdzie:  $\theta_e$  - temperatura zewnętrzna [ $^\circ\text{C}$ ].

- Obliczenie zewnętrznego ciśnienia pary wodnej  $p_e$ .

$$p_e = p_{sat,e} \cdot \varphi_e \quad (3)$$

gdzie:  $\varphi_e$  - wilgotność zewnętrzna [%].

- Obliczenie nadwyżki wewnętrznego ciśnienia pary wodnej.

Nadwyżkę wewnętrznego ciśnienia pary wodnej można obliczyć według poniższych wzorów w zależności klasy wilgotności pomieszczenia dla dodatnich średnich temperatur powietrza (tab. 2).

Tabela 2. Nadwyżka wewnętrznego ciśnienia pary wodnej dla temperatur dodatnich

Table 2. The surplus of the internal steam pressure for positive temperatures

Nadwyżka wewnętrznego ciśnienia $\Delta p$ dla $\theta_e > 0$ [Pa]	Klasa wilgotności pomieszczenia
$\Delta p = -13,5 \cdot \theta_e + 270$	1
$\Delta p = -27 \cdot \theta_e + 540$	2
$\Delta p = -40,5 \cdot \theta_e + 810$	3
$\Delta p = -54 \cdot \theta_e + 1080$	4

Dla ujemnych średnich miesięcznych temperatur nadwyżki wewnętrznego ciśnienia pary wodnej należy uwzględnić jak w tab. 3:

Tabela 3. Nadwyżka wewnętrznego ciśnienia pary wodnej dla temperatur ujemnych

Table 3. The surplus of the internal pressure of the water vapor freezing temperatures

Klasa wilgotności pomieszczenia	Nadwyżka wewnętrznego ciśnienia $\Delta p$ dla $\theta_e < 0$ [Pa]
1	$\leq 270$
2	$> 270 \leq 540$
3	$> 540 \leq 810$
4	$> 810 \leq 1080$
5	$> 1080$

- Obliczenie wewnętrznego ciśnienia pary wodnej.

$$p_i = p_e + \Delta p \quad (4)$$

gdzie:  $p_e$  - zewnętrzne ciśnienie pary wodnej [Pa], $\Delta p$  - nadwyżka wewnętrznego ciśnienia pary wodnej [Pa].

- Obliczenie minimalnego dopuszczalnego ciśnienia pary nasyconej  $p_{sat}(\theta_{si})$ .

$$p_{sat}(\theta_{si}) = \frac{p_i}{0,8} \quad (5)$$

gdzie:  $p_i$  - zewnętrzne ciśnienie pary wodnej [Pa].

- Obliczenie minimalnej dopuszczalnej temperatury powierzchni przegrody  $\theta_{si,min}$ .

Dopuszczalną temperaturę powierzchni przegrody należy obliczyć uwzględniając wartość minimalnego dopuszczalnego ciśnienia pary nasyconej:

$$\theta_{si,min} = \frac{237,3 \cdot \log_e\left(\frac{p_{sat}}{610,5}\right)}{17,269 - \log_e\left(\frac{p_{sat}}{610,5}\right)} \quad \text{dla } p_{sat} \geq 610,5 \text{ Pa} \quad (6)$$

gdzie:  $p_{sat}$  - minimalne dopuszczalne ciśnienie pary nasyconej [Pa].

$$\theta_{si,min} = \frac{265,5 \cdot \log_e\left(\frac{p_{sat}}{610,5}\right)}{21,875 - \log_e\left(\frac{p_{sat}}{610,5}\right)} \text{ dla } p_{sat} < 610,5 \text{ Pa} \quad (7)$$

gdzie:  $p_{sat}$  - minimalne dopuszczalne ciśnienie pary nasyconej [Pa].

- Ustalenie temperatury wewnętrznej  $\theta_i$ .

Według 3 klasy wilgotności analizowany budynek należy do budynków mieszkalnych o niskim stopniu zaludnienia. To znaczy, że mamy do czynienia prawdopodobnie z domem jednorodzinny. Temperatura wewnętrzna w domu wielorodzinnym powinna wynosić średnio 20 stopni Celsjusza i tę wartość przyjmujemy do obliczeń. [2]

- Obliczenie współczynnika temperatury na powierzchni wewnętrznej  $f_{Rsi,max}$ .

$$f_{Rsi,max} = \frac{\theta_{si} - \theta_e}{\theta_i - \theta_e} \quad (8)$$

gdzie:  $\theta_{si}$  - temperatura powierzchni wewnętrznej przegrody [ $^{\circ}\text{C}$ ],

$\theta_i$  - temperatura wewnątrz pomieszczenia [ $^{\circ}\text{C}$ ],

$\theta_e$  - temperatura na zewnątrz [ $^{\circ}\text{C}$ ].

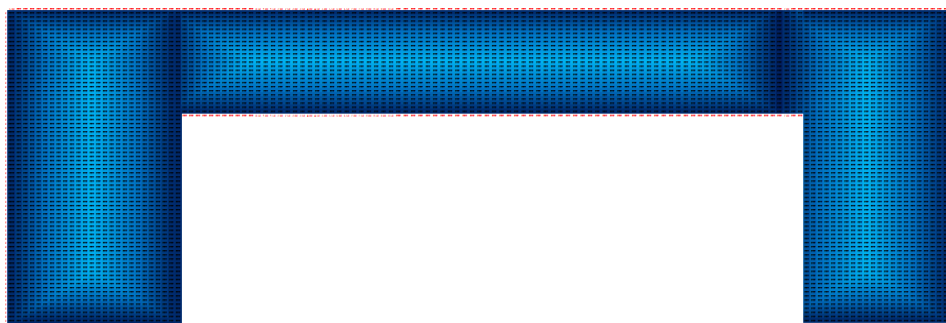
Tabela 4. Zestawienie danych meteorologicznych za rok 2015

Table 4. Summary of meteorological data for the year 2015

Rok 2015										
miesiąc	temp.	wilgot. [%]	$p_{sat,e}$	$p_e$	delta p - nadwyżka	$p_i$	$p_{sat}(\theta_i)$	$\theta_{si,min}$	$\theta_i$	$f_{rsi,max}$
styczeń	-1,2	71,24%	552,33	393,48	675	1068,48	1335,60	11,27	20	0,59
luty	-0,9	63,14%	566,26	357,54	675	1032,54	1290,67	10,75	20	0,56
marzec	4,4	54,12%	835,12	451,96	631,8	1083,76	1354,71	11,48	20	0,45
kwiecień	6,3	54,02%	953,09	514,86	554,85	1069,71	1337,13	11,29	20	0,36
maj	12,2	57,51%	1418,28	815,65	315,9	1131,55	1414,44	12,14	20	-0,01
czerwiec	17,1	56,88%	1945,58	1106,65	117,45	1224,10	1530,12	13,34	20	-1,30
lipiec	19,2	53,93%	2219,64	1197,05	32,4	1229,45	1536,82	13,40	20	-7,25
sierpień	16,6	58,73%	1884,88	1106,99	137,7	1244,69	1555,86	13,59	20	-0,88
wrzesień	12,8	66,26%	1475,23	977,49	291,6	1269,09	1586,36	13,89	20	0,15
październik	8,2	72,27%	1085,50	784,49	477,9	1262,39	1577,99	13,81	20	0,48
listopad	2,9	71,21%	751,28	534,99	692,55	1227,54	1534,42	13,38	20	0,61
grudzień	0,8	69,37%	646,41	448,41	777,6	1226,01	1532,52	11,66	20	0,57
										<b>0,61</b>

Maksymalna wysokość współczynnika temperaturowego wynosi 0,61. Jest to wartość obliczona dla średniomiesięcznych wartości temperatur i wilgotności w roku 2015 (tab. 4). W oparciu o parametry geometryczne warstw przekrojowych, a znaczący wpływ ma termoizolacja i jej grubość, obliczony został współ-

czynnik temperaturowy w poszczególnych miejscach stropodachu, różniących się między sobą grubością. Wartości te wahają się między 0,976 w miejscach z najgrubszą termoizolacją około 31,5 cm do 0,971 w miejscach z najcieńszą termoizolacją - 25 cm (rys. 3).



Rys. 3. Wartości współczynnika temperaturowego w każdym miejscu stropodachu - pola ciemniejsze to wartości maksymalne, pola jasne - wartości najmniejsze

Fig. 3. The values of temperature at any point of the flat roof - the darker the field the maximum values, field bright - the smallest

### 3. Wnioski

Poniższy warunek:

$$f_{Rsi} > f_{Rsi,max} \quad (9)$$

został spełniony dla każdego miejsca w stropodachu. Snuje to jasny wniosek, iż w żadnym miejscu na stropodachu nie wystąpi powierzchniowa kondensacja pary wodnej, a także nie wystąpią na powierzchni wewnętrznej pleśnie i grzyby. Jest to dość ważne jeśli mamy na myśli utrzymanie właściwego mikroklimatu w pomieszczeniu mieszkalnym, zwłaszcza jeśli chodzi o osoby, które są alergikami.

### Literatura

- [1] Tomasz Błaszczyński i inni, Dachy - podstawy projektowania i wykonawstwa, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.
- [2] PN-EN ISO 13788 Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku - Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa - Metody obliczania.
- [3] Wojciech Dylla, Fizyka ciepła budowli w praktyce Obliczenia ciepłno-wilgotnościowe, PWN, Warszawa 2015.

## RISK OF CONDENSATION IN THE HORIZONTAL EXTERNAL PARTITIONS

### Summary

The aim is to check the occurrence of condensation on the flat roof of green, which is covering multifamily residential building, for which specified third class load damp - buildings with low population. Flat roof has a layer system in which the variable thickness of insulation is laid with a fall in the direction of the irrigation channel. The minimum thickness of insulation is 25 cm and the maximum result of the calculation, is about 31.5 cm. Determining the thickness of the insulation in the various places of the flat roof was used in increments of 50 cm to form a grid of points that describe the individual sections of the floor. Checks were made on the basis of the definition of the temperature coefficient. The average monthly temperature on the outside of the building was achieved based on the database of the Institute of Meteorology and Water Management for the year 2015. At the beginning of calculated monthly external pressure steam. Then they set the external pressure steam and excess internal pressure steam in a manner appropriate for the third class of moisture load. Successively calculating the internal vapor pressure and the minimum allowable vapor pressure led to calculate the minimum allowable surface temperature of the partition. For founded the layers of the roof there is a risk of condensation. This is very important not only aesthetic, but especially important for people with allergies. Avoiding all kinds of fungi and molds in the room helps to create the right microclimate.

**Keywords:** temperature coefficient, a green roof, condensation, temperature coefficient

*Przesłano do redakcji: 15.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*





Małgorzata SZYMKOWIAK<sup>1</sup>  
Dariusz HEIM<sup>2</sup>

## ENERGOCHŁONNOŚĆ SYSTEMU LOKALNEJ WENTYLACJI MECHANICZNEJ PRZY RÓŻNYCH STRATEGIACH STEROWANIA

W pracy przedstawiono możliwości wykorzystania lokalnej wentylacji mechanicznej w pomieszczeniach budynku biurowego przeznaczonych do pracy w ciągu dnia. Zaproponowano różne strategie sterowania jednostkami wentylacyjnymi uwzględniając jakość powietrza w pomieszczeniach w zakładanych okresach użytkowania. Uwzględniono możliwość zasilania centrali w cyklu godzinowym z energii odnawialnej produkowanej na miejscu. Na podstawie uzyskanych wyników energii końcowej stwierdzono, że najkorzystniejszy sposób sterowania polega na ciągłej pracy centrali z najniższym wydatkiem w godzinach 8-16. Jednocześnie jest to wariant charakteryzujący się najniższą mocą szczytową na ogrzanie powietrza wentylacyjnego przy założeniu częściowego odzysku ciepła (sprawność odzysku 50%). Porównując energię pomocniczą do napędu wentylatorów najkorzystniejszym wariantem jest przypadek 2 i 3, w którym centrala pracuje przez krótszy czas ale zapewnia większą wymianę powietrza.

**Słowa kluczowe:** wentylacja, sterowanie, budynek biurowy, energooszczędność, jakość powietrza, komfort

### 1. Wprowadzenie

Konieczność zapewnienia zdrowego, przyjaznego mikroklimatu pomieszczeń, w tym jakości powietrza wewnętrznego możliwe jest jedynie dzięki zastosowaniu systemów wentylacji o kontrolowanym wydatku powietrza [1]. Kryteria te spełniają po części systemy wentylacji hybrydowej, zaś w pełni systemy wentylacji mechanicznej. Ich zadaniem jest zapewnienie wymaganego strumienia powietrza w zadanym okresie czasu wynikającym z obecności osób i wymagań higienicznych. Z uwagi na sposób dystrybucji powietrza i możliwości sterowa-

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Małgorzata Szymkowiak, Politechnika Łódzka, Wydział Inżynierii Procesowej i Ochrony Środowiska, ul. Wólczańska 213, 90-924 Łódź; tel. +48 42 631-39-20; 800862@edu.p.lodz.pl

<sup>2</sup> Dariusz Heim, Politechnika Łódzka, Wydział Inżynierii Procesowej i Ochrony Środowiska, ul. Wólczańska 213, 90-924 Łódź; tel. +48 42 631-39-20; dariusz.heim@p.lodz.pl

nia najczęściej spotykanymi rozwiązaniami są systemy centralne lub lokalne [2]. W przypadku systemów centralnych sterowanie odbywa się najczęściej na poziomie budynku natomiast w systemach lokalnych na poziomie poszczególnych pomieszczeń lub wręcz jednostek wentylacyjnych, dając tym samym znacznie większe możliwości oszczędzania energii, zarówno końcowej jak i pomocniczej. Dlatego dla potrzeb niniejszej pracy przyjęto system wentylacji lokalnej z wykorzystanie fasadowych central wentylacyjnych dostarczających powietrze do poszczególnych pomieszczeń. Centrale takie charakteryzują się kompaktowymi wymiarami oraz niewielkim poborem mocy. W przypadku wybranych obiektów, np. budynków biurowych mogą być z powodzeniem zasilane z lokalnie produkowanej (*on-site*) energii odnawialnej. Sterowanie tego typu urządzeniami odbywa się najczęściej wg profili godzinowych natomiast może być dodatkowo uwarunkowane obecnością użytkowników. Tym samym istnieje spory potencjał do oszczędzania energii bez jednoczesnego pogorszenia jakości środowiska wewnętrznego [3].

Celem podjętej pracy badawczej jest określenie wpływu strategii sterowania działaniem jednostki wentylacji lokalnej zastosowanej w budynku biurowym na łączne zapotrzebowanie na energię. Rozpatruje się energię końcową na potrzeby podgrzania strumienia powietrza wentylacyjnego oraz energię pomocniczą do napędu centrali wentylacyjnej. Analizy przeprowadzono dla przypadku pomieszczenia badawczego zrealizowanego w ramach projektu GPEE, w jednym z budynków Politechniki Łódzkiej [4].

## 2. Systemy wentylacji lokalnej

Systemy wentylacji różnią się między sobą budową, zasadą działania i możliwościami technologicznymi z uwagi na sposób wymiany powietrza w pomieszczeniach. Jednym z takich systemów jest wentylacja lokalna. Ten rodzaj wentylacji charakteryzuje się przede wszystkim miejscowym oddziaływaniem i możliwością indywidualnego dostosowania do potrzeb użytkownika danego pomieszczenia. Do tej pory w budynkach biurowych przeważał system wentylacji mechanicznej centralnej, obsługujący kilka bądź kilkanaście pomieszczeń. Jest to system pozwalający tylko minimalnie dostosować się do indywidualnych potrzeb użytkowników. Zaprojektowanie idealnego centralnego systemu wentylacji mechanicznej dla budynków użyteczności publicznej jest zadaniem praktycznie niemożliwym, dlatego w celu spełnienia oczekiwań rynkowych pojawił się szereg rozwiązań dedykowanych dla pojedynczych pomieszczeń.

Zdecentralizowana wentylacja mechaniczna z rekuperacją posiada wszelkie zalety standardowej wentylacji mechanicznej, jednakże jest pozbawiona wielu jej wad. Sprawność systemu odzysku ciepła w tego typu instalacji dochodzi do 90%, co spowodowane jest uniknięciem strat na dystrybucji powietrza w kanałach. Tego typu jednostki nie posiadają typowego wymiennika ciepła, gdyż w tym wypadku strumień powietrza nawiewanego i wywiewanego nie spoty-

kają się ze sobą. Na rynku coraz więcej firm proponuje rozwiązania nazywane jednorurowymi systemami wentylacji. System ten zbudowany jest na bazie kanału teleskopowego z wewnątrz wmontowanym wentylatorem rewersyjnym, ceramicznym wymiennikiem ciepła oraz dwoma filtrami powietrza. Tego typu urządzenia montowane są bezpośrednio w zewnętrznej ścianie pomieszczenia. Wydajność takich jednostek umożliwia dostarczenie odpowiedniej ilości świeżego powietrza dla dwóch, trzech osób stale przebywających w pomieszczeniu. Drugim rodzajem urządzeń zdecentralizowanych systemów wentylacji są centrale wentylacyjne montowane bezpośrednio w fasadzie budynku. Takie rozwiązanie pozbawia użytkownika konieczności rozprowadzania kanałów wentylacyjnych oraz skraca odległość jaką przebywa powietrze nawiewane do pomieszczenia. Tego typu centrale są urządzeniami nawiewno-wywiewnymi z odzyskiem ciepła. Zastosowanie tego typu systemu lokalnej wentylacji umożliwia indywidualne sterowanie wentylacją w zależności od potrzeb użytkownika, a także ułatwia zastosowanie i zmodernizowanie systemu wentylacji w budynkach istniejących jak i nowobudowanych.

### **3. Opis analizowanego przypadku**

#### **3.1. Charakterystyka pomieszczenia biurowego**

Rozpatrywane pomieszczenie biurowe ma wymiary 4,4 m x 2,6 m x 2,9 m i znajduje się na czwartym piętrze budynku dydaktyczno-biurowego. W pomieszczeniu tym zastosowano fasadę eksperymentalną, z oknem o wymiarach 1,2 m x 1,2 m. Natomiast podłoga pomieszczenia została wykonana jako podniesiona, zaś w jej przestrzeni zamontowano kompaktową centralę wentylacji fasadowej. Kratka nawiewna i wywiewna znajduje się w podłodze pomieszczenia bezpośrednio pod oknem.

#### **3.2. Opis urządzenia i sposób działania**

W analizie przyjęto podłogowe urządzenie wentylacji fasadowej typ FSL-U-ZAB firmy TROX. Jest to jednostka zdecentralizowanej wentylacji, pracująca w trybie nawiewno-wywiewnym z odzyskiem ciepła. Urządzenie składa się z wentylatorów EC o niskim współczynniku mocy właściwej, płytowego wymiennika odzysku ciepła z przepustnicą wyposażoną w siłownik elektryczny, wymiennik ciepła systemu 4-rurowego, filtra klasy F7 na powietrzu zewnętrznym, filtra zgrubnego klasy G3 na powietrzu wyciąganym oraz przepustnic odcinających wyposażonych w siłownik ze sprężyną zamykającą w przypadku braku zasilania. Na wyposażeniu znajduje się również specjalnie dostosowany do wentylacji zdecentralizowanej system regulacji X-AIRCONTROL o budowie modułowej. Zastosowanie 4-rurowego wymiennika ciepła umożliwia regulację temperatury powietrza w pomieszczeniach.

Jednostka ta przystosowana jest do wentylacji pomieszczeń o głębokości do 6 m w budynkach nowych i modernizowanych. Dostosowana jest do zabudowy w podłodze podniesionej w pomieszczeniach biurowych, konferencyjnych oraz innych pomieszczeniach z przeszkleniem na całej wysokości kondygnacji. Całe urządzenie ma wymiary: 1100 x 172 x 963 mm, dlatego jego zwarta zabudowa jest szczególnie korzystna w obiektach modernizowanych. Dodatkową opcją jest również wyporowy nawiew powietrza do pomieszczeń oraz wykorzystanie zewnętrznego czynnika roboczego do ogrzewania i chłodzenia. Istnieje możliwość regulacji wentylacji zależnie od potrzeb użytkownika, na podstawie monitorowania jakości powietrza w pomieszczeniu. Urządzenie wentylacji fasadowej typu FSL-U-ZAB może działać w trzech trybach pracy. Tryby te charakteryzują się zadanymi wartościami strumienia objętości powietrza odpowiednio: 90 m<sup>3</sup>/h, 120 m<sup>3</sup>/h oraz 150 m<sup>3</sup>/h. Poziom generowanego przez jednostkę hałasu znajduje się w przedziale 35÷45 dB (A). Pobór mocy elektrycznej przy pracy ze zwiększoną wydajnością 150 m<sup>3</sup>/h jest równy 37 W, a przy przepływie nominalnym 90 m<sup>3</sup>/h wynosi 22 W.

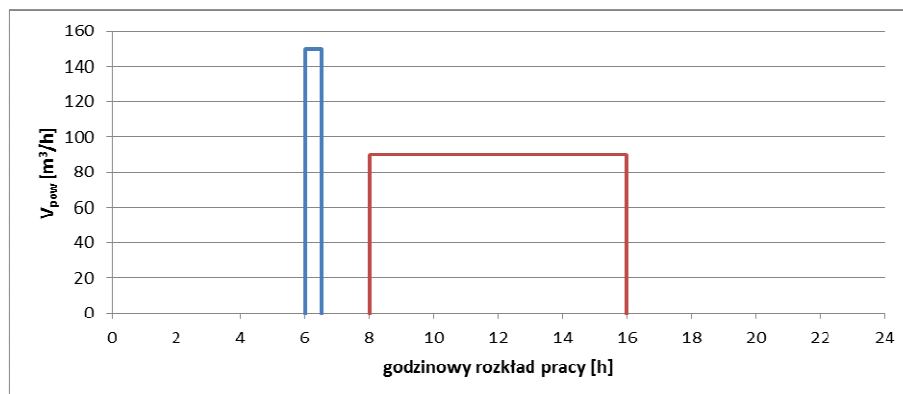
Urządzenie zdecentralizowanej wentylacji fasadowej oprócz funkcji nawiewno-wywiewnej odbiera również obciążenie cieplne i chłodnicze z pomieszczenia. Powietrze zewnętrzne jest zasysane przez wentylator promieniowy EC, następnie przepływa przez przepustnicę odcinającą z siłownikiem, regulator przepływu i filtr klasy F7. Kolejnym etapem jest transport powietrza przez wymiennik odzysku ciepła. Wymiennik ten jest w określonych sytuacjach, np. w celu zapobiegania zamarzaniu, wyłączany obejściem otwieranym przepustnicą. Gdy istnieje konieczność powietrze jest dodatkowo chłodzone lub ogrzewane w wymienniku ciepła a następnie nawiewane do pomieszczenia strumieniem wyporowym. Natomiast powietrze wyciągane z pomieszczenia przez wentylator wywiewny przepływa przez filtr G3, wymiennik odzysku ciepła i poprzez przepustnicę odcinającą z siłownikiem jest wywiewane na zewnątrz.

### 3.3. Analizowane sposoby sterowania

Celem podjętej pracy była analiza systemów sterowania zdecentralizowaną jednostką wentylacyjną zainstalowaną w pomieszczeniu badawczym. Podczas analizy brano pod uwagę trzy profile sterowania. Sposób pracy jednostki wg zadanych trzech profili został przedstawiony na rysunkach 1÷3.

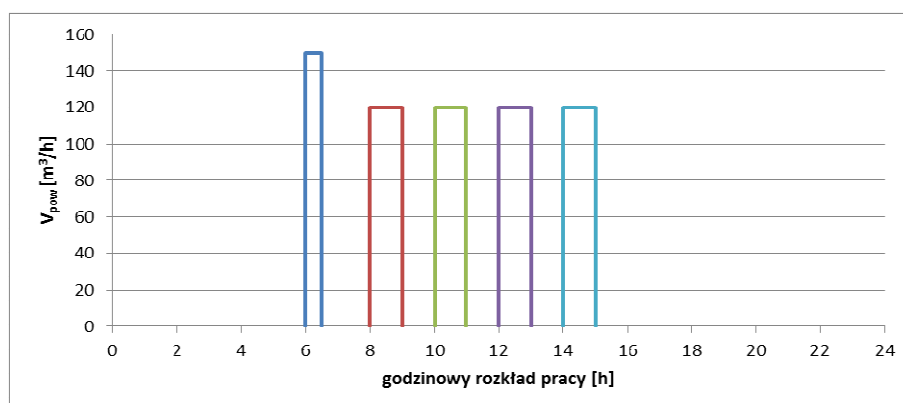
Założono, że centrala we wszystkich trzech przypadkach zapewnia wstępne przewietrzanie pomieszczenia, w godzinach 6:00÷6:30, pracując z wydajnością 150 m<sup>3</sup>/h. Następnie w pierwszym wariantcie następuje ciągła praca jednostki w godz. 8:00÷16:00, gdy centrala pracuje z wydajnością 90 m<sup>3</sup>/h.

W drugim wariantcie pracy zastosowane zostało cykliczne włączanie i wyłączenie centrali. Na początku mamy wstępne przewietrzanie pomieszczenia w godz. 6:00÷6:30 z wydajnością 150 m<sup>3</sup>/h, następnie urządzenie pracuje w godz. 8:00÷9:00, 10:00÷11:00, 12:00÷13:00 i 14:00÷15:00 z wydajnością 120 m<sup>3</sup>/h.



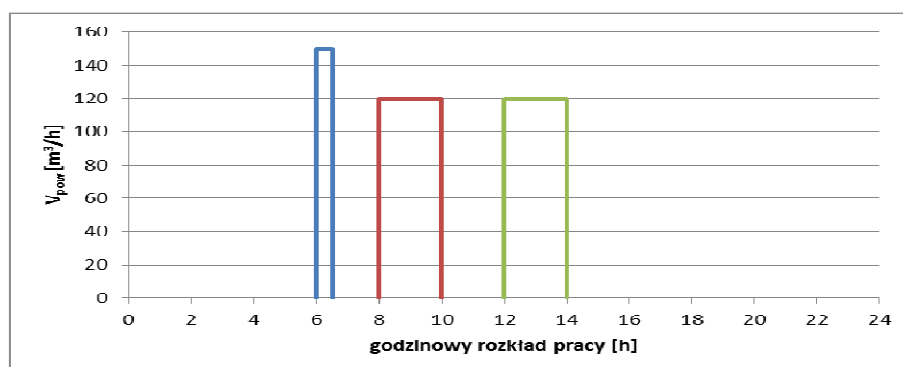
Rys. 1. Profil pracy centrali wentylacyjnej – wariant 1

Fig. 1. The profile of the work of ventilation – option 1



Rys. 2. Profil pracy centrali wentylacyjnej – wariant 2

Fig. 2. The profile of the work of ventilation – option 2



Rys. 3. Profil pracy centrali wentylacyjnej – wariant 3

Fig. 3. The profile of the work of ventilation – option 3

Ostatni trzeci wariant pracy centrali to wariant pośredni. Najpierw jak poprzednio następuje wstępne przewietrzanie pomieszczenia w godz. 6:00÷6:30 z wydajnością 150 m<sup>3</sup>/h, następnie jednostka pracuje w godz. 8:00÷10:00 i 12:00÷14:00 z wydajnością 120 m<sup>3</sup>/h.

#### 4. Zapotrzebowanie na energię

W celu analizy wybranych wariantów najpierw obliczono zapotrzebowanie na energię do podgrzania powietrza wentylacyjnego oraz moc strat ciepła na podgrzanie tego powietrza. Wyniki zestawiono w Tabeli 1. Natomiast w Tabeli 2 podano liczbę godzin pracy instalacji w ciągu roku z uwzględnieniem podziału na poszczególne stopnie pracy wentylatora dla wybranych wariantów. Na Rys. 4. została przedstawiona moc strat ciepła na podgrzanie powietrza wentylacyjnego dla poszczególnych wariantów.

Tabela 1. Zapotrzebowanie na energię i moc na pokrycie strat ciepła na podgrzanie powietrza wentylacyjnego

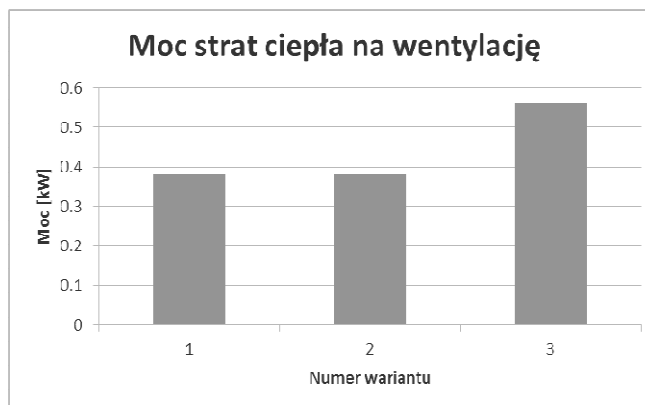
Table 1. Energy requirement and maximum heating load for ventilation

Nr	Liczba godzin pracy instalacji ogrzewczej [h]	Energia na podgrzanie powietrza wentylacyjnego [kWh]	Maksymalna moc strat ciepła na podgrzanie powietrza wentylacyjnego [kW]
1	2299	193,77	0,38113
2	2419	196,25	0,38135
3	2197	198,39	0,56113

Tabela 2. Liczba godzin pracy instalacji ogrzewczej na pokrycie strat ciepła na wentylację w poszczególnych wariantach

Table 2. Number of heating hours for ventilation heat losses in selected cases

Stopień pracy wentylatora	Scenariusz 1		Scenariusz 2		Scenariusz 3	
	liczba godzin pracy w ciągu roku	% liczba godzin pracy w ciągu roku	liczba godzin pracy w ciągu roku	% liczba godzin pracy w ciągu roku	liczba godzin pracy w ciągu roku	% liczba godzin pracy w ciągu roku
0	6420	73	7460	85	7460	85
1	2080	24	0	0	0	0
2	0	0	1040	12	1040	12
3	260	3	260	3	260	3
	8760	100	8760	100	8760	100



Rys. 4. Moc strat ciepła na wentylację

Fig. 4. Power heat loss for ventilation

Tabela 3. Obliczenia energii pomocniczej do napędu centrali

Table 3. Calculations auxiliary power to the drive unit

Tryb pracy wentylatorów	Wariant pracy centrali								
	1			2			3		
	Czas pracy wentyl. [h]	Pobór mocy [W]	$E_{pom}$ [kWh]	Czas pracy wentyl. [h]	Pobór mocy [W]	$E_{pom}$ [kWh]	Czas pracy wentyl. [h]	Pobór mocy [W]	$E_{pom}$ [kWh]
1	2080	22	45,76	0	22	0	0	22	0
2	0	29	0	1040	29	30,16	1040	29	30,16
3	260	37	9,62	260	37	9,62	260	37	9,62
	Roczna $E_{pom}$		<b>55,38</b>	Roczna $E_{pom}$		<b>39,78</b>	Roczna $E_{pom}$		<b>39,78</b>

Następnie obliczono zapotrzebowanie na energię pomocniczą do napędu centrali, wyniki zestawiono w Tabeli 3.

## 5. Wnioski

Analizując otrzymane wyniki najkorzystniejszym wariantem pod względem zapotrzebowania na energię do podgrzania powietrza wentylacyjnego oraz moc strat ciepła na podgrzanie tego powietrza otrzymano dla wariantu pierwszego, czyli ciągłej pracy centrali w godzinach 8:00-16:00, ze wstępnym półgodzinnym przewietrzaniem o godz. 6:00. Jednakże wariant ten okazał się najbardziej energochłonny pod względem zapotrzebowania na energię pomocniczą do napędu centrali wentylacyjnej. Natomiast przypadki drugi i trzeci posiadają takie samo zapotrzebowanie na energię pomocniczą, gdyż całkowity czas pracy na poszczególnych trybach w ciągu roku jest dla nich identyczny. Wariant 3 okazał się najbardziej energochłonny pod względem zapotrzebowania na energię do podgrza-

nia powietrza wentylacyjnego oraz moc strat ciepła na podgrzanie tego powietrza. Ostatecznie rekomendowanym wariantem sterowania jest przypadek 2 czyli wentylacja interwałowa z krokiem godzinnym.

*Niniejsza praca została sfinansowana ze środków Narodowego Centrum Badań i Rozwoju w ramach projektu pt.: „Promowanie zrównoważonego podejścia do efektywności energetycznej w budownictwie jako narzędzia ochrony klimatu w miastach Niemiec i Polski: opracowanie technologii fasady dla potrzeb budynków o zerowej emisji” (GPEE).*

## Literatura

- [1] J. Sowa, A. Karaś, Whole year simulation of natural and hybrid ventilation performance and estimation indoor air quality for modernized school building, CLIMA 2007, WellBeing Indoors, Helsinki 2007.
- [2] M. K. Kim, L. Baldini, Energy analysis of a decentralized ventilation system compared with centralized ventilation systems in European climates: Based on review of analyses, Energy and Buildings, Volume 111, 1 January 2016, Pages 424-433.
- [3] D. Heim, D. Knera, M. Szymkowiak Możliwości zastosowania lokalnej wentylacji mechanicznej w obiektach szkolnych, XIII Ogólnopolska Konferencja “Problemy jakości powietrza wewnętrznego w Polsce”, 2015.
- [4] [www.gpee.net](http://www.gpee.net) (data odsłony: 01.06.2016).

## ENERGY CONSUPTION OF LOCAL VENTILATION UNIT UNDER SELECTED CONTROL STRATEGIES

### Summary

The energy efficiency of local ventilation under different conditions are presented in the paper. The final and auxiliary energy were compared for three types of system controlling under office requirements of indoor air quality. In the final conclusions the recommended control strategy should use a interrupted algorithm with one hour of working mode (doubled air changes) and one hour of switching off.

**Keywords:** ventilation, control, office building, energy efficiency, air quality comfort

*Przesłano do redakcji: 04.01.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Marta WÓJCIK<sup>1</sup>  
Feliks STACHOWICZ<sup>2</sup>  
Adam MASŁOŃ<sup>3</sup>

## MOŻLIWOŚĆ WYKORZYSTANIA POPIOŁÓW LOTNYCH W CELU POPRAWY ODWADNIANIA OSADÓW ŚCIEKOWYCH

Wzrost zapotrzebowania na energię wiąże się ze spalaniem paliw i tym samym wytwarzaniem coraz większej ilości ubocznych produktów spalania (UPS), w tym popiołów lotnych. Rocznie w Polsce powstaje około 4,2 mln ton popiołu, z czego tylko niewielką część poddaje się procesowi recyklingu (zwłaszcza w sektorze budowlanym). Ograniczenia dotyczące komercyjnego wykorzystania popiołów wymagają poszukiwania nowych metod ich zagospodarowania, korzystnych pod względem ekologicznym, ekonomicznym oraz prawnym. Specyficzne właściwości fizykochemiczne umożliwiają zastosowanie popiołów jako substancji kondycjonującej osady ściekowe przed procesem odwadniania. Prezentowana praca zawiera studium literatury dotyczącej właściwości oraz wpływu popiołów lotnych ze spalania różnych paliw na stopień odwodnienia i skład mikrobiologiczny osadów ściekowych. W artykule przedstawiono również korzyści ekonomiczne związane z zastosowaniem popiołów w procesach przeróbki osadów ściekowych. Zastosowanie ubocznych produktów spalania paliw w oczyszczalniach ścieków stanowi nowe zagadnienie w zakresie gospodarki osadami ściekowymi.

**Słowa kluczowe:** osady ściekowe, popioły lotne, odwadnianie, kondycjonowanie, odzysk, utylizacja, gospodarka osadami ściekowymi

### 1. Wprowadzenie

Popioły lotne są odpadami energetycznymi, powstającymi w wyniku spalania surowców energetycznych w elektrociepłowniach. Stanowią uboczny produkt spalania, wychwytywany ze spalin za pomocą urządzeń odpylających, umieszczonych za komorą spalania. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Śro-

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Marta Wójcik, Politechnika Rzeszowska, Katedra Przeróbki Plastycznej, al. Powstańców Warszawy 8, 35-959 Rzeszów; tel. 178651507; e-mail: m.wojcik@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Feliks Stachowicz, Politechnika Rzeszowska, Katedra Przeróbki Plastycznej, al. Powstańców Warszawy 8, 35-959 Rzeszów; tel. 178651538; e-mail: stafel@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Adam Masłoń, Politechnika Rzeszowska, Zakład Inżynierii i Chemii Środowiska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel. 177432407; e-mail: amaslon@prz.edu.pl

dowiska z dnia 9 grudnia 2014 r. w sprawie katalogu odpadów [33], popioły lotne ze spalania węgla klasyfikuje się kodem 10 01 02: popioły lotne z węgla lub w przypadku współspalania węgla z biomasą–10 01 17: popioły lotne ze współspalania inne niż w 10 01 16. Popioły lotne ze spalania czystej biomasy drzewnej zgodnie ze wspomnianym rozporządzeniem posiadają kod odpadów 10 01 03: popioły lotne z torfu i drewna niepoddanego obróbce chemicznej [33].

W związku ze wzrastającym zapotrzebowaniem na energię oraz powstawaniem nowych zakładów i instalacji, ilość odpadów wytwarzanych w wyniku termicznego przekształcania paliw ciągle wzrasta. Światowa produkcja popiołów lotnych szacowana jest na około 4,2 mld ton rocznie, z czego najwięcej produkuje się w Chinach i Stanach Zjednoczonych [9]. W Polsce co roku powstaje około 4,2 mln ton popiołu lotnego, przy czym zaledwie 4÷9% poddaje się wykorzystaniu [34].

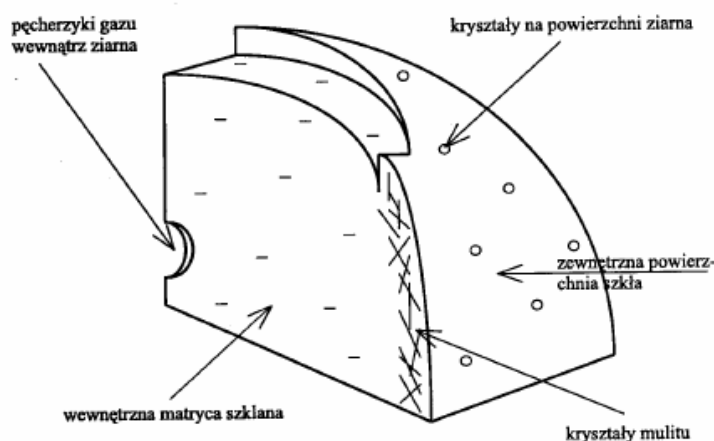
W zależności od rodzaju spalanego paliwa oraz właściwości fizykochemicznych ubocznych produktów spalania (UPS), popioły podlegają procesom składowania lub recyklingu. Obecnie, obserwuje się wzrost odzysku popiołów lotnych ze spalania węgla w wielu krajach, zwłaszcza w wysoko rozwiniętych, co wynika głównie z ich zastosowania w sektorze budowlanym. Należy jednak podkreślić, że komercyjne przeznaczenie popiołów jest bardzo ograniczone ze względu na rygorystyczne normy w zakresie ich właściwości fizycznych i składu chemicznego. Niemniej jednak, popiół lotny ze spalania paliw kopalnych znalazł zastosowanie jako dodatek do produkcji cementu, wypełniacz strukturalny przy budowie dróg oraz wałów przy autostradach. Popioły lotne mogą być również z powodzeniem wykorzystywane w innych dziedzinach gospodarki, w tym również w rolnictwie. Wyniki badań przeprowadzonych przez Kincannona [16] potwierdziły skuteczność stosowania preparatu wytworzonego z osadów ściekowych i popiołu lotnego w procesie kondycjonowania gleb.

O ile popioły lotne ze spalania węgla kamiennego i brunatnego mogą znaleźć zastosowanie w branży drogowej oraz cementowej, dużym problemem w dziedzinie gospodarki odpadami jest zapewnienie odpowiedniego pod względem prawnym i ekologicznym zagospodarowania popiołów ze spalania biomasy. Ograniczenia związane z recyklingiem popiołów wynikają w dużej mierze z obowiązujących przepisów prawnych, które nie regulują kwestii biomasy (problem klasyfikacji odpadów), co uniemożliwia ich zastosowanie w wielu dziedzinach gospodarki. Popioły powstające w wyniku termicznego przekształcania biomasy mogłyby być skutecznie stosowane w rolnictwie lub do budowy obwałowań składowisk odpadów, bez stwarzania ryzyka zagrożenia dla poszczególnych komponentów środowiska [27].

Problem związany z nadmierną ilością popiołów lotnych oraz osadów ściekowych wymaga opracowania racjonalnych rozwiązań, umożliwiających ich zagospodarowanie zgodnie z zasadami ochrony środowiska. Z punktu widzenia gospodarki odpadami, najlepszym sposobem na zmniejszenie ilości powstających frakcji odpadów jest zastosowanie mieszaniny osadów ściekowych i popiołu do aplikacji doglebowej, co zapewnia ich jednoczesne zagospodarowanie.

## 2. Charakterystyka fizykochemiczna popiołów lotnych

Właściwości popiołów lotnych zależą od rodzaju spalanego paliwa (węgiel kamienny, węgiel brunatny, biomasa) oraz zastosowanej technologii procesu spalania (w kotłach z paleniskiem konwencjonalnym lub ze złożem fluidalnym) [34]. Przykładowy schemat budowy kulistej cząstki popiołu lotnego został zaproponowany przez Dudasa i Warrena [6] (rys.1). Według przedstawionego modelu cząstka popiołu lotnego zbudowana jest z wewnętrznej szklanej matrycy oraz kryształków igiełkowych mullitu osadzonych w warstwie przypowierzchniowej szkła. Niekiedy ziarna mullitu stanowią inkluzje wewnątrz sferycznych ziaren szkła. Na powierzchni ziarna znajdują się również drobne kryształy minerałów popiołu lotnego. Przyjmuje się, że powierzchnia cząstek popiołu lotnego pokryta jest cienką warstwą elektrostatycznie osadzonego pyłu grafitowego [6].

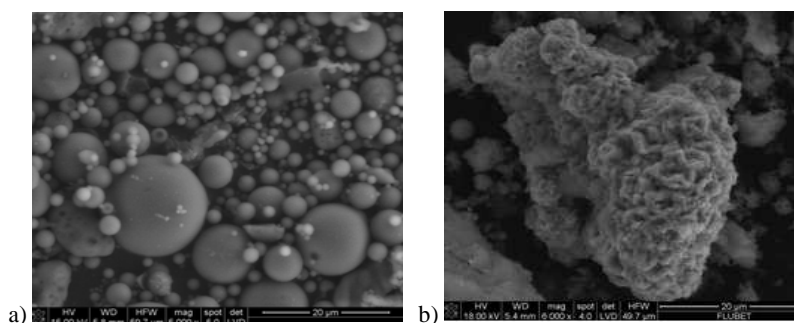


Rys. 1. Model budowy kulistej cząstki popiołu lotnego, według Dudasa i Warrena [6]

Fig. 1. Model of the spherical ash particle according to Dudas and Warren [6]

Wszystkie popioły lotne są materiałami pylistymi barwy od jasnoszarej do czarnej i brązowej [32]. Popiół lotny wykazuje bardzo niejednorodny rozkład uziarnienia, co wynika z rodzaju spalanego węgla oraz typu kotła użytego w procesie spalania. Ziarna popiołu powstałego w konwencjonalnych kotłach mają kształt kulisty o wielkości cząstek w zakresie  $0,01 \div 350 \mu\text{m}$ , natomiast popioły lotne z kotłów fluidalnych są cząstkami o bardzo nieregularnych kształtach i wydłużonych krawędziach w rozmiarze zwykle nie przekraczającym  $100 \mu\text{m}$  (rys.2) [2, 5]. Gęstość popiołu lotnego zawiera się w przedziale  $1900 \div 2800 \text{ kg/m}^3$ , przy czym najczęściej osiąga wartość  $2000 \text{ kg/m}^3$  [4]. Charakterystyczną cechą popiołów lotnych jest obecność ziaren w postaci szklanych sfer tzw. mikrosfer. Z tego względu popioły lotne charakteryzują się dużą po-

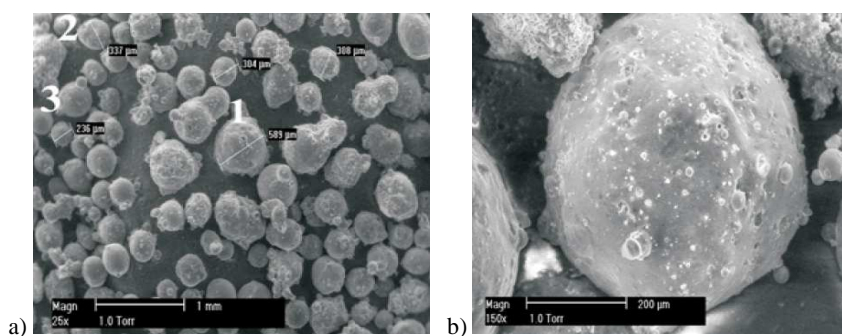
wierzchnią właściwą ( $2500\div 6000\text{ m}^2/\text{kg}$ ), zależną od stopnia zmielenia (im wyższy stopień zmielenia cząstek, tym większa gęstość i powierzchnia właściwa) oraz technologii spalania (większa powierzchnia popiołów z kotłów ze złożem fluidalnym) [20, 34].



Rys. 2. Fotografia SEM popiołu lotnego z kotła konwencjonalnego (a) i kotła fluidalnego (b) [12]

Fig. 2. SEM images of fly ash from conventional boiler (a) and from fluidized-bed boiler (b) [12]

Część ziaren popiołu lotnego ( $1\div 3\%$  masy popiołów) występuje w postaci ziaren kulistych - tzw. mikrosfer (rys.3). Mikrosfery są lekką frakcją glinokrzemianów, powstającą podczas spalania węgla kamiennego w piecach pyłowych. Ziarna kuliste charakteryzują się mniejszą gęstością ( $0,45\div 0,6\text{ g/m}^3$ ) oraz niższym współczynnikiem przewodzenia ciepła. Specyficzna charakterystyka oraz właściwości mikrosfer umożliwiają ich szerokie wykorzystanie w budownictwie, hutnictwie oraz odlewnictwie. Niestety, w Polsce większość mikrosfer jest deponowana na składowiskach łącznie z popiołami [31].



Rys. 3. Fotografia SEM mikrosfer (a) oraz pojedynczego ziarna (b) [13]

Fig. 3. SEM image of cenospheres (a) and the image of cenosphere particle (b) [13]

Odczyn popiołów lotnych zawiera się w przedziale od kwaśnego do zasadowego ( $4,5\div 12\text{ pH}$ ) i zależy w dużym stopniu od zawartości siarki, zastosowa-

nej technologii spalania oraz sposobu odsiarczania gazów. Charakter kwasowy lub zasadowy popiołów lotnych określa się zazwyczaj za pomocą wartości stosunku Ca:S. Popioły lotne o stosunku masowym Ca:S<2,5 wykazują charakter kwasowy, podczas gdy popioły lotne o wyższej wartości charakteryzują się odczynem zasadowym [8, 24]. Skład chemiczny popiołu lotnego zbliżony jest do składu chemicznego substancji mineralnej spalanego węgla. Głównymi związkami chemicznymi (95÷99%) zawartymi w popiołach są: SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, FeO<sub>3</sub> oraz CaO (tabela 1). Biorąc pod uwagę stosunek zawartości składników kwasowych (SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) do tlenków alkalicznych (MgO, CaO i Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), wyznacza się dla popiołów moduł tlenkowy, zgodnie ze wzorem (1):

$$\frac{SiO_2 + Al_2O_3}{CaO + MgO + Fe_2O_3} \quad (1)$$

Tabela 1. Skład tlenkowy popiołów lotnych ze spalania węgla na podstawie badań Koukouzas i wsp. [17]

Table 1. Chemical composition of coal fly ash in the oxide form according to Koukouzas et al. [17]

Średnia zawartość [%]	Związek chemiczny							
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>
	30,41± 1,864	17,02± 0,3168	6,47± 0,5615	3,24± 0,4221	25,86± 1,9474	1,75± 0,3275	1,42± 0,3071	9,61± 0,9816

Wartość wyznaczonego modułu tlenkowego popiołów lotnych pozwala dokonać ich klasyfikacji na krzemianowe (wartość 2÷6), krzemianowo–glinowe (wartość ≤ 6) i krzemianowo–węglanowe (wartość ≤ 2) [30, 31]. Jako podrzędne składniki popiołu lotnego wymienia się najczęściej: MgO, Na<sub>2</sub>O, K<sub>2</sub>O, SO<sub>3</sub>, P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> oraz TiO<sub>2</sub>. Wśród głównych pierwiastków występujących w popiołach lotnych, naukowcy najczęściej wymieniają: Al, Ca, Mg, K, P i S. Metale ciężkie, m.in. Mn, B, Ba, Cu, Sr, Ni, Cr, Zn, Cd, Co, Mo stanowią zaledwie 0,1÷0,3% masy popiołów, przy czym zawartość rtęci jest śladowa i zwykle mieści się w przedziale 0,01÷1 ppm (tabela 2) [6, 16, 17].

Ilość popiołów powstających w wyniku spalania biomasy jest ponad 10-krotnie mniejsza niż w przypadku spalania węgla. Odczyn popiołów ze spalania różnego rodzaju biomasy wykazuje charakter zasadowy i mieści się w zależności od rodzaju fitobiomasy w zakresie 9,3÷13,9 pH. Również skład chemiczny popiołów ze spalania biomasy różni się od składu chemicznego popiołu ze spalania węgla. Popioły z biomasy roślinnej zawierają więcej CaO, K<sub>2</sub>O oraz P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> i mniejszą ilość SiO<sub>2</sub> oraz Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (tabela 3). Sporadycznie w popiołach mogą również występować podwyższone stężenia metali ciężkich w formach słabo rozpuszczalnych w wodzie [26].

Tabela 2. Skład chemiczny popiołów lotnych powstających podczas spalania węgla kamiennego na podstawie [1, 3, 14, 19, 23, 24, 29, 35]

Table 2. Chemical composition of fly ash produced during the coal combustion based on [1, 3, 14, 19, 23, 24, 29, 35]

Pierwiastek	Zawartość pierwiastków w popiołach lotnych według różnych źródeł							
	Page i wsp. [23]	Adriano i wsp. [1]	Jala i Goyal [14]	Tripathi [35]	Pandey [24]	Riehl i wsp. [29]	Lopareva-Pohu [19]	Baliński [3]
<b>Makroelementy [g/kg]</b>								
Al	1÷17,3	-	312,00	-	4,80	108,50	0,47	381,08
Ca	1,1÷222	5,40	34,00	0,029	-	86,40	1,84	30,66
Fe	10÷290	16,00	68,00	0,0032	4,00	36,60	0,31	30,62
K	1,5÷35	1,80	10,80	0,072	-	24,50	0,0021	3,33
Mg	0,4÷76	1,20	1,40	0,017	-	11,50	0,019	9,46
P	0,4÷8	0,50	10,80	0,0027	1,10	2,10	0,0024	1,11
S	1÷15	20,00	0,02	0,058	-	2,00	0,013	1,12
<b>Mikroelementy [g/kg]</b>								
As	2,3÷6300	-	6,20	-	-	-	20,40	0,006
B	10÷618	50,00	-	-	28,90	-	0,40	-
Cd	0,7÷130	1,30	1,90	13,40	42,50	0,03	-	0,02
Co	7÷520	7,00	58,00	21,10	-	26,00	17,00	-
Cr	10÷1000	15,00	330,00	38,20	40,30	148,00	46,00	6,00
Cu	14÷2800	19,00	0,002	65,80	58,40	57,00	38,00	-
Hg	0,02÷1,0	0,18	-	-	-	-	0,40	-
Mn	58÷3000	100,00	739,00	0,006	69,30	679,00	418,00	-
Mo	7÷160	3,00	4,00	-	33,30	4,20	-	-
Ni	6,3÷4300	15,00	13,00	44,20	204,80	88,00	48,00	-
Pb	3,1÷5000	16,00	35,00	20,00	40,20	97,00	39,00	7,00
V	-	20,00	-	-	-	182,00	-	-
Se	0,2÷134	3,00	3,60	-	-	-	-	-
Zn	10÷3500	39,00	79,00	57,70	82,30	167,00	85,00	8,00

Tabela 3. Skład chemiczny popiołów z biomasy na podstawie [26, 38]

Table 3. Chemical composition of biomass ashes based on [26, 38]

Rodzaj biomasy	Zawartość związków chemicznych [%]									
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	SO <sub>3</sub>	Mn <sub>3</sub> O <sub>4</sub>
zrębki wierzby	18,97	3,52	2,09	44,50	3,93	0,58	8,51	5,90	3,15	0,11
zrębki sosny	28,25	4,58	5,02	36,54	8,15	1,20	6,26	0,65	0,58	0,20
zrębki z drewna bukowego	30,47	3,63	2,14	29,60	3,67	0,35	10,27	2,68	1,71	2,13
pellet z siana	-	-	-	18,80	2,70	-	10,40	4,30	-	-
ziarno owsa	-	-	-	3,50	4,50	-	14,80	11,80	-	-
zrębki dębu	-	-	-	40,30	3,50	0,50	9,40	2,20	-	-
słoma jara	7,20	0,58	0,53	7,40	3,40	0,58	6,50	3,60	4,52	0,06

Wymywalność składników rozpuszczalnych z popiołów zależy od rodzaju spalanego paliwa (węgiel, biomasa) oraz zastosowanej technologii spalania (kotły konwencjonalne lub ze złożem fluidalnym). Popioły ze spalania paliwa w kotłach konwencjonalnych wykazują niższą wymywalność jonów niż w przypadku zastosowania technologii fluidalnej. Badania wymywalności różnych pierwiastków dla popiołów lotnych z: węgla kamiennego, węgla brunatnego oraz biomasy zostały przeprowadzone przez Uliasz-Bocheńczuk (tabela 4) [36]. Wyniki badań wykazały bardzo wysoką wymywalność jonów potasu, chloru, chromu oraz siarczanów z popiołów ze spalania biomasy w porównaniu do popiołów z węgla kamiennego [36].

Wymywalność pierwiastków z popiołów ze spalania biomasy można uszeregować następująco: Cl > S > K > Na > Sr > Ni > Mn > Cd > Kr > Zn > Co > Si > Mo > Li > (Mg, Pb) > Ca >> Cu > Ba > P > Se > Sb > Al > Fe > (Br, Hg) > (W, B, Sn, Ti, V). Wysoka wymywalność substancji rozpuszczonych z popiołów otrzymywanych ze spalania biomasy wynika z występowania w popiołach łatwo rozpuszczalnych chlorków (sylwit, halit), siarczanów (syngenit, ettringit, gips), tlenków (CaO), wodorotlenków (portlandyt), azotanów, węglanów i wodorowęglanów. Duża wymywalność takich pierwiastków jak Ba, Cl, Cr, Mo i Pb może stanowić poważny problem, ograniczający zagospodarowanie popiołów z biomasy w górnictwie [37].

Tabela 4. Skład wyciągów wodnych z popiołów lotnych według Uliasz-Bocheńczuk i wsp. [36]

Table 4. Composition of aqueous extract from fly ashes according to Uliasz-Bocheńczuk et al. [36]

Jony	Wymywalność [mg/dm <sup>3</sup> ]		
	Popiół z węgla kamiennego	Popiół z węgla brunatnego	Popiół z biomasy
Na <sup>+</sup>	35,58	58,48	217,00
K <sup>+</sup>	24,10	51,94	15 480,00
Zn <sup>2+</sup>	0,0010	0,0010	0,0010
Cu <sup>2+</sup>	0,0016	0,0018	0,0001
Ni <sup>2+</sup>	0,00010	0,0018	0,00051
Pb <sup>2+</sup>	0,0002	0,0001	0,0001
Hg <sup>2+</sup>	0,0011	0,003	0,0007
Cd <sup>2+</sup>	0,00024	0,00072	0,00023
Cr <sup>2+</sup>	0,038	0,028	1,587
As <sup>3+</sup>	0,0048	0,0064	0,0025
Cl <sup>-</sup>	62,4	114,00	3 556,00
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	386,30	1 159,00	13 680,00
pH	9,47	8,62	10,23

Wyciągi wodne z popiołów charakteryzują się podwyższoną alkalnością, twardością oraz wysokim przewodnictwem. (8,4÷105 mS/cm). Wartość pH wyciągów wodnych z popiołów powstających ze spalania węgla mieści się w przedziale 12÷12,5 [30]. Badania przeprowadzone przez Czecha i in. [5] wykazały, że popioły lotne ze spalania węgla kamiennego mają nieznacznie wyższą alka-

liczność w porównaniu do popiołu z węgla brunatnego, co przypisuje się większemu udziałowi sodu i potasu. Wyciągi wodne z popiołów ze spalania biomasy wykazują niższe pH, w zakresie 9,1÷10,2 [11].

Popioły lotne zaliczane są do opadów zawierających substancje promieniotwórcze. Radioaktywność popiołów lotnych zależy od technologii spalania i jest niższa dla popiołów powstających w kotłach ze złożem fluidalnym. Studium literatury potwierdza niskie stężenia radionuklidów w popiołach lotnych ze spalania węgla oraz biomasy [22, 28]. Badania aktywności pierwiastków promieniotwórczych w popiołach Elektrowni Siersza w Trzebini wykazały nieznaczną aktywność radioizotopów (<1 Bq/kg) [28]. Zgodnie z polskim prawodawstwem i normami [32], popioły zawierające radioizotopy o aktywności <10 Bq/kg mogą być wykorzystywane w budownictwie, przemyśle ceramicznym oraz do wypełniania wyrobisk.

Popioły lotne ze spalania węgla kamiennego i brunatnego wykazują również właściwości sorpcyjne w stosunku do zanieczyszczeń [10]. Stwierdzono również pozytywny wpływ popiołów lotnych w aspekcie usuwania fosforu oraz metali ciężkich z wody i ścieków [25]. Badania przeprowadzone przez Woźniak i Seweryn [40] wykazały poziom sorpcji dla popiołu ze spalania węgla kamiennego w elektrociepłowni w Kielcach na poziomie 70÷80%. Deponowanie popiołów na składowiskach pogarsza ich właściwości sorpcyjne, z tego względu popiół pobrany bezpośrednio z elektrofiltrów jest lepszym sorbentem zanieczyszczeń [9, 40].

Materiały pyliste, w tym również popioły lotne przyczyniają się do poprawy właściwości sedymentacyjnych osadu czynnego. Dawkowanie popiołu lotnego do osadu czynnego skutkuje intensyfikacją procesu sedymentacji, znacznym obniżeniem indeksu osadu czynnego oraz poprawą jakości sklarowanych ścieków [21].

### **3. Oddziaływanie popiołów lotnych na proces odwadniania osadów ściekowych**

Popioły lotne ze względu na swoje właściwości sorpcyjne wykazują wysoką skuteczność w procesach przeróbki osadów ściekowych, zwłaszcza poprzez zintensyfikowanie skuteczności procesu odwadniania. Brak kondycjonowania osadów ściekowych przed procesem mechanicznego odwadniania powoduje, że zgodnie z prawami elektrostatyki cząstki osadu obdarzone ujemnym ładunkiem elektrycznym tworzą stabilny układ, o słabej zdolności do aglomeracji, sedymentacji i podatności na odwadnianie. Po procesie kondycjonowania popiołem lotnym, cząstki osadu ulegają neutralizacji i łączą się ze sobą, co skutkuje poprawą właściwości sedymentacyjnych i odwadniających osadów ściekowych.

Pozytywny wpływ kondycjonowania popiołem lotnym na procesy odwadniania potwierdziły rezultaty badań laboratoryjnych, przeprowadzone przez licznych autorów. Eye i Basu [7] przeprowadzili badania zdolności filtracyjnych



mieszaniny ustabilizowanego osadu ściekowego (12% suchej masy) i popiołu lotnego przy ciśnieniu 0,2 MPa przy różnych stosunkach wagowych popiołu lotnego do osadów ściekowych. Wyniki badań potwierdziły poprawę zdolności filtracyjnych osadów ściekowych wraz ze wzrastającą dawką popiołu lotnego (tabela 5). Badając czas potrzebny do uzyskania 50 cm<sup>3</sup> filtratu, najszybciej wymaganą ilość cieczy osadowej osiągnięto dla stosunku wagowego popiołu lotnego do osadu ściekowego 1:3 i 1:4, w związku z tym powyższe dawki uznano za optymalne. Stosując wspomniane ilości popiołu, zmniejszono uwodnienie osadów o około 53% w porównaniu do osadu surowego. Dla porównania, w przypadku odwadniania osadu niekondycjonowanego uwodnienie zmalało o około 33%, co wskazuje na wysoką skuteczność popiołów w aspekcie poprawy odwadnialności osadów ściekowych. Wyniki przeprowadzonych badań kondycjonowania osadów ściekowych popiołem lotnym naukowcy porównali z wynikami kondycjonowania osadów samym wapnem palonym. Wprawdzie CaO wykazało większą skuteczność w skróceniu czasu filtracji osadów ściekowych (76 cm<sup>3</sup> filtratu w czasie 210 sekund), ale wstępne kondycjonowanie osadów popiołem lotnym pozwoliło zastosować mniejszą dawkę wapna, obniżając koszty całego procesu [7].

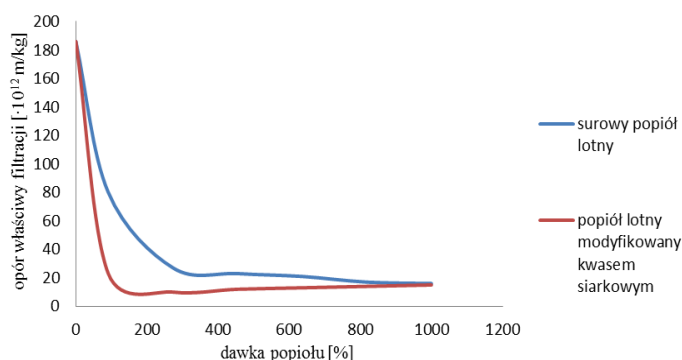
Tabela 5. Rezultaty kondycjonowania osadów ściekowych popiołem lotnym według Eye i Basu [7]

Table 5. The results of sewage sludge conditioning with fly ashes according to Eye and Basu [7]

	Dawka popiołu [g/100 cm <sup>3</sup> ]										
	0	5	7,5	10	15	17,5	20	25	30	35	40
Czas uzyskania 50 cm <sup>3</sup> filtratu [s]	1630	1302	1200	1105	855	705	630	550	580	685	748
Uwodnienie osadu [%]	59	53,5	50,2	47,5	46,5	44,3	42,3	41,3	40,2	38	37

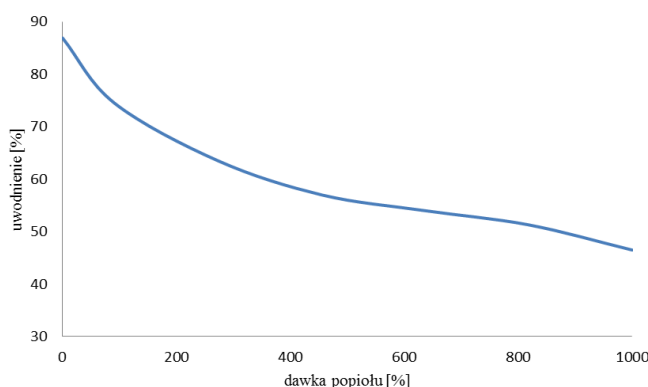
Badania laboratoryjne dotyczące wpływu popiołów lotnych w aspekcie zintensyfikowania procesu odwadniania osadów ściekowych przeprowadzili również Zheng i Haifeng [41]. W swoich badaniach zastosowali surowy popiół lotny oraz popiół lotny modyfikowany kwasem siarkowym w ilościach: 91%, 273%, 455%, 636%, 818% i 1000% masy osadów ściekowych. Badania wykazały, że wzrastająca dawka popiołu skutkuje obniżeniem oporu właściwego filtracji. Najlepsze efekty uzyskano dla osadów ściekowych kondycjonowanych popiołem modyfikowanym kwasem siarkowym o stężeniu 4 mole/dm<sup>3</sup> przy stosunku kwasu do popiołu równym 5:1 cm<sup>3</sup>/g. Przykładowo, w przypadku kondycjonowania surowym i modyfikowanym popiołem przy dawce 0,91 g popiołu/1 g osadu, opór właściwy filtracji zmniejszył się odpowiednio o 57,6% i 89,9%, przy początkowej wartości równej 1,86·10<sup>13</sup> m/kg (rys.4). Uzyskane wyniki badań wykazały, że dalszy wzrost dawki popiołu powyżej 273% masy osadów spowodował tylko niewielkie zmiany oporu właściwego filtracji wraz ze wzrostem dawki popiołu lotnego.

Kondycjonowanie osadów ściekowych popiołem lotnym przed procesem filtracji pozwala zmniejszyć uwodnienie placka osadowego. Zheng i Haifeng [41] w badaniach wykazali, że dawka popiołu modyfikowanego kwasem siarkowym w ilości 2,73g /1 g s.m. osadu pozwoliła zmniejszyć uwodnienie placka filtracyjnego z 86,90% (surowy osad) do 62,61% (osad kondycjonowany) (rys. 4-5). Również prędkość filtracji znacząco zwiększyła się poprzez kondycjonowanie osadów popiołem lotnym. W celu uzyskania 60 cm<sup>3</sup> filtratu ze 100 cm<sup>3</sup> surowego osadu, czas trwania filtracji wynosił 300-315 s, w przypadku kondycjonowania popiołem lotnym modyfikowanym kwasem siarkowym w dawce 273% czas filtracji zmniejszył się do około 55 s [41].



Rys. 4. Wpływ kondycjonowania popiołem lotnym na opór właściwy filtracji według Zhenga i Haifenga [41]

Fig. 4. The influence of sewage sludge conditioning with fly ashes on specific resistance to filtration according to Zheng and Haifeng [41]



Rys. 5. Wpływ kondycjonowania popiołem lotnym na uwodnienie placka osadowego po procesie filtracji według Zhenga i Haifenga [41]

Fig. 5. The influence of sewage sludge conditioning with fly ashes on filter cake moisture according to Zheng and Haifeng [41]

Dawkowanie popiołów lotnych do osadów ściekowych pozwala zmniejszyć ilość stosowanych polielektrolitów w procesach tzw. dualnego kondycjonowania osadów. Kuglarz i Bohdziewicz [18] przeprowadzili badania laboratoryjne nad wpływem polielektrolitów oraz mieszaniny polielektrolitów z popiołem lotnym (dawka 8% s.m.) na proces odwadniania osadów. Wprawdzie zastosowanie dualnej metody kondycjonowania nie poprawiło znacząco parametrów filtracji próżniowej w stosunku do dawkowania samych polielektrolitów, to wprowadzenie zintegrowanej metody kondycjonowania umożliwiło obniżenie dawki flokulantu o około 30%. Skuteczność stosowania dualnego kondycjonowania osadów ściekowych określono na podstawie czasu ssania kapilarnego (CSK), oporu właściwego filtracji oraz uwodnienia (tabela 6). Najlepszą wartość oporu właściwego ( $3,1 \cdot 10^{12}$  m/kg) zanotowano w przypadku kondycjonowania osadów czystym polielektrolitem w dawce 2,5 mg/g s.m. W przypadku wstępnego kondycjonowania osadu za pomocą popiołu, podobny wynik można było osiągnąć stosując 30% mniejszą ilość polielektrolitu [18].

Tabela 6. Wpływ kondycjonowania osadów polielektrolitem i polielektrolitem z popiołem lotnym na parametry filtracyjne osadów ściekowych według Kuglarz i wsp.[18]

Table 6. The influence of sewage sludge conditioning by means of polyelectrolyte and polyelectrolyte with fly ashes on filtration parameters according to Kuglarz i wsp. [18]

Dawka polielektrolitu [mg/g s.m.]	0	0,5	1,0	1,5	2	2,5	3,0
polielektrolit kationowy							
CSK [s]	425	370	220	189	98	49	65
Opór właściwy filtracji [ $\cdot 10^{12}$ m/kg]	16,2	-	12,2	10,6	5,7	3,1	-
Uwodnienie [%]	85,8	-	86,5	80,7	81,1	81,7	-
polielektrolit kationowy + popiół lotny (dawka 8 % s.m.)							
CSK [s]	340	210	146	44	57	39	52
Opór właściwy filtracji [ $\cdot 10^{12}$ m/kg]	13,1	-	6,9	1,8	2,8	2,5	-
Uwodnienie [%]	81,9	-	78,5	75,4	77,1	76,9	-

#### 4. Wpływ popiołów lotnych na proces higienizacji osadów ściekowych

Wyniki badań wskazują również, że popiół lotny ze względu na swoje właściwości alkalizujące oraz obecność reaktywnego CaO może być stosowany jako reagent do higienizacji osadów ściekowych. Dawkowanie popiołów lotnych do osadów ściekowych wywołuje szereg reakcji egzotermicznych, w wyniku czego osad ulega procesom sterylizacji, pasteryzacji i dezynfekcji [26].

Wraz ze wzrastającą dawką popiołu lotnego następuje zwiększenie wartości pH powstałej mieszaniny, co obok temperatury jest głównym czynnikiem wpływającym na destrukcję organizmów patogennych. Wzrost wartości pH osadów ściekowych po wprowadzeniu popiołu lotnego przypisuje się obecności w popiołach rozpuszczalnych tlenków, głównie CaO i K<sub>2</sub>O [40].

Popioły lotne ze względu na alkaliczne właściwości mogą stanowić alternatywę dla powszechnie stosowanego wapna w procesie higienizacji osadów ściekowych. Wang i Viraraghavan [39] wykazali, że higienizacja osadów ściekowych popiołem lotnym z elektrociepłowni pozwala osiągnąć stopień redukcji mikroorganizmów chorobotwórczych w granicach 93÷100% w zależności od dawki popiołu i czasu mieszania, przy początkowej populacji mikroorganizmów równej  $3,76 \cdot 10^7$  jtk/100 cm<sup>3</sup> i pH równym 7,25 (tabela 7).

Wpływ kondycjonowania osadów ściekowych popiołem na procesy higienizacji osadów ściekowych potwierdziły również inne badania [15]. Osiągnięto 100% redukcji bakterii coli typu kałowego po 24-godzinnym wymieszaniu popiołu lotnego z komunalnymi osadami ściekowymi, przy stosunku popiołu lotnego do osadów równym: 1:1, 1:2 i 1:3. Stopień redukcji 100% uzyskano po 24 godzinach mieszania dla wszystkich zastosowanych dawek popiołu lotnego, przy czym dawka 1:1 skutkowałą prawie natychmiastową destrukcją mikroorganizmów [16].

Tabela 7. Wpływ dawki popiołu lotnego na redukcję mikroorganizmów osadu ściekowego według Wanga i Viraraghavana [39]

Table 7. The influence of fly ash on the pathogens reduction in sewage sludge according to Wang and Viraraghavan [39]

Stosunek popiołów lotnych do osadów [g/ml]	Czas mieszania[h]	pH	Ilość mikroorganizmów [jtk/100ml]	Stopień redukcji [%]
0	-	7,25	$3,76 \cdot 10^7$	-
1:1	24	10,30	$1,30 \cdot 10^4$	99,97
1:3	24	9,40	$4,51 \cdot 10^4$	99,88
1:9	24	8,50	$2,35 \cdot 10^6$	93,75

## 5. Analiza ekonomiczna stosowania popiołów lotnych w procesach odwadniania osadów ściekowych

Popiół lotny ze spalania paliw stanowi problemowy odpad dla wielu elektrociepłowni i pomimo poszukiwania nowych metod recyklingu, dominującym sposobem unieszkodliwiania popiołu jest nadal składowanie. Specyficzne właściwości sorpcyjne i pozytywny wpływ na procesy przeróbki osadów ściekowych powoduje, że popiół lotny jest alternatywnym rozwiązaniem dla popularnych polielektrolitów i wapna w procesach kondycjonowania i higienizacji. Za zastosowaniem popiołów w procesach przeróbki osadów ściekowych przemawia również fakt, że popiół lotny jest skutecznym, tanim i powszechnie dostępnym odpadem na terenach przemysłowych. Przykładowy kosztorys kondycjonowania osadów ściekowych za pomocą popiołu i innych reagentów przedstawili Wang i Viraraghavan [39]. Orientacyjną analizę ekonomiczną przeprowadzono dla oczyszczalni ścieków w Mill Creek w USA, z uwzględnieniem wyłącznie kosztów stosowania wybranych reagentów (tabela 8).

Tabela 8. Analiza ekonomiczna kondycjonowania osadów ściekowych różnymi substancjami według Wanga i Viraraghavana [39]

Table 8. The economic analysis of sewage sludge conditioning with different substances according to Wang and Viraraghavan [39]

Rodzaj substancji	Ilość suchej masy w osadach [t/dzień]	Dawka reagenta [% s.m.]	Dawka reagenta [kg/dzień]	Koszt reagenta [\$/rok]	Koszt reagenta [PLN/rok]
kondycjonowanie wapnem i FeCl <sub>3</sub>					
CaO	1,25	10	125	1915	7 660
FeCl <sub>3</sub>	1,25	2	22,7	2260	9 040
RAZEM				<b>4175</b>	<b>16 700</b>
kondycjonowanie wapnem i popiołem lotnym					
CaO	1,25	12	150	2300	9 200
Popiół lotny	1,25	50	625	190	760
RAZEM				<b>2490</b>	<b>9 960</b>
kondycjonowanie wyłącznie popiołem lotnym					
Popiół lotny	1,25	25 %	3125	950	3800
RAZEM				<b>950</b>	<b>3800</b>

Interpretacja przedstawionych wyników wykazała, że stosując wyłącznie popiół lotny w procesie kondycjonowania osadów przed mechanicznym odwadnianiem na prasie, można obniżyć koszty eksploatacyjne o 77 % w porównaniu do stosowania CaO i FeCl<sub>3</sub> oraz o 62 % w porównaniu do kondycjonowania osadów za pomocą CaO i popiołu lotnego. Chociaż popiół lotny może stanowić tańszą alternatywę dla innych substancji kondycjonujących, to należy uwzględnić dodatkowe koszty związane z zakupem urządzeń do mieszania oraz dawkowania popiołu lotnego w funkcjonujących już oczyszczalniach, które stosują kondycjonowanie osadów ściekowych tradycyjnymi metodami [39].

## 6. Podsumowanie

Nadrzędna rola węgla w produkcji energii elektrycznej i ciepłej zarówno w Polsce, jak i na świecie, wymusza konieczność poszukiwania nowych metod utylizacji UPS, w tym popiołów lotnych. Rocznie na świecie powstaje około 4,2 mld ton popiołów, z czego zaledwie niewielka część jest wykorzystywana zagospodarowywana. Specyficzne właściwości popiołów lotnych oraz ich zdolności sorpcyjne powodują, że mogą one znaleźć zastosowanie w procesach przeróbki osadów ściekowych. Ze względu na swoje cechy strukturalne, stosowanie popiołów lotnych poprawia flokulację cząstek osadu, zwiększając wielkość kłaczków. Dawkowanie popiołów lotnych do osadów przyczynia się również do neutralizacji ładunku elektrycznego osadów ściekowych.

Studium literatury potwierdza pozytywne działanie popiołów lotnych w procesach oczyszczania ścieków i przeróbki osadów ściekowych. Zastosowanie popiołów w procesie kondycjonowania osadów ściekowych przed ich me-

chanicznym odwadnianiem powoduje obniżenie wartości czasu ssania kapilarnego oraz oporu właściwego osadu, co intensyfikuje skuteczność procesu odwadniania. Badania laboratoryjne przeprowadzone przez różnych autorów wykazały, że kondycjonowanie popiołem zwiększa efektywność odwadniania nawet o kilkadziesiąt procent w stosunku do osadu surowego. Popioły lotne ze spalania paliw ze względu na swój alkaliczny odczyn mogą być również z powodzeniem stosowane w procesach higienizacji osadów ściekowych, co stanowi rozwiązanie konkurencyjne dla powszechnie używanego wapna. Wyniki badań potwierdziły wysoki stopień redukcji mikroorganizmów chorobotwórczych (w granicach 93÷100%) w zależności od zastosowanej dawki popiołu.

Analiza ekonomiczna stosowania popiołów w procesie kondycjonowania osadów ściekowych przed procesem odwadniania wykazała znaczne korzyści związane z ich stosowaniem. Zastosowanie popiołu lotnego jako substancji kondycjonującej osady pozwala obniżyć koszty eksploatacyjne o 77% w porównaniu do stosowania wapna i  $\text{FeCl}_3$ . Ze względu na fakt, że popiół lotny jest powszechnie dostępnym odpadem w elektrociepłowniach, może stanowić alternatywę dla kosztownych reagentów stosowanych w oczyszczalniach ścieków. Należy jednak zaznaczyć, że wprowadzenie nowej technologii kondycjonowania osadów ściekowych wymaga zainstalowania nowych urządzeń, m.in. do dawkowania popiołu, co wiąże się z początkowo wysokimi kosztami inwestycyjnymi. Niemniej jednak, zastosowanie popiołu lotnego w aspekcie poprawy odwadniania osadów ściekowych jest korzystnym rozwiązaniem umożliwiającym recykling dwóch problemowych frakcji odpadów. Pomimo pozytywnego wpływu popiołów na proces odwadniania i higienizacji osadów ściekowych oraz obniżenie kosztów w porównaniu do stosowania innych reagentów, metoda jak dotąd nie zyskała komercyjnego zastosowania.

## Literatura

- [1] Adriano D.C., Woodford T.A., Ciravolo T.G.: Utilization and disposal of fly ash and other coal residues in terrestrial ecosystems. A review., *Journal of Environmental Quality*, vol. 9, 1980, pp. 333-344.
- [2] Ahmaruzzaman M.: A review on the utilization of fly ash, *Progress in Energy and Combustion Science*, vol. 36, 2010, pp. 327-363.
- [3] Baliński A.: Recykling odpadowych popiołów lotnych powstających ze spalania węgla kamiennego w aspekcie wytwarzania mas formierskich, t. XLVII, z. 3, 2008, s. 5-30.
- [4] Bastian S.: *Betony konstrukcyjne z popiołem lotnym*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1980.
- [5] Czech T., Sobczyk A.T., Jaworek A., Krupa A., Porównanie własności fizycznych popiołów lotnych ze spalania węgla kamiennego, brunatnego i biomasy, *Materiały Konferencyjne POL-EMIS*, czerwiec 2012, s. 73-82.
- [6] Dudas M.J., Warren C.J.: Leaching behavior selected trace elements in chemically weathered alkaline fly-ash, *Science Total Environment*, vol. 76, 1988, pp. 229-246.

- [7] Eye J.D., Basu T.K.: The use of fly ash in wastewater treatment and sludge conditioning, *Journal WPCF*, vol. 42, no. 5, part 2, 1970, pp. 125-135.
- [8] Feng Y.J., Li F., Wang X.L., Liu X.M., Zhang L.N.: Principal Chemical Properties of Artificial Soil Composed of Fly Ash and Furfural Residue, *Pedosphere*, vol. 16, no. 5, 2006, pp.668-672.
- [9] Głomba M.: Odpady paleniskowe jako źródło sorbentu dwutlenku siarki, *Ochrona Środowiska*, t. 53, nr 2, 1994, s. 19-24.
- [10] Hsu T.Ch.: Adsorption of an acid dye onto coal fly ash, *Fuel*, vol. 87, issues 13-14, 2008, pp. 3040-3045.
- [11] <http://www.globenergia.pl/wykorzystanie-popiolow-ze-spalania-biomasy> (dostęp: 22.09.2016 r.).
- [12] <http://www.swiatbetonu.pl> (dostęp: 22.09.2016 r.).
- [13] [http://www.wnp.pl/pliki/3943\\_225056.html](http://www.wnp.pl/pliki/3943_225056.html) (dostęp: 22.09.2016 r.).
- [14] Jala S., Goyal D.: Fly ash as a soil ameliorant for improving crop production- a review, *Bioresource Technology*, vol. 97, no. 9, 2006, pp. 1136-1147.
- [15] Jędrusik M., Świerczok A.: Ograniczenie emisji rtęci z procesów spalania węgla. Materiały konferencyjne: Współczesne osiągnięcia w ochronie powietrza atmosferycznego, Wydawnictwo PZITS 2010, s. 135-144.
- [16] Kincannon D.F. et al.: Some effects of western coal fly ash on municipal sewage sludge, *Proceeding of the Fifth International Ash Utilization Symposium*, Atlanta 1979.
- [17] Koukouzas N.K., Vassilatos Ch., Glarakis I.: Mixture of Lignite Fly Ash in Concrete: Physical and Mineralogical Characterization – Case Study from Ptolemais, Northern Greece, *World of Fly Ash*, 11-15 April 2005, Lexington, Kentucky, USA.
- [18] Kuglarz M., Bohdziewicz J., Przywara L.: The influence of dual conditioning methods on sludge dewatering properties, *Architecture Civil Engineering Environment*, vol.1, no. 3, 2008, pp. 103-106.
- [19] Lopareva-Pohu A. i wsp.: Influence of fly ash aided phytostabilisation of Pb, Cd and Zn highly contaminated soils on *Lolium perenne* and *Trifolium repens* metal transfer and physiological stress, *Environmental Pollution*, vol. 159, no. 6, 2011, pp. 1721-1729.
- [20] Małolepszy J., Wons W.: Wpływ właściwości fizykochemicznych popiołów lotnych z węgla kamiennego na procesy zachodzące podczas ich spiekania, VI Konferencja Polskiego Towarzystwa Ceramicznego Zakopane, 13-16 września 2007.
- [21] Masłoń A., Tomaszek J.A., Opaliński I.: Badania nad poprawą właściwości sedymentacyjnych osadu czynnego przy zastosowaniu mineralnych substancji pylistych, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 12, 2013, s. 490-495.
- [22] Olkusi T., Stala-Szlugaj K.: Pierwiastki promieniotwórcze w węglu oraz w produktach odpadowych powstających podczas jego spalania, *Środkowo- Pomorskie Towarzystwo Naukowe Ochrony Środowiska*, t.11, 2009, s. 913-922.
- [23] Page A.L.: Separation technologies for sludge dewatering, *Journal of Hazardous Materials*, vol. 144, 2007, pp. 614-619.
- [24] Pandey V.C., Singh N.: Impact of fly ash incorporation in soil systems, *Agriculture, Ecosystems & Environment*, vol. 136, no. 1, 2010, pp. 16-27.

- [25] Polowczyk, I. Bastrzyk, A. Sawiński, W. Koźlecki, T. Rudnicki, P. Sadowski, Z. Sokołowski, A.: Właściwości sorpcyjne popiołów ze spalania węgla, *Inżynieria i aparatura chemiczna*, t. 49, nr 1, 2010, s. 93-94.
- [26] Poluszyńska J.: Możliwości zastosowania popiołów ze spalania biomasy w gospodarowaniu osadami ściekowymi, *Prace Instytutu Ceramiki i Materiałów Budowlanych*, nr 13, 2013, s. 49-59.
- [27] Przekopowska M.: Prawo zapomniało o odpadach ze spalania biomasy!, *Materiały seminarium "Zagospodarowanie produktów ubocznych spalania biomasy"*, Częstochowa 20- 21 kwietnia 2011 r.
- [28] Raport z badań popiołu lotnego z elektrowni Siersza, dostępny pod adresem: <http://www.anmira.pl/pliki/Badania%20popio%C5%82u%20lotnego%20z%20%20El%20krowni%20Siersza.pdf> (dostęp: 22.09.2016 r.).
- [29] Riehl, F., Elsass, J., Duplay, F., Huber, M., Trautmann, M.: Changes in soil properties in a fluvisol (calcaric) amended with coal fly ash, *Geoderma* 2010, pp. 67-74.
- [30] Rosik-Dulewska C., Karwaczyńska U.: Metody ługowania zanieczyszczeń z odpadów mineralnych w aspekcie możliwości ich zastosowania w budownictwie hydrotechnicznym, *Środkowo- Pomorskie Towarzystwo Naukowe Ochrony Środowiska*, t.10, 2008, s. 205-219.
- [31] Rosik-Dulewska C.: *Podręcznik gospodarki odpadami*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2012.
- [32] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 2 stycznia 2007 r. w sprawie wymagań dotyczących zawartości naturalnych izotopów promieniotwórczych potasu K-40, radu Ra-226 i toru Th-228 w surowcach i materiałach stosowanych w budynkach przeznaczonych na pobyt ludzi i inwentarza żywego, a także w odpadach przemysłowych stosowanych w budownictwie, oraz kontroli zawartości tych izotopów [Dz.U. 2007 nr 4 poz. 29].
- [33] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 grudnia 2014 r. w sprawie katalogu odpadów [Dz. U. 2014 poz.1923].
- [34] Stoch A.: *Fly ash from coal combustion- characterization*, Praca doktorska 2015.
- [35] Tripathi R.C., Jha S.K., Ram L.C.: Impact of fly ash application on trace metal content in some root crops, *Energy sources, Part A: Recovery, Utilization, and Environmental Effects*, vol. 32, issue 6, 2010, pp. 576-589.
- [36] Uliasz- Bocheńczuk A., Pawluk A., Sierka J.: Wymywalność zanieczyszczeń z popiołów lotnych ze spalania biomasy, *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, t. 31, z. 3, 2015, s. 145-156.
- [37] Vassilev et al.: An overview of the composition and application of biomass ash. Part 2. Potential utilisation, technological and ecological advantages and challenges, *Fuel*, vol. 105, 2013, pp. 19-39.
- [38] Waclawowicz R.: Rolnicze wykorzystanie popiołów ze spalania biomasy, <http://www.scc.com.pl> (dostęp: 9 września 2016 r.).
- [39] Wang S., Viraraghavan T.: Wastewater sludge conditioning by fly ash, *Waste Management*, vol. 17, 1997, pp. 443-450.
- [40] Woźniak M., Seweryn A.: Właściwości sorpcyjne modyfikowanych popiołów z węgla kamiennego, *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, t. 24, nr 3, 2008, s. 339-346.



- [41] Zheng P., Haifeng L.: Sewage sludge conditioning with coal fly ash modified by sulfuric acid, *The Chemical Engineering Journal*, vol. 156, no. 3, 2010, pp. 616-622.

## **THE POSSIBILITY OF THE APPLICATION OF FLY ASHES IN ORDER TO THE IMPROVEMENT OF SEWAGE SLUDGE DEWATERING**

### **S u m m a r y**

The growth of energy consumption is associated with fuel combustion, particularly coal. The main problem is the production of coal combustion products, particularly fly ashes. In Poland, there is produced about 4200 tons of ashes every year. Only several percent of produced ash is recycled, especially in construction industry. Stringent requirements concerning the application of ashes in many sectors of economy require new ash utilization methods in line with law and environmental requirements. Chemical composition and sorptive properties of ashes enable their application in sewage sludge conditioning. Due to the specific characteristics, fly ashes can improve the effectiveness of sewage sludge dewatering and hygienisation.

This article presents the literature review of physical and chemical properties of ashes. The article also shows the positive impact of ashes on the sewage sludge moisture content and the microbiological composition of sewage sludge. This paper also contains the economic analysis of using fly ashes in sewage sludge treatment. The application of fly ashes in treatment plants is a new solution in sewage sludge treatment.

**Keywords:** sewage sludge, fly ash, sewage sludge dewatering, sewage sludge conditioning, recycling, utilization, sewage sludge management

*Przesłano do redakcji: 01.11.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Marcin NIEDOŚPIAŁ<sup>1</sup>

## SZTYWNOŚĆ ŁĄCZNIKÓW SWORZNIOWYCH W ELEMENTACH ZESPOLONYCH STALOWO- BETONOWYCH – ZALECENIA NORMY A WYNIKI BADAŃ

W niniejszym artykule przedstawiono zagadnienie sztywności sworzni główkowych w stropach zespolonych o płycie pełnej i płycie na blachach fałdowych. Norma projektowania konstrukcji zespolonych (Eurokod 4) sugeruje przyjęcie sztywności łącznika o średnicy 19 mm równej 100 kN/mm nie różnicując tej wartości ze względu na długość sworznia, stosunek grubości płyty w fałdzie do grubości ponad fałdą, czy wytrzymałości betonu. Analizując dostępny asortyment blach trapezowych stosowanych w stropach zespolonych zauważyć można, że powyższa wartość ma zastosowanie do bardzo wąskiej grupy blach z dostępnego asortymentu. Okazuje się, że dla większości z dostępnych profili blach należy wyznaczyć ją doświadczalnie. Sztywność sworznia będzie miała wpływ na charakterystykę M-Ø węzła (a tym samym na wartości sił wewnętrznych w przypadku stosowania węzłów podatnych) oraz na naprężenia w zbrojeniu (a tym samym na szerokość rys). W artykule zawarto przegląd badań dostępnych w literaturze i zamieszczono wyniki sztywności sworzni wyznaczone z krzywej siła – poślizg. Wyniki te mogą stanowić wskazówki i pomoc dla projektantów w przypadku analizy konstrukcji zespolonych.

**Słowa kluczowe:** łączniki sworzniowe, sztywność sworznia, konstrukcja zespolona stalowo-betonowa, węzeł podatny, blacha profilowa, testy push-out

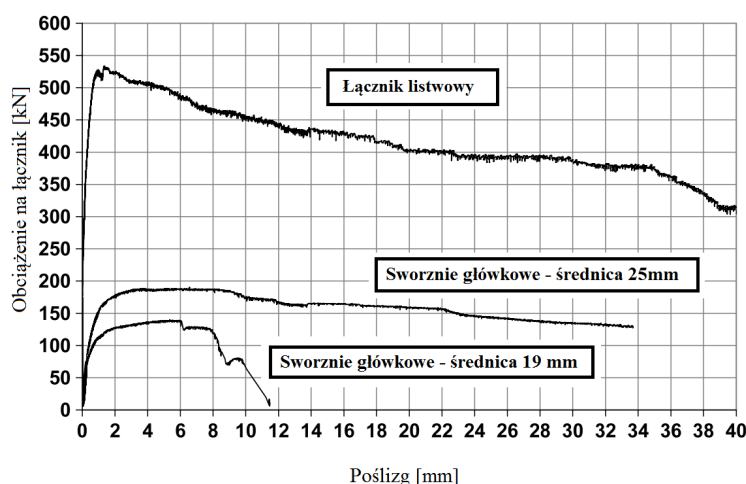
### 1. Wstęp

W przypadku zginanych elementów zespolonych stalowo betonowych w celu zapewnienia współpracy pomiędzy kształtownikiem stalowym, a płytą betonową należy zastosować odpowiednie łączniki. Na przestrzeni lat pojawiło się wiele typów łączników – jako jedne z pierwszych w pierwszej połowie XX wieku testowano łączniki spiralne [6]. Obecnie, w budownictwie kubaturowym, najpopularniejsze są główkowe łączniki sworzniowe.

---

<sup>1</sup> Marcin Niedośpiał, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Al. Armii Ludowej 16, 22 234 57 52, m.niedospial@il.pw.edu.pl

Poprzednio stosowane w Polsce normy w zakresie projektowania konstrukcji zespolonych [12], [13] oprócz główkowych łączników sworzniowych wyróżniały także: łączniki sworzniowe bez główek [12], łączniki blokowe [12], [13], łączniki kotwowe [12], [13], łączniki kątownikowe [13], śruby sprężające [13]. W literaturze można znaleźć także inne przykłady połączeń np.: ciągłe wykonane z połówki dwuteownika, śruby wkręcane, ciągłe z kształtownika giętego [5], czy w postaci łącznika kapeluszowego mocowanego do belki stalowej przez blachę fałdową stropu gwoździami wstrzeliwanymi [9], [10]. Innym przykładem są łączniki w postaci listew perforowanych (popularne w konstrukcjach mostowych) – charakteryzują się dużą nośnością zarówno w przypadku obciążeń stałych, jak i zmiennych. Przykładowe charakterystyki obciążenie – poślizg dla łączników sworzniowych o średnicy 19 mm i 25 mm oraz listwowego zaczerpnięte z pracy [20] pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Zależność obciążenie – poślizg dla wybranych rodzajów łączników, na podstawie [20]

Fig. 1. Load – slip relationship for selected types of connectors, based on [20]

Norma [15] opisuje szczegółowo sposób wymiarowania w przypadku, gdy jako zespolenie zastosowane zostały łączniki sworzniowe z łbami, definiowanymi przez normę [16]. W przypadku zastosowania innego typu łączników ich parametry należy określić poprzez wykonanie badań doświadczalnych. Według zaleceń [15] łączniki powinny przenieść siły ścinające bez uwzględniania naturalnej przyczepności pomiędzy belką stalową a płytą betonową i powinny charakteryzować się odpowiednią ciągliwością tzn. mieć odpowiednią zdolność do poślizgu.

## 2. Szytywność sworzni w ujęciu normowym

W przypadku zastosowania węzłów podatnych na szytywność węzła i charakterystykę moment-kął obrotu ( $M-\varnothing$ ), a tym samym na wartości sił wewnętrznych w elementach, wpływ będzie miała wartość poślizgu w płaszczyźnie zespolenia, co z kolei zależy m.in. od szytywności zastosowanych łączników. W myśl postanowień normy [15] przy braku dokładnych analiz odkształceń połączenia ścinanego wpływ poślizgu może być uwzględniony poprzez przemnożenie współczynnika szytywności prętów zbrojenia  $k_{s,r}$  przez współczynnik redukcyjny  $k_{slip}$  wyrażony wzorem (1).

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (1)$$

w którym:

$$K_{sc} = \frac{Nk_{sc}}{v - \left( \frac{v-1}{1+\xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (2)$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi)Nk_{sc} \ell d_s^2}{E_a I_a}} \quad (3)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (4)$$

gdzie:  $k_{s,r}$  – współczynnik szytywności określony wzorami zamieszczonymi w tablicy A.1 normy [15] zależny od rodzaju węzła (jednostronny/dwustronny obciążony symetrycznie/dwustronny obciążony niesymetrycznie);

$E_s, A_s$  – moduł sprężystości i pole przekroju zbrojenia;

$N$  – liczba łączników ścinanych rozmieszczonych na długości  $l$ ;

$h_s$  – odległość pomiędzy prętami podłużnego zbrojenia rozciąganego a środkiem ściskania;

$d_s$  – odległość pomiędzy prętami podłużnego zbrojenia rozciąganego a środkiem przekroju stalowej belki;

$l$  – długość belki w strefie momentu ujemnego sąsiadującej z węzłem, która w ramie stężonej może być przyjęta jako 15 % długości przęsła;

$E_a, I_a$  – moduł sprężystości i moment bezwładności przekroju stalowej belki.

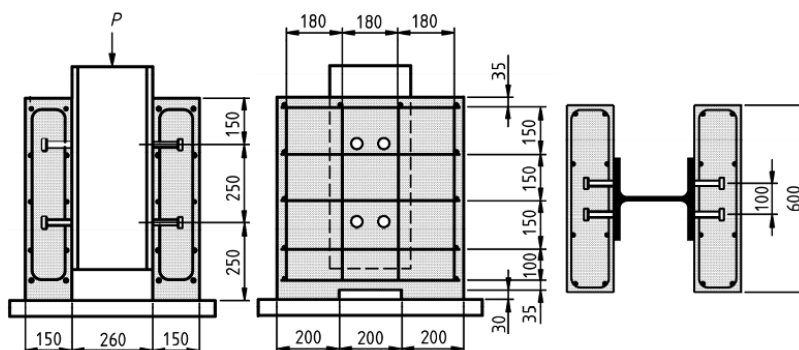
We wzorze (1) na współczynnik redukcyjny istotny wpływ ma wartość sztywności pojedynczego łącznika, którą można określić ze wzoru:

$$k_{sc} = \frac{0,7P_{Rk}}{s} \quad (5)$$

gdzie:  $s$  – poślizg określony z badań zgodnie z załącznikiem B normy [15], przy obciążeniu równym  $0,7P_{Rk}$ ,

$P_{Rk}$  – charakterystyczna nośność łącznika ścinanego.

Norma konstrukcji zespolonych [15] definiuje dwa sposoby badania łączników na ścinanie – badania standardowe i badania specjalne. Badania standardowe można przeprowadzić w przypadku belki zespolonej o przekroju teowym z płytą betonową o jednakowej grubości lub jeżeli skosy w płycie są zgodne z wymaganiami normy. Schemat stanowiska badawczego dla badania standardowego pokazano na rys. 2. W przypadku badań specjalnych powinny być prowadzone one w taki sposób, aby betonowe płyty i zbrojenie odpowiadały wyjściowej belce. Jeżeli badania przeprowadzone zostały na min. 3 próbkach, a odchylenie pojedynczego wyniku od wartości średniej nie przekracza 10% wówczas nośność charakterystyczną łącznika  $P_{Rk}$  określa się według [15] jako minimalne obciążenie niszczące (podzielone przez liczbę łączników) pomniejszone o 10%.



Rys. 2. Próbką do standardowych badań na ścinanie

Fig. 2. Test specimen for standard push test

Ponadto w normie [15] w p. A.3.(4) znajduje się zapis, iż dla płyty pełnej lub płyty zespolonej, której współczynnik redukcyjny  $k_t$  jest równy 1,0 przy zastosowaniu sworzni główkowych o średnicy 19 mm sztywność pojedynczego sworznia można przyjąć równą 100 kN/mm.

Współczynnik redukcyjny  $k_t$  wyrażony jest wzorem (6):

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (6)$$

gdzie:  $n_r$  – liczba sworzni w jednej bruździe na skrzyżowaniu z belką, w obliczeniach nie większa od dwóch;

$b_0$  – w przypadku blachy o profilu wklęsłym („jaskółczy ogon”) – najmniejsza szerokość w fałdzie, w przypadku blachy o geometrii trapezowej – średnia szerokość fałdy

$h_p$  – wysokość fałdy blachy;

$h_{sc}$  – wysokość sworznia.

Przy uwzględnieniu ograniczenia dotyczącego maksymalnych wartości współczynnika  $k_t$  (tablica 6.2 w [15]) okazuje się, że powyższy zapis w stropach na blachach fałdowych, odnosi się tylko do przypadków, w których liczba sworzni przypadających na jedno zebro jest nie większa niż 1, grubość blachy jest powyżej 1 mm, a sworznie spawane są przez blachę stalową (wyklucza to profilowaną blachę z otworami oraz blachy o grubości 1,0 mm i mniejszej). W tabeli 1 przedstawiono przykładowe typy blach fałdowych, które były bądź są stosowane na rynku polskim (również te o grubości mniejszej lub równej 1,0 mm) wraz z minimalną wysokością sworznia potrzebną, aby współczynnik  $k_t$  obliczony ze wzoru (6) wynosił 1,0.

Tabela 1. Minimalna wysokość sworzni, przy której współczynnik redukcyjny  $k_t$  wynosił będzie 1,0 dla wybranych blach fałdowych (z pominięciem warunku minimalnej grubości blachy)

Table 1. The minimum height of the headed studs, at which the reduction factor  $k_t$  is 1,0 for selected profiled steel deck (without the condition of a minimum thickness of profiled steel deck)

Typ blachy	Dostępne grubości	Min. wysokość sworznia
	[mm]	[mm]
Cofraplus 60, FLORSTROP T-59 Z	0,75; 0,88; 1,00, <b>1,25</b>	120
Cofraplus 77	0,75; 0,88; 1,00	180
Cofraastra 40	0,75; 0,85	60
Cofraastra 70	0,75; 0,88; 1,00	150
Holorib HR51, SHR51	0,75; 0,88; 1,00, <b>1,25</b>	90
RUUKI Composite sheet CS48-36-750	0,70; 0,90; 1,10	70

Jak można zauważyć, zastosowanie przedstawionej w normie sztywności pojedynczego sworznia o wartości 100 kN/mm jest ograniczone do bardzo wąskiego asortymentu blach (grubości blach spełniające kryteria normowe zostały w tabeli oznaczone grubszą czcionką). Ponadto sztywność sworznia zależy będzie także m.in. od kształtu blachy, położenia sworznia w fałdzie (centralne bądź przesunięte), jego smukłości czy klasy betonu.

### 3. Sztywność sworzni - wyniki wybranych badań

W tabeli 2 i tabeli 3 przedstawiono wybrane wyniki badań sztywności sworzni o średnicy 19 mm zarówno w płycie pełnej (tabela 2), jak i w płycie na blachach fałdowych (tabela 3) zaczerpnięte z literatury, a w tabeli 4 wyniki badań dla innych średnic sworzni.

Tabela 2. Sztywność sworzni główkowych o średnicy 19 mm w płycie pełnej wraz z wybranymi parametrami na podstawie wyników badań

Table 2. The stiffness of the headed studs with 19 mm diameter in the full slab including the selected parameters on the basis of test results

Autor	Wymiary sworznia	Smukłość sworznia $L_e/d$	Beton	Grubość płyty	$0,9P_{rk}$	Sztywność sworznia** $k_{sc}$	Ilość elementów badawczych
	[mm]	[-]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[kN/mm]	[-]
D. Lam, E. El-Lobody, 2005, [7]	19x95	5,0	20-50	150	64,4-117,4	ok. 90-145	4
D. Lam, 2007, [8]	19x100	5,3	15,3	150	64,5	ok. 95	1
	19x100	5,3	28-29,1		90,1-92,3	ok. 145-220	3
	19x100	5,3	50,1		111,9	ok. 265	1
I. B. Valente, P. J.S. Cruz, 2009, [20]	19x100	5,3	54,2-56,0	150	125,5-126,9	ok. 180-195	3
	19x100*	5,3	54,7-63,1		107,6-109,8	ok. 135-245	3
H.B. Shim i in., 2010, [17]	19x135	7,1	102,7	300	261,2	ok. 345	1

\* 2 sworznie obok siebie,  
 \*\* sztywność sworznia wyznaczona na podstawie krzywej siła - poślizg



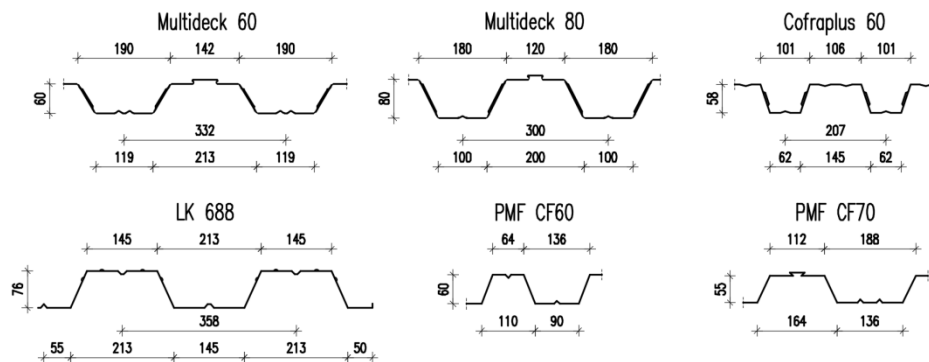
Tabela 3. Szytywność sworzni główkowych o średnicy 19 mm w płycie na blachach fałdowych wraz z wybranymi parametrami na podstawie wyników badań

Table 3. The stiffness of the headed studs with 19 mm diameter in the profiled steel sheeting slab including the selected parameters on the basis of test results

Autor	Wymiary sworznia	Smukłość sworznia- $h_{ef}/d$	Beton	Grubość płyty	Współczynnik redukcyjny $k_t$	$0,9P_k$	Szytywność sworznia $k_{sc}$	Ilość elementów badawczych
	[mm]							
H.Yuan, 1996, [22]	19x125	6,6	29,6-35	150 <sup>2</sup>	0,49; 0,69	54,7-82,7	ok. 75-170	4
			27,3	140 <sup>4</sup>	0,85	79,6	ok. 115	1
	19x95	5,0	27,3-36,9	120 <sup>3</sup>	0,70; 0,85	45,6-60,1	ok. 45-220	3
A.L. Smith i in., 2010, [19]	19x95	5,0	24,3	140 <sup>1</sup>	0,85	109,4	ok. 215	1
K. Cashell, 2013, [2]	19x95	5,0	29,6-41,3	150 <sup>6</sup>	0,63	52,1-60,9	ok. 55-200	6
			35,8-44,4	150 <sup>6*</sup>	0,63	39,3-52,8	ok. 80-200	2
L. Z. Chen i in., 2015, [3]	19x100	5,3	42,2	150 <sup>5</sup>	0,52	53,9-55,4	ok. 40-45	2

\* geometria jak dla blachy dla stropów zespolonych, ale bez wytłoczeń  
 \*\* szytywność sworznia wyznaczona na podstawie krzywej siła - poślizg  
 Typ blachy fałdowej: 1- Multideck 60, 2- Multideck 80, 3- PMF CF60, 4- PMF CF70, 5- LK-688, 6- Cofraplus 60

Geometria blach zastosowana w badaniach wymienionych w tabeli 3 przedstawiona została na rys. 3.



Rys. 3. Kształt blach stosowanych w badaniach wymienionych w tabelicy 3

Fig. 3. The shape of the profiled steel sheeting used in the tests in table 3

Tabela 4. Sztywność sworzni główkowych o średnicy innej niż 19 mm w płycie pełnej wraz z wybranymi parametrami na podstawie wyników badań

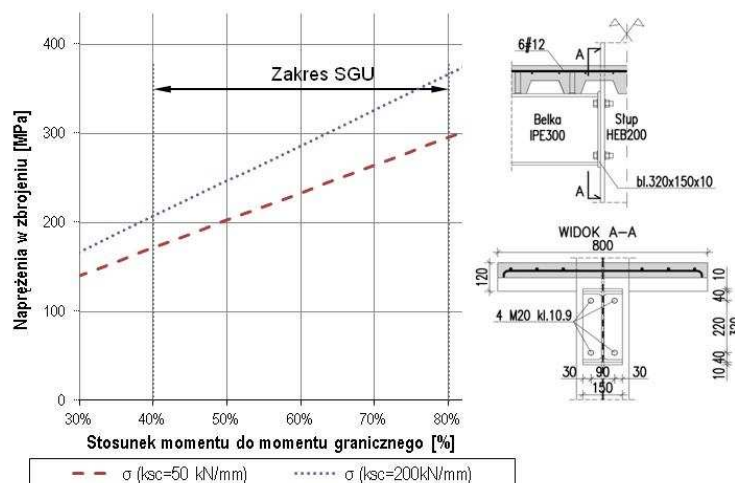
Table 4. The stiffness of the headed studs other than 19 mm diameter in the full slab including the selected parameters on the basis of test results

Autor	Wymiary sworznia	Smukłość sworznia $h_{ef}/d$	Beton	Grubość płyty	$0,9P_{rk}$	Sztywność sworznia $k_{sc}$	Ilość elementów badawczych
	[mm]	[-]	[MPa]	[m m]	[MPa]	[kN/mm]	[-]
<b>Sworznie o średnicy 16 mm</b>							
H.B. Shim i in., 2010, [17]	16x135	8,4	84,4	300	210,3	ok. 200 (K)	1
Q. Han i in., 2015, [4]	16x90	5,6	ok. 35	160	140,4-146,8	ok. 45-110 (K)	3
<b>Sworznie o średnicy 22 mm</b>							
D. Lam, 2007, [8]	22xb.d.	b.d.	24,0	bd	108,7	ok. 120 (K)	1
			44,6		111,9	ok. 195 (K)	1
I. B. Valente, P. J.S. Cruz, 2009, [20]	22x100	4,5	54,1-58,7	150	139,1-140,4	ok. 200; 225 (K)	2
H.B. Shim i in., 2010, [17]	22x135	6,1	84,4	300	309,7	ok. 165 (K)	1
D. Xue i in., 2012, [21]	22x200	9,1	55,7	400	163,1-187,9	ok. 250-395 (K)	5
<b>Sworznie o średnicy 25 mm</b>							
C-S. Shim i in., 2004, [18]	25x155	6,2	35,3	200	125,5-154,4	ok. 170-240 (K); 231-322 (A)	3
			49,4		158,8-168,6	ok. 215-305 (K); 343-400 (A)	3
I. B. Valente, P. J.S. Cruz, 2009, [20]	25x100	4,0	53,4-55,4	150	171,0-175,1	ok. 195-210 (K)	3
<b>Sworznie o średnicy 27 mm</b>							
C-S. Shim i in., 2004, [18]	27x155	5,7	35,3	200	156,2-175,6	ok. 205-240 (K); 298-396 (A)	3
			64,5		168,2-214,7	ok. 110-215 (K); 283-315 (A)	3
<b>Sworznie o średnicy 30 mm</b>							
C-S. Shim i in., 2004, [18]	30x155	5,2	35,3	200	128,0-177,4	ok. 195-260 (K); 279-306 (A)	3
			64,5		200,5-216,0	ok. 170-225 (K); 187-343 (A)	3
b.d. – brak danych (K) – wyznaczono na podstawie krzywej siła-poślizg, (A) – wartość podana przez Autora							

#### 4. Wpływ sztywności sworzni na naprężenia w zbrojeniu dla wybranego węzła

W konstrukcjach zespolonych, w których płyta znajduje się w strefie rozciąganej, projektant oprócz nośności elementu (np. węzła czy płyty) staje także przed koniecznością sprawdzenia zarysowania. Analizując stan graniczny zarysowania należy uwzględnić charakterystyczne obciążenia długotrwałe. W realnych budowlach stosunek tego obciążenia do obciążenia granicznego ze względu na nośność może wahać się w szerokich granicach w zależności od takich czynników jak ciężar warstw wykończeniowych czy wielkość obciążenia zmiennego i udział obciążeń długotrwałych w obciążeniu zmiennym i wynosić może od 40% do 80% nośności obliczeniowej elementu.

Na rys. 4 przedstawiono wartość naprężeń w zbrojeniu dla pewnego typu węzła (pokazanego obok wykresu) przy dwóch wartościach sztywności sworzni: 50 kN/mm (linia przerywana) oraz 200 kN/mm (linia kropkowana). Do obliczeń przyjęto stal konstrukcyjną o charakterystycznej wytrzymałości 235 MPa, stal zbrojeniową o charakterystycznej granicy plastyczności 500 MPa, beton C25/30. Jako schemat statyczny przyjęto ramę dwuwspornikową o wysięgu wspornika 1,66 m, a ilość sworzni łączących płytę wynosiła 8 sztuk z każdej strony podpory. Zakres obciążeń występujących w stanie granicznym użytkowości oznaczono strzałkami na rysunku jako „zakres SGU”.



Rys. 4. Wpływ sztywności sworzni na naprężeniu w zbrojeniu dla pewnego typu węzła

Fig. 4. The influence of the stiffness of headed stud on the tension in the reinforcement for a certain type of joint

Naprężenia w stali wyznaczono rozpatrując równowagę węzła korzystając z metody składnikowej opisanej w normach [14], [15], a dokładniej omówionej np. w [1], [11]. Wyprowadzenie wzoru na naprężenia znaleźć można m.in. w [11]. Do tak obliczonych naprężeń dodano składnik związany ze zjawiskiem „tension stiffening” zgodnie z zaleceniami [15].

Jak można zauważyć, im większe wyężenie elementu rozumiane, jako stosunek działającego momentu zginającego do momentu granicznego, tym większa różnica w naprężeniach w zbrojeniu w zależności od przyjętej sztywności sworzni. Dla porównywanego węzła i wyężenia sięgającego 80% różnica ta wynosi ok. 70 MPa, co stanowi ok. 14% charakterystycznej granicy plastyczności stali zbrojeniowej, co z kolei ma wpływ na obliczoną szerokość rysy.

## 5. Podsumowanie i wnioski

W artykule przedstawiono zagadnienie sztywności sworzni główkowych stosowanych do zespolenia pomiędzy kształtownikiem stalowym a płytą betonową. Czynnikiem ten jest „słabo zdefiniowany” w Eurokodzie. Aktualna norma [15] sugeruje przyjęcie sztywności łącznika równej 100 kN/mm nie różnicując tej wartości ze względu na długość sworzni, stosunek grubości płyty w fałdzie do grubości ponad fałdą, czy klasę betonu i ograniczając tę wartość do niewielu blach fałdowych (ze względu na wartość współczynnika  $k_t$ ).

Porównanie wybranych wyników badań zamieszczone w tabeli 2 i tabeli 3 wskazuje, iż sztywność pojedynczego łącznika o średnicy 19 mm wyznaczona z zależności krzywa poślizg może być różna. W przytoczonych badaniach wynosiła od 90 kN/mm do 245 kN/mm przy zastosowaniu betonu o normalnej wytrzymałości, do nawet 345 kN/mm w przypadku betonu o wysokiej wytrzymałości. Dla stropów na blasze fałdowej było to od ok. 45 kN/mm do 220 kN/mm. Zamieszczone wyniki badań, zaczerpnięte z literatury, nie mogą służyć do wiarygodnych uogólnień, ale jedynie jako wskazówka w doborze sztywności sworzni w sytuacjach podobnych do tych, jakie ujęto w pracy (w przypadku braku możliwości zastosowania wartości przedstawionej w normie w przypadku stropów na blachach fałdowych ograniczonej dla bardzo wąskiego asortymentu blach).

## Literatura

- [1] Barcewicz W., Gizejowski M.: Component method for determining joint properties – steel and composite joints subjected to hogging and sagging bending, Proceedings of the 7th European Conference on steel and composite structures EUROSTEEL 2014, eds: R. Randalfo, F.M. Mazzolani, ECCS, Neapol 2014, nr referatu 02-314.
- [2] Cashell K.: Structural Applications of Ferritic Stainless Steels (SAFSS) Work Package 3.4., 2013, <http://www.steel-stainless.org/Content/Files/Ferritics/SAFSS-03-04.pdf> [dostęp: 2015.11.09].

- [3] Chen L. Z., Ranzi G., Jiang S. C., Tahmasebinia F., Li G. Q.: Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, 115 (2015), 387-397.
- [4] Han Q. Wang, Y., Xu, J., Xing, Y.: Static behavior of stud shear connectors in elastic concrete-steel composite beams, *Journal of Constructional Steel Research* 113 (2015): 115-126.
- [5] Kucharczuk W.: *Belki zespolone stalowo – betonowe w konstrukcjach budowlanych*, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, 2001.
- [6] Kucharczuk W., Labocha S.: *Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków*, Arkady, Warszawa 2008.
- [7] Lam D., El-Lobody E.: Behavior of headed stud shear connectors in composite beam, *Journal of Structural Engineering* 131.1 (2005), 96-107.
- [8] Lam D.: Capacities of headed stud shear connectors in composite steel beams with precast hollowcore slabs, *Journal of Constructional Steel Research* 63.9 (2007), 1160-1174.
- [9] Nawrot J.: Badania nowego połączenia ścinanego zespolonej belki stalowo - betonowej, *Konstrukcje stalowe* 3(92), 2008.
- [10] Nawrot J., Kucharczuk W.: Badanie nośności nowych łączników do zespolonych stropów stalowo - betonowych, *Inżynieria i Budownictwo*, 12/2004.
- [11] Niedośpiał M.: Nośność i odkształcalność węzłów stalowo-betonowych stropów zespolonych – rola żelbetu, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 2013.
- [12] PN-B-03300:1982: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone krępe.
- [13] PN-B-03300:2006: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [14] PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [15] PN-EN 1994-1-1:2008 Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [16] PN-EN ISO 13918: Spawanie. Kołki i pierścienie ceramiczne do zgrzewania łukowego kołków.
- [17] Shim H. B., Chung K. S., Jang S. H., Park S. J., Lee J. H.: Push-out tests on shear studs in high strength concrete. Proc. 7th international conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures (FraMCoS-7), Jeju, Korea. 2010. <http://www.framcos.org/FraMCoS-7/06-10.pdf> [dostęp 5 grudnia 2015 r.].
- [18] Shim C. S., Lee P. G., Yoon T. Y.: Static behavior of large stud shear connectors. *Engineering structures*, 26(12), 2004, 1853-1860.
- [19] Smith A. L., Couchman G. H.: Strength and ductility of headed stud shear connectors in profiled steel sheeting, *Journal of Constructional Steel Research* 66.6 (2010), 748-754.
- [20] Valente, I. B., Cruz P.J.: Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete, *Journal of Constructional Steel Research* 65.10 (2009): 1954-1963.

- [21] Xue D., Liu Y., Yu Z., He J.: Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge, *Journal of Constructional Steel Research* 74 (2012): 1-7.
- [22] Yuan H, The resistances of stud shear connectors with profiled sheeting, PhD thesis, University of Warwick. 1996, <http://go.warwick.ac.uk/wrap/36287>, [dostęp 4 stycznia 2016 r.].

## THE STIFFNESS OF HEADED STUDS IN THE STEEL-CONCRETE COMPOSITE ELEMENTS - RECOMMENDATIONS OF THE STANDARD IN COMPARISON TO THE TEST RESULTS

### Summary

In this paper presents the problem of stiffness the headed studs in composite slabs are reported. The standard of composite structures (Eurocode 4) suggests a stiffness of the headed stud 19 mm connector equal to 100 kN/mm without differentiating the value due to the length headed stud, the ratio of slab thickness to the profiled steel sheeting height or concrete strength. Analyzing the assortment of profiled steel sheets used in composite slabs, it turns out that the above value can be applied to a very narrow set of profiled steel sheets. For other diameters of headed studs this value should be determined experimentally. The stiffness of headed stud will have an effect on the  $M-\Phi$  characteristic of the joint (and thus the internal forces in the case semi-rigid joints) and the tension in the reinforcement bars (and thus the width of the cracks). The article provides an overview of research available in the papers and presents the results of stiffness studs derived from force - slip relationship. These results can provide guidance and assistance to designers in the analysis of composite structures.

**Keywords:** headed stud shear connectors, stiffness of headed stud, steel-concrete composite structure, semi-rigid joint, profiled steel sheeting, push-out tests

*Przesłano do redakcji: 24.10.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Mateusz RAJCHEL<sup>1</sup>  
Tomasz SIWOWSKI<sup>2</sup>

## ANALIZA NUMERYCZNA I BADANIA POD OBCIĄŻENIEM MOSTU DROGOWEGO Z KOMPOZYTÓW FRP

W pracy przedstawiono analizę numeryczną MES oraz wyniki badań statycznych i dynamicznych pierwszego polskiego mostu drogowego z kompozytów FRP. Analitycznie i doświadczalnie oceniono sztywność przęsła mostu i wyężenie jego głównych elementów, a także rozkład obciążenia ruchomego na poszczególne dźwigary oraz zachowanie konstrukcji pod obciążeniem dynamicznym. W obliczeniach MES zastosowano powłokowo – bryłowy model numeryczny przęsła mostu. W badaniach mostu mierzono przemieszczenia, odkształcenia i przyspieszenia wybranych elementów mostu pod próbnym obciążeniem statycznym i dynamicznym. Przeprowadzone badania wykazały odpowiednią nośność i sztywność przęsła mostu oraz potwierdziły jego właściwą charakterystykę dynamiczną. Główne wyniki badań mostu były zgodne z wynikami analizy numerycznej MES, co potwierdza poprawność modelu obliczeniowego, przyjętego na etapie projektowania mostu.

**Słowa kluczowe:** kompozyt FRP, most drogowy, analiza MES, badania mostu, walidacja modelu numerycznego

### 1. Wprowadzenie

Kompozyty włókniste FRP (*ang. fibre reinforced polymer*) w ciągu ostatnich lat stają się coraz powszechniej akceptowane i stosowane w budownictwie mostowym jako podstawowy materiał konstrukcyjny [9]. Kompozyty FRP charakteryzują się bardzo wysoką wytrzymałością, doskonałą trwałością, dużą sztywnością (kompozyty węglowe), niskimi kosztami utrzymania (LCCA), możliwością prefabrykacji oraz małym ciężarem, umożliwiającym szybkie i łatwe wznoszenie mostów. Dzięki zastosowaniu bardzo wytrzymałych, lekkich i odpornych na korozję kompozytów FRP jest możliwe uzyskanie wysokich nośno-

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Mateusz Rajchel, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, (17) 86 51 016, mrajchel@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Tomasz Siwowski, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, (17) 86 51 596, siwowski@prz.edu.pl

ści, trwałości i niezawodności obiektów mostowych. Do podstawowych wad konstrukcji kompozytowych w mostach należą: mała sztywność (w przypadku kompozytów szklanych) oraz nagle i krucha postać zniszczenia, bez objawów uplastycznienia [9]. Prowadzone w ostatnich latach badania wykazały, że efektywniejsze wykorzystanie kompozytów FRP jest możliwe w systemach hybrydowych, tj. przy zastosowaniu kompozytów FRP we współpracy z betonem [1]. Cienkościenny, najczęściej skrzynkowy kompozytowy dźwigar główny współpracuje w takim systemie z betonową płytą pomostu. Ważnymi w zastosowaniach mostowych cechami takich dźwigarów hybrydowych są: duża sztywność bez konieczności stosowania drogich włókien węglowych oraz korzystna dla bezpieczeństwa obiektu, pseudoplastyczna postać zniszczenia [4].

Jednym z głównych celów projektu badawczego pn. *Com-Bridge* ([www.com-bridge.pl](http://www.com-bridge.pl)), finansowanego przez NCBiR w ramach programu *Demonstrator+* była budowa pełnowymiarowego mostu drogowego z kompozytów FRP o parametrach użytkowych wymaganych przepisami dla obiektu mostowego w ciągu drogi publicznej. W ramach projektu wykonano m.in. analizę numeryczną MES przęsła mostu o konstrukcji hybrydowej oraz kompleksowe badania mostu pod próbnym obciążeniem statycznym i dynamicznym. Analitycznie i doświadczalnie oceniono sztywność i nośność głównych elementów przęsła, rozkład obciążenia ruchomego na poszczególne dźwigary oraz zachowanie konstrukcji pod obciążeniem dynamicznym. W pracy przedstawiono przestrzenny model numeryczny przęsła wraz z głównymi wynikami analizy MES oraz ocenę zachowania się mostu pod obciążeniem statycznym i dynamicznym. Porównano także wyniki analizy numerycznej z wynikami badań eksperymentalnych, dokonując oceny i walidacji modelu numerycznego. Walidowany model numeryczny został wykorzystany w kolejnych projektach mostów hybrydowych.

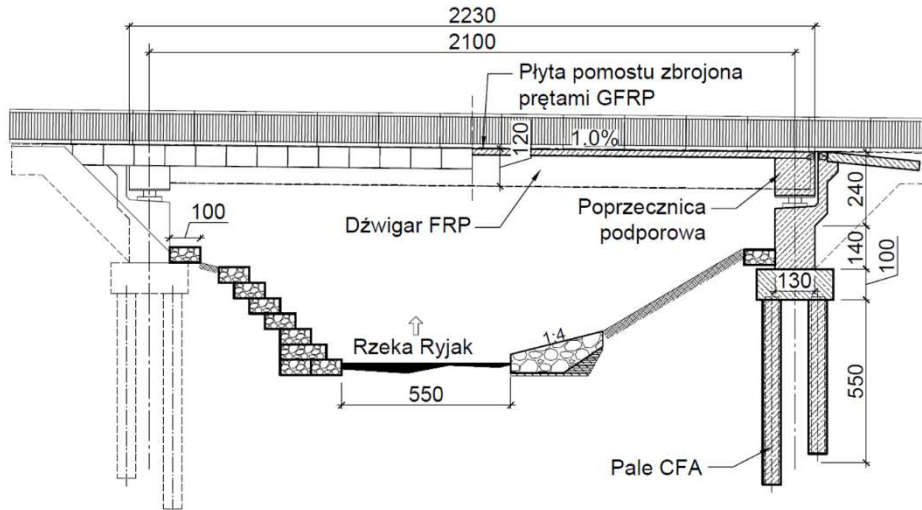
## 2. Opis ogólny mostu

Pierwszy polski most drogowy z kompozytów FRP został zbudowany w miejscowości Błazowa k. Rzeszowa nad rzeką Ryjak [8]. Most jest obiektem jednoprzęsłowym, swobodnie podpartym (rys.1). Konstrukcję przęsła tworzy ustrój płytowo-belkowy o następujących głównych parametrach technicznych:

- nośność: klasa B wg normy PN-85/S-10030, tj. pojazdy o ciężarze 40 ton,
- rozpiętość teoretyczna przęsła: 21,00 m,
- długość całkowita mostu: 22,30 m,
- szerokość całkowita pomostu: 10,54 m,
- szerokości użytkowe pomostu: jezdnia 7 m (2×3,5 m), opaski bezpieczeństwa 2×0,50 m, chodnik jednostronny 1,50 m, bariera z gzymsem 2×0,52 m;
- wysokość konstrukcyjna przęsła: 1,20 m.

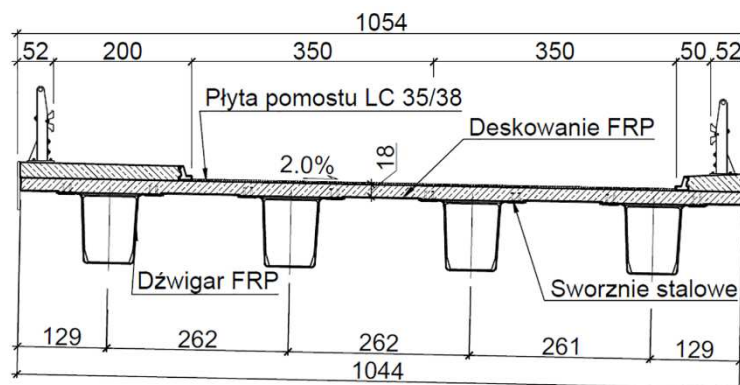
Przęsło mostu jest zbudowane z czterech kompozytowych dźwigarów skrzynkowych, zespolonych z płytą pomostu z betonu lekkiego LC 35/38, zbrojoną prętami kompozytowymi GFRP (ang. *glass fibre reinforced polymer*).





Rys. 1. Widok z boku i przekrój podłużny mostu

Fig. 1. Side view and longitudinal section of the bridge

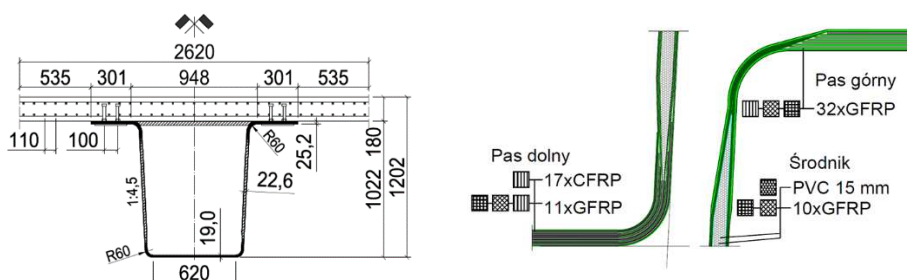


Rys. 2. Przekrój poprzeczny przęsła mostu

Fig. 2. Cross-section of bridge span

Dźwigary kompozytowe mają wysokość 1,02 m i zmienną szerokość od 0,62 m w poziomie pasa dolnego do 1,55 m w poziomie pasów górnych (rys.2). Płyta pomostu jest zespolona z dźwigarami za pomocą galwanizowanych sworzni stalowych o średnicy 20 mm oraz kleju epoksydowego. Wyposażenie przęsła składa się z kap chodnikowych z betonu lekkiego LC 30/33, konwencjonalnej nawierzchni i izolacji, odwodnienia, urządzeń dylatacyjnych oraz barier. Podpory mostu wykonano w postaci żelbetowych przyczółków pełnościennych, posadowionych na palach wierconych o średnicy 0,6 m i długości 8,0 m, formowanych w gruncie. Każdy przyczółek jest posadowiony na 10 palach.

Korpusy dźwigarów wykonano z naprzemiennie ułożonych tkanin szklanych i węglowych oraz z pianki PVC (ang. *polyvinyl chloride*) wypełniającej środki (rys.3). Dźwigary są usztywnione dwunastoma wewnętrznymi przepornami o konstrukcji warstwowej, umieszczonymi w zmiennym rozstawie 1,45 – 2,20 m. Wszystkie elementy kompozytowe dźwigarów wykonano w technologii VARTM (ang. *vacuum assisted resin transfer moulding*) na bazie żywicy epoksydowej.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny oraz konstrukcja dźwigara FRP

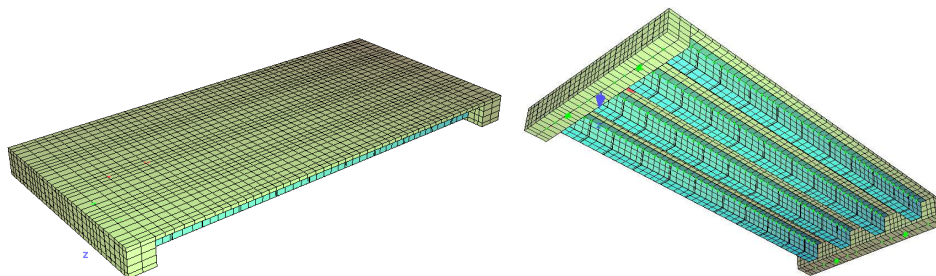
Fig. 3. Cross-section and the structure of FRP girder

Płyta pomostu o stałej grubości 0,18 m jest wykonana z betonu lekkiego klasy LC 35/38, zbrojonego dwiema siatkami z prętów kompozytowych GFRP o średnicy 12 mm. W strefach podporowych dźwigary kompozytowe są dodatkowo stężone dwiema poprzecznicami betonowymi, wykonanymi monolitycznie z płytą pomostu z betonu lekkiego.

### 3. Analiza numeryczna MES przęsła mostu

#### 3.1. Model numeryczny przęsła i jego obciążenie

Model numeryczny przęsła mostu utworzono w środowisku MES wykorzystując system *Sofistik 2014* (rys.4). Analizę prowadzono w przestrzeni trójwymiarowej (p3) za pomocą elementów powierzchniowych (e2) i bryłowych (e3). Wszystkim elementom powierzchniowym o wymiarach 0,30 x 0,40 m (tzw. *aspect ratio* 0,75) oraz bryłowym o wymiarach 0,18 x 0,40 m (*aspect ratio* 0,45) nadano grubości zgodne z wymiarami projektowymi poszczególnych elementów przęsła. W elementach powierzchniowych kompozytów zamodelowano ich warstwy zgodnie z zaprojektowaną budową poszczególnych części dźwigara. Parametry materiałowe dla poszczególnych elementów skończonych, wyznaczone na podstawie badań materiałowych, przyjęto wg tabeli 1.



Rys. 4. Wizualizacja modelu numerycznego MES przęsła mostu

Fig. 4. Visualization of the FEM numerical model of bridge span

Tabela 1. Parametry materiałowe (w głównych osiach materiałowych)

Table 1. The material parameters (in the main material axis)

Materiał (oznaczenie)	Orientacja włókien [deg]	Moduł sprężystości podłużnej [GPa]		Moduł sprężystości poprzecznej [GPa]		Współczynnik Poissona		Ciężar właściwy [kN/m <sup>3</sup> ]
		E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	G <sub>12</sub>	G <sub>23</sub> = G <sub>13</sub>	ν <sub>12</sub>	ν <sub>21</sub>	
Laminat szklany 1200 g/m <sup>2</sup>	0/90	20,50	20,50	3,90	3,04	0,019	0,019	18,0
Laminat szklany 1200 g/m <sup>2</sup>	0	42,13	10,87	4,40	2,71	0,29	0,075	18,0
Laminat szklany 800 g/m <sup>2</sup>	0/90	20,00	20,00	3,90	2,83	0,029	0,029	18,0
Laminat węglowy 600 g/m <sup>2</sup>	0	115,76	5,72	4,00	3,32	0,41	0,021	16
Pianka PVC	-	-	-	0,027	0,027	0,4	0,4	0,8
Beton LC35/38	-	21,562	21,562	8,98	8,98	0,2	0,2	19,7
Pręty GFRP	-	57,8	-	-	-	0,19	-	-

Obciążenie przęsła w analizie numerycznej przyjęto zgodnie z docelowo zrealizowanymi schematami ustawienia pojazdów obciążających podczas badań mostu (rys.6). Powierzchnia kontaktu koła przednich i tylnych osi pojazdów obciążających wyniosła odpowiednio 0,2 × 0,3 m oraz 0,2 × 0,6 m. Równomierne obciążenie powierzchniowe o tej geometrii zostało przyłożone do elementów bryłowych (e3) symulujących betonową płytę pomostową.

### 3.2. Wyniki obliczeń MES

Obliczone w analizie numerycznej MES wartości ugięć i odkształceń dźwigarów w przekroju miarodajnym w środku rozpiętości przęsła przedstawiono w tabelach 2 i 3.

Tabela 2. Wartości ugięć dźwigarów w środku rozpiętości przęsła wg analizy MES

Table 2. FEM's values of girder's vertical deflections at midspan

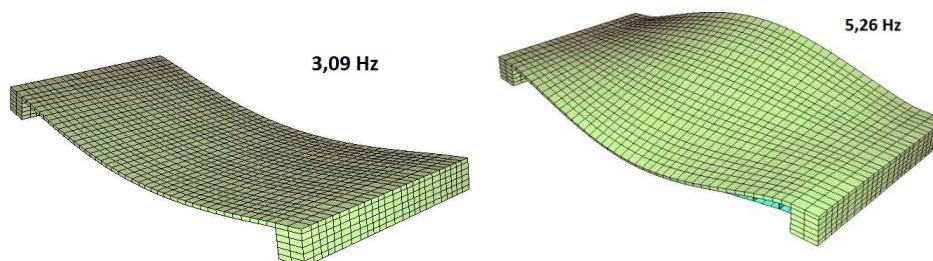
Obciążenia niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość ugięcia dźwigara [mm]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	15,79	21,25	25,64	23,55
S2a	30,20	24,47	17,81	14,01
S3a	27,41	22,25	16,24	12,85
Obciążenia symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość ugięcia dźwigara [mm]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	39,34	46,89	46,89	39,34
S2b	49,19	48,90	41,98	32,60
S3b	44,71	44,47	38,24	29,81

Tabela 3. Odkształcenia podłużne pasa dolnego w środku rozpiętości przęsła wg analizy MES

Table 3. FEM's longitudinal strains in girder's bottom flanges at midspan

Obciążenia niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość odkształcenia pasa dolnego dźwigara [‰]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	0,310	0,412	0,489	0,456
S2a	0,579	0,472	0,347	0,276
S3a	0,533	0,432	0,317	0,254
Obciążenia symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość odkształcenia pasa dolnego dźwigara [‰]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	0,766	0,900	0,900	0,766
S2b	0,949	0,935	0,811	0,639
S3b	0,871	0,865	0,744	0,586

Wykorzystując model numeryczny przęsła odczytano także częstotliwości drgań własnych konstrukcji. W programie obliczeniowym *Sofistik* wyznaczono częstotliwości i postacie drgań własnych za pomocą iteracyjnej metody Lanczo-sa. Częstotliwości drgań własnych dla dwóch pierwszych postaci drgań giętych przęsła wyniosły odpowiednio 3,09 Hz oraz 5,26 Hz (rys.5).



Rys. 5. Pierwsza (z lewej) oraz druga (z prawej) postać i częstotliwość drgań własnych przęsła

Fig. 5. Eigen frequency for the first (left) and the second (right) form of span vibrations

### 3.3. Rozdział poprzeczny obciążenia

Współczynniki rozdziału poprzecznego obciążeń ruchomych LDF (ang. *load distribution factor*) są stosowane do obliczania wielkości obciążeń ruchomych, przypadających na poszczególne dźwigary przęsła mostu. Na podstawie wartości ugięć (tabela 2) oraz odkształceń (tabela 3) pasa dolnego dźwigara w środku rozpiętości przęsła wyznaczono współczynniki rozdziału poprzecznego obciążenia wg wzoru (1) [5]:

$$LDT = \frac{\Delta U_i}{\sum_{i=1}^n \Delta U_i} \tag{1}$$

gdzie:

$\Delta U_i$  – całkowite zweryfikowane ugięcie lub odkształcenie rozpatrywanego pasa dolnego dźwigara „i”;

$\sum_{i=1}^n \Delta U_i$  – suma całkowitych zweryfikowanych ugięć lub odkształceń „n” pasów dolnych dźwigara.

Tabela 4. Współczynniki LDF obliczone na podstawie ugięć wg MES

Table 4. FEM’s load distribution factors calculated on the basis of deflections

Obciążenie niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	0,183	0,246	0,297	0,273
S2a	0,349	0,283	0,206	0,162
S3a	0,348	0,283	0,206	0,163
Obciążenie symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	0,228	0,272	0,272	0,228
S2b	0,285	0,283	0,243	0,189
S3b	0,284	0,283	0,243	0,190

Wartości współczynników rozdziału poprzecznego obciążenia dla każdego dźwigara, obliczonych na podstawie wyznaczonych numerycznie ugięć i odkształceń, przedstawiono w tabeli 4 i 5 odpowiednio pod obciążeniem niesymetrycznym (schematy S1a, S2a, S3a) i symetrycznym (schematy S1b, S2b, S3b). Zaznaczono także wielkości maksymalne dla dźwigara skrajnego i środkowego.

Tabela 5. Współczynniki LDF wg MES obliczone na podstawie odkształceń

Table 5. FEM's load distribution factors calculated on the basis of strains

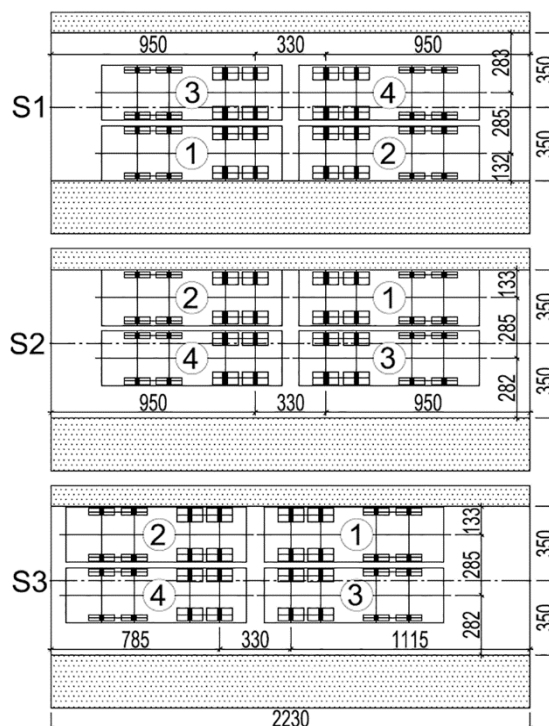
Obciążenie niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	0,186	0,247	0,293	0,274
S2a	0,346	0,282	0,207	0,165
S3a	0,347	0,281	0,206	0,165
Obciążenie symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	0,230	0,270	0,270	0,230
S2b	0,285	0,280	0,243	0,192
S3b	0,284	0,282	0,243	0,191

## 4. Badania mostu pod próbnym obciążeniem

### 4.1. Schematy obciążeń i układ pomiarowy

Badania mostu pod próbnym obciążeniem statycznym i dynamicznym przeprowadzono w grudniu 2015 r. jako badania odbiorcze przed dopuszczeniem mostu do eksploatacji [8]. Do badań statycznych mostu użyto czterech czteroosioowych samochodów ciężarowych, każdy o całkowitej masie z ładunkiem 32,08 ton. Łączna masa czterech pojazdów wyniosła 128,3 tony. Badania statyczne przeprowadzono dla sześciu schematów ustawienia pojazdów (oznaczenia schematów: a - pojazdy 1-2, b - pojazdy 1-4) (rys. 6). Badania dynamiczne mostu zrealizowano przy użyciu dwóch samochodów z ładunkiem poruszających się po obiekcie odpowiednio z prędkościami 10, 30 i 50 km/h. Wzmocnienie efektu dynamicznego uzyskano poprzez zastosowanie wymuszonego hamowania oraz przejazd przez próg o wysokości 5 cm, ułożony prostopadle do osi jezdni.

Podczas badań statycznych mierzono przemieszczenia pionowe dźwigarów, odkształcenia kompozytów dźwigarów i betonu pomostu, przemieszczenia łóżysek oraz osiadania podpór. Podczas badań dynamicznych rejestrowano czasowe zmiany wartości przemieszczeń w dwóch dźwigarach w środku ich rozpiętości oraz przyspieszenia w kilku punktach przęsła umieszczonych na pomoście (rys.7). Przemieszczenia mierzono przy pomocy czujników indukcyjnych o bazie pomiarowej 50 mm i dokładności odczytu 0,01 mm, połączonych ze wzmacniaczem i systemem akwizycji danych firmy HBM. Przyspieszenia mierzono czujnikami akcelerometrycznymi.



Rys. 6. Ustawienie pojazdów obciążających w schematach S1, S2, S3

Fig. 6. Load test configuration in schemes S1, S2, S3



Rys. 7. Próbné obciążenie mostu i stanowisko pomiaru przemieszczeń

Fig. 7. Proof testing of the bridge and set-up of displacement measurement

#### 4.2. Wybrane wyniki pomiarów

W tabelach 6 i 7 przedstawiono wartości ugięć dźwigarów i odkształceń kompozytu w środku szerokości pasa dolnego w przekroju środkowym przęsła. Ugięcia i odkształcenia wyznaczono dla obciążeń niesymetrycznych (schemat obciążenia S1-3 a) oraz symetrycznych (schemat obciążenia S1-3 b).

Tabela 6. Wartości ugięć w środku rozpiętości przęsła

Table 6. Vertical deflections at midspan

Obciążenie niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość ugięcia dźwigara [mm]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	6,30	10,60	13,70	11,30
S2a	17,95	14,35	9,15	5,95
S3a	16,40	13,10	8,30	5,40
Obciążenie symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość ugięcia dźwigara [mm]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	21,35	27,65	26,45	19,35
S2b	28,80	30,00	23,70	15,20
S3b	25,60	26,40	21,05	13,55

Tabela 7. Odształcenia podłużne na środku pasa dolnego w środku rozpiętości przęsła

Table 7. Longitudinal strain at midspan in the bottom flange

Obciążenie niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość odkształcenia pasa dolnego dźwigara [‰]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	0,134	0,196	0,279	0,250
S2a	0,425	0,272	0,189	0,121
S3a	0,397	0,256	0,176	0,110
Obciążenie symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość odkształcenia pasa dolnego dźwigara [‰]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	0,487	0,528	0,579	0,433
S2b	0,670	0,566	0,506	0,328
S3b	0,608	0,508	0,450	0,291

Podstawowa zidentyfikowana podczas badań częstotliwość drgań własnych przęsła wyniosła 3,98 Hz i została wyznaczona na podstawie czasowych zmian wartości przemieszczeń w środku rozpiętości przęsła podczas badań dynamicznych mostu.

### 4.3. Rozdział poprzeczny obciążenia jako wynik badania mostu

Na podstawie wartości ugięć (tabela 6) i odkształceń (tabela 7) w środku pasa dolnego dźwigarów w przekroju miarodajnym w środku rozpiętości przęsła wyznaczono współczynniki rozdziału poprzecznego obciążenia LDF wg wzoru (1), które przedstawiono w tabeli 8 i 9.



Tabela 8. Współczynniki LDF obliczone na podstawie pomierzonych ugięć

Table 8. Load distribution factors calculated on the basis of measured deflection

Obciążenie niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	0,150	0,253	0,327	0,270
S2a	0,379	0,303	0,193	0,192
S3a	0,380	0,303	0,192	0,125
Obciążenie symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	0,225	0,292	0,279	0,204
S2b	0,295	0,307	0,243	0,156
S3b	0,296	0,305	0,243	0,156

Tabela 9. Współczynniki LDF obliczone na podstawie pomierzonych odkształceń kompozytu

Table 9. Load distribution factors calculated on the basis of measured composite strains

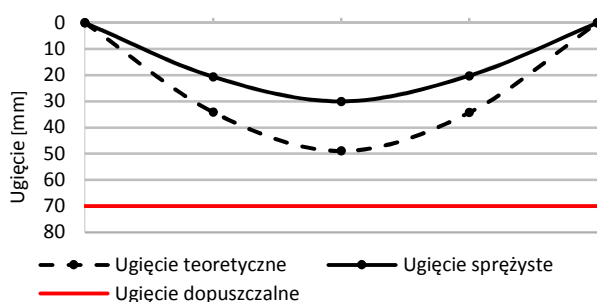
Obciążenie niesymetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1a	0,156	0,228	0,325	0,291
S2a	0,422	0,270	0,188	0,120
S3a	0,423	0,273	0,187	0,117
Obciążenie symetryczne				
Schemat obciążenia	Wartość współczynnika LDF – obciążenie niesymetryczne [-]			
	1 - skrajny	2 - środkowy	3 - środkowy	4 - skrajny
S1b	0,240	0,260	0,286	0,214
S2b	0,324	0,273	0,244	0,158
S3b	0,327	0,274	0,242	0,157

## 5. Porównanie obliczeń teoretycznych z wynikami badań

### 5.1. Ugięcia

Porównanie wyników pomiarów ugięć (przemieszczeń pionowych) dźwigarów głównych w środku rozpiętości przęsła z wartościami teoretycznymi oraz wartością dopuszczalną przedstawiono na rys. 8. Na podstawie wytycznych projektowych mostu [2, 3] dopuszczalną wartość ugięcia przęsła przyjęto jako  $L/300$  czyli 70,0 mm. Maksymalne pomierzone ugięcie sprężyste dźwigara pod maksymalnym obciążeniem symetrycznym (128,3 tony) wyniosło 30,0 mm ( $L/700$ ), co stanowi 61% wartości ugięcia teoretycznego (48,90 mm) i jest o 43% mniejsze od wartości ugięcia dopuszczalnego (70 mm). Ugięcie pod maksymalnym obciążeniem asymetrycznym (64,2 tony) wyniosło 17,95 mm. Wyznaczona na tej podstawie sztywność podłużna konstrukcji mostu jako proporcja siły obciążającej do powstałego od niej ugięcia wyniosła  $k = 35,7 \text{ kN/mm}$ .

Jak pokazały badania przęsła mostu kompozytowego w zakresie rozpiętości ok. 21,0 m jest znacznie bardziej podatne w stosunku do konstrukcji betonowych czy zespolonych stalowo-betonowych, których sztywność jest na poziomie 100 kN/mm [6].



Rys. 8. Porównanie rzeczywistych ugięć sprężystych do wartości teoretycznych i dopuszczalnej

Fig. 8. Comparison of measured elastic deflections with theoretical and allowable ones

## 5.2. Odształcenia kompozytu FRP

Maksymalne odkształcenie sprężyste kompozytu wystąpiło w pasie dolnym i wyniosło 0,670 ‰. Odkształcenie to stanowi 71% wartości odkształcenia teoretycznego równego 0,949 ‰. Graniczne wartości charakterystyczne odkształceń rozciągających uzyskane z badań materiałowych (w układzie globalnym x,y w kierunku osi podłużnej dźwigara) warstw kompozytowych, składających się na laminat FRP pasa dolnego wynoszą:

- 9,93 ‰ - jednokierunkowa warstwa węglowa o orientacji włókien 0° względem osi podłużnej dźwigara.
- 10,54 ‰ - dwukierunkowa warstwa szklana o orientacji włókien +/- 45° względem osi podłużnej dźwigara.

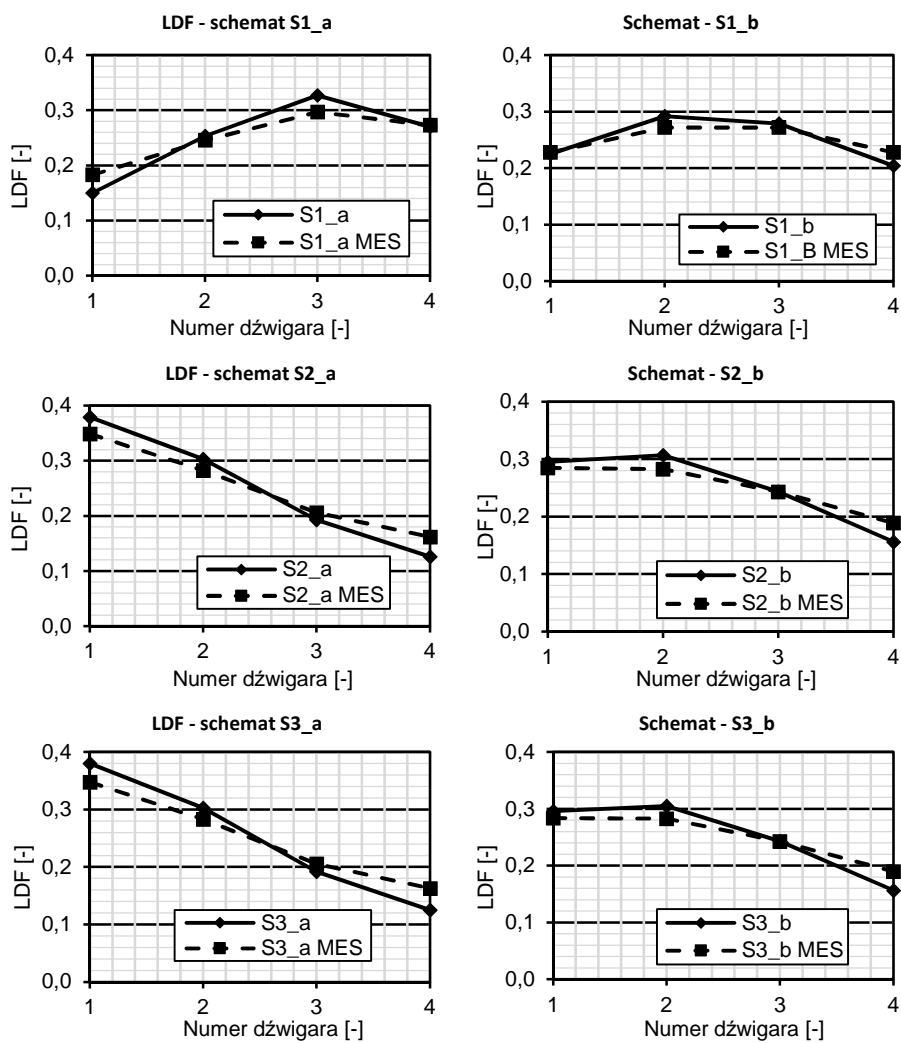
Pomierzone wartości odkształceń kompozytu FRP pasa dolego stanowią odpowiednio 6,75 ‰ i 6,36 ‰ wartości odkształceń granicznych warstwy węglowej (9,93 ‰) i szklanej (10,54 ‰).

## 5.3. Rozdział poprzeczny obciążenia ruchomego

Porównanie teoretycznego i rzeczywistego rozdziału poprzecznego obciążenia w środku rozpiętości przęsła na podstawie ugięć (tabela 4 i 8) oraz odkształceń (tabela 5 i 9) przedstawiono odpowiednio na rys. 9 i 10.

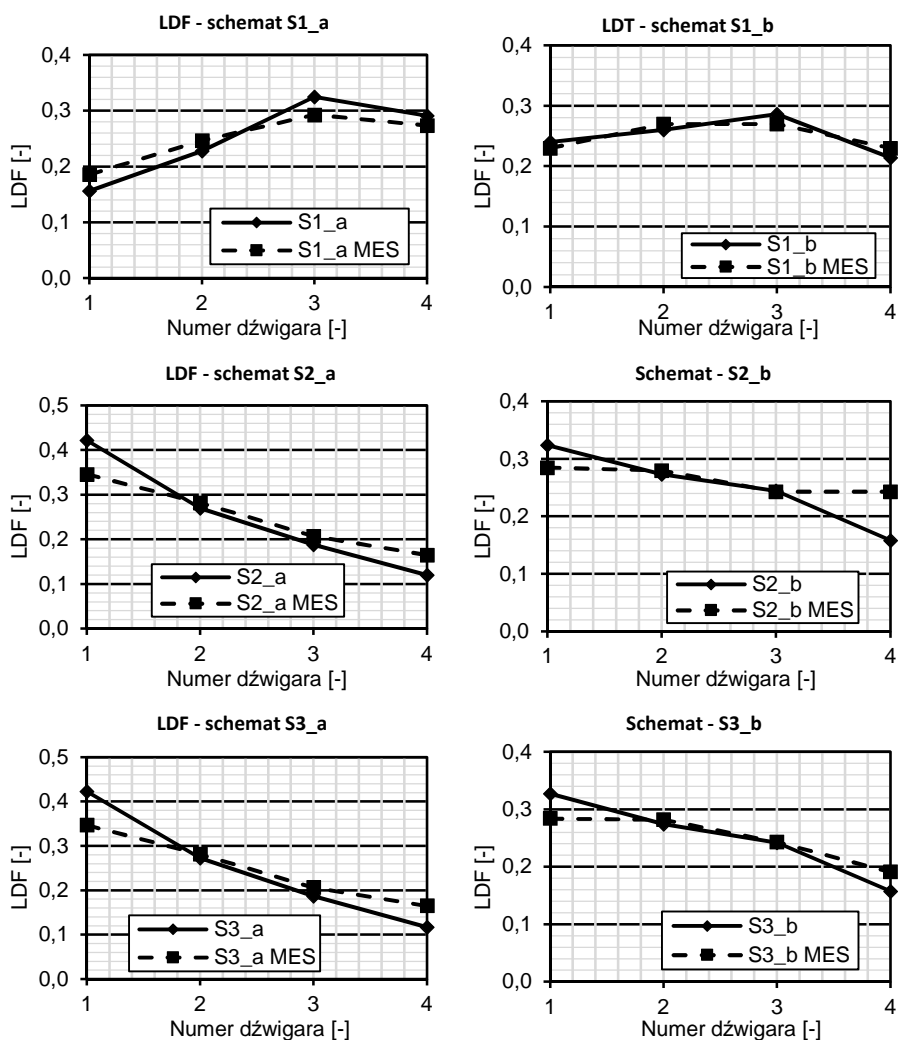
Dla dźwigara skrajnego maksymalna rzeczywista wartość LDF wyniosła **0,380** (na podstawie ugięć) oraz **0,423** (na podstawie odkształceń). Współczynniki te stanowią odpowiednio 109% oraz 122% wartości teoretycznej, równej 0,349 (na podstawie ugięć i odkształceń). Dla dźwigara środkowego rzeczywista wartość LDF wyniosła **0,307** (na podstawie ugięć) oraz **0,286** (na podstawie od-

kształceń). Współczynniki te stanowią odpowiednio 109% oraz 101% wartości teoretycznej równej 0,282 (na podstawie ugięć i odkształceń).



Rys. 9. Porównanie teoretycznego i rzeczywistego rozdziału poprzecznego obciążenia dla obciążeń niesymetrycznych (z lewej) i symetrycznych (z prawej) na podstawie ugięć

Fig. 9. Comparison of theoretical and experimental load distribution for asymmetric (left) and symmetrical (right) loads schemes based on deflections



Rys. 10. Porównanie teoretycznego i rzeczywistego rozdziału poprzecznego obciążenia dla obciążeń niesymetrycznych (z lewej) i symetrycznych (z prawej) na podstawie odkształceń kompozytu

Fig. 10. Comparison of theoretical and experimental load distribution for asymmetric (left) and symmetrical (right) loads schemes based on FRP strains

Różnice w wartościach LDF pomiędzy pomiarami ugięć i odkształceń były na poziomie 11,3% oraz 7,3% odpowiednio dla dźwigara skrajnego i środkowego. Porównanie pomierzonych wartości LDF z wartościami teoretycznymi (obliczonymi) wykazało różnice w zakresie od 1 do 22 %. Większe wartości LDF zostały uzyskane z pomiarów na moście.

#### 5.4. Częstotliwość drgań własnych

Zidentyfikowana pierwsza częstotliwość drgań własnych wyniosła 3,98 Hz i jest większa od wartości wyznaczonej numerycznie (3,09 Hz) o 29%. Wartość rzeczywista częstotliwości jest także większa od minimalnej wartości zalecanej w rozporządzeniu [7], równej 3 Hz. Cechą charakterystyczną badanego przęsła mostu o rozpiętości 21,0 m jest stosunkowo niska częstotliwość drgań własnych, która jest spowodowana jego małą sztywnością  $k$  [6].

### 6. Podsumowanie

Głównym celem badań statycznych i dynamicznych mostu drogowego z kompozytów FRP było sprawdzenie jego zachowania pod obciążeniem w stosunku do dopuszczalnych parametrów eksploatacyjnych oraz walidacja modelu numerycznego przęsła mostu, który został zastosowany do obliczeń wytyżenia i sztywności w różnych konfiguracjach obciążeniowych na etapie projektowania.

Uzyskane na podstawie badań wartości przemieszczeń, odkształceń i częstości drgań własnych mostu były mniejsze od wartości granicznych, dopuszczalnych wg właściwych zaleceń i wytycznych [2] [3], [7], co potwierdziło odpowiednią nośność, sztywność oraz zachowanie konstrukcji mostu pod obciążeniem dynamicznym.

Walidację modelu numerycznego przeprowadzono na podstawie porównania ugięć i odkształceń otrzymanych dla każdego dźwigara w poziomie pasa dolnego. Na podstawie tych porównań stwierdzono zgodność tych wartości na poziomie od 61% do 99% w zależności od analizowanego przekroju mostu. Wysoka zgodność modelu MES z wynikami badań dotyczyła także rozdziału poprzecznego obciążenia oraz częstotliwości drgań własnych. Maksymalna różnica pomiędzy wynikami badań i obliczeń dla LDF była na poziomie 22% dla dźwigara skrajnego oraz 9% dla dźwigara środkowego. W przypadku częstotliwości drgań własnych przęsła różnica wynosiła 29%.

Na podstawie otrzymanych wyników można uznać, że model numeryczny MES bardzo dobrze odzwierciedla zachowanie przęsła mostu w przekroju poprzecznym oraz pod obciążeniem dynamicznym oraz mniej zadowalająco w rozkładzie na długości mostu. Główną przyczyną niezgodności tych wyników, głównie w zakresie przemieszczeń pionowych dźwigarów, jest brak odwzorowania w modelu MES przęsła współpracujących deskowań płyty pomostu oraz wyposażenia mostu, w tym głównie sztywnych kap chodnikowych, balustrad, poręczy, itp. Kolejną przyczyną niezgodności może być sposób odwzorowania w modelu MES rzeczywistej budowy kompozytów FRP, złożonych z kilkadziesiąt warstw o różnych parametrach. W zastosowanym modelu przęsła do opisu kompozytów FRP wykorzystano model materiału o parametrach zastępczych (zbiorczych).

Analiza numeryczna i badania mostu zostały zrealizowane w ramach projektu R&D pn.: „Com-Bridge - Innowacyjny most drogowy z kompozytów FRP”, współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach Przedsięwzięcia Pilotażowego „Wsparcie badań naukowych i prac rozwojowych w skali demonstracyjnej DEMONSTRATOR+”(umowa nr UOD-DEM-1-041-/001).

## Literatura

- [1] *Chen Y., P. H. Ziehl, K. W. Harrison. 2009.* Experimental characterization and optimization of hybrid FRP/RC bridge superstructure system. *Journal of Bridge Engineering* 14: 45-54.
- [2] Design Manual for Roads and Bridges (DMRB). Volume 1, Section 3, Part 17: DB 9/05 – Design of FRP Bridges and Highways Agency, Scottish Executive, Welsh Assembly Government, The Department for Regional Development Northern Ireland, May 2005.
- [3] JRC Science for Policy Report. Prospect for new guidance in the design on FRP. Support to the implementation, harmonization and failure development of the Eurocodes. 2016.
- [4] *Kitane Y., A. Aref. 2004.* Static and fatigue testing of hybrid fiber-reinforced polymer – concrete bridge superstructure. *Journal of Composites for Construction* 8: 182-190.
- [5] *Machelski Cz. 2014.* Parameters of load transverse distribution across bridge. *Road and Bridges* 13: 131-143.
- [6] *Machelski Cz. 2016.* Sztywność obiektu mostowego jako parametru użytkowego konstrukcji inżynierskich. *Przegląd Komunikacyjny* 2: 37-32.
- [7] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63/00, poz. 735).
- [8] *Siwowski T., Rajchel M., Kaleta D., Własak L. 2016.* Pierwszy polski most drogowy z kompozytów FRP. *Mosty* 2: 62-66.
- [9] *Zoghi M. 2014.* The international Handbook of FRP Composites in Civil Engineering. Boca Raton. CRC Press, Taylor & Francis Group LLC.

## THE FEM ANALYSIS AND PROOF LOAD TEST OF A ROAD BRIDGE MADE OF FRP COMPOSITES

### Summary

The first Polish road bridge made of FRP composites and its FEM analysis as well as the behaviour under static and dynamic proof tests have been presented in the paper. The theoretical and experimentally determined stiffness and strength of the hybrid FRP – concrete span, load distribution factors and dynamic behaviour have been compared. The detailed shell – brick numerical model of the real bridge has been used for FEM theoretical analysis. During the proof tests the girder's deflection, FRP and concrete strains and span accelerations have been measured. The proof load tests have revealed the sufficient carrying capacity and good transverse and longitudinal stiffness as well as the proper dynamic behaviour of the bridge. Moreover the FEM model of the span has been quite well validated against the measured results. FEM analysis and proof tests confirmed that FRP composite as the modern and innovative structural material can be widely utilised in bridge construction as an alternative to common materials as steel and concrete.

**Keywords:** road bridge, FRP composite, FEM analysis, proof test, model validation

*Przesłano do redakcji: 09.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Paweł WAJSS<sup>1</sup>  
Mariusz FILIPOWICZ<sup>2</sup>

## CHARAKTERYSTYKA HELIOSTATÓW I ICH ZASTOSOWANIE W HELIOELEKTROWNIACH

Rozwój energetyki słonecznej związany jest z powstawaniem coraz to nowych konstrukcji maksymalizującej wykorzystanie promieniowania słonecznego. Jednym z kierunków jest wysokotemperaturowa konwersja promieniowania na ciepło. Wtedy, z termodynamicznego punktu widzenia otwierają się nam możliwości np. na generację energii elektrycznej. Konwersja wysokotemperaturowa wymaga jednak koncentracji promieniowania słonecznego. Sposobów koncentracji jest wiele, jednak w artykule skupiono się na koncentracji w układzie pole heliostatów- wieża słoneczna. System taki ma szereg zalet w porównaniu do pojedynczych układów koncentrujących, m.in. możliwe jest budowanie pojedynczej elektrowni. Zasadniczym elementem jest tutaj heliostat. Artykuł definiuje pojęcie heliostatu, przedstawia zasadę jego działania oraz przeznaczenie w helioelektrowniach typu wieżowego. Dokonany został podział urządzeń na podgrupy w zależności od technologii w nich zastosowanych. Zaprezentowane zostały poszczególne elementy budowy heliostatów oraz czynniki, które pośrednio lub bezpośrednio wpływają na ich typ, wielkość oraz cenę. Przedstawiono problematykę rentowności przed jaką stoi dziś rynek helioelektrowni oraz stopień istotności jaki stanowi pole heliostatów dla budżetu całej inwestycji. Wymieniono szczegółowe parametry jakie winny spełniać tego typu urządzenia, z wyodrębnieniem trzech grup: wymagania operacyjne, optyczne oraz wytrzymałościowe. Zaprezentowano szczegółowo trzy przykładowe, znacząco różniące co do zasady działania oraz skali, rozwiązania i sparametryzowano je w formie tabelarycznej.

**Słowa kluczowe:** energetyka słoneczna, skoncentrowane promieniowanie słoneczne, układy nadążne, tracking

### 1. Wprowadzenie

Heliostaty są urządzeniami, które podążają za pozornym ruchem słońca po nieboskłonie, wyposażone w zwierciadła płaskie, lub o bardzo małej krzywiznie (ogniskowej rzędu dziesiątek do nawet kilku tysięcy metrów), których celem jest odbicie bezpośredniego promieniowania słonecznego i skierowanie go w ściśle

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Paweł Wajss, Wydział Energetyki i Paliw, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, tel. 12 617 34 28, wajss@agh.edu.pl

<sup>2</sup> Mariusz Filipowicz, Wydział Energetyki i Paliw, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, tel. 12 617 51 92, filipow@agh.edu.pl

określony, niezmienny co do położenia, punkt. W związku z tym są niezbędnym elementem helioelektrowni typu wieżowego przedstawionej na rys. 1. W helioelektrowniach obszarem, na które kierowane jest promieniowanie jest szczyt wieży, gdzie umieszczony jest specjalny odbiornik, którego zadaniem jest konwersja przekierowanego z wielu heliostatów promieniowania słonecznego na ciepło. Ciepło to dalej w cyklu Rankine'a jest przetwarzane na energię elektryczną stąd nazwa samego systemu: helioelektrownia. Choć zasadniczo sama koncepcja systemu wydają się prosta wiąże się z nią wiele zagadnień, które nadal podlegają rozważaniom w światowych jednostkach badawczych. Budowa wieży o wysokości kilkudziesięciu metrów nie stanowi wyzwania w dzisiejszym świecie budowy obiektów inżynierskich, natomiast złożenie, montaż oraz synchronizowanie heliostatów liczonych nawet setkach tysięcy sztuk, o wielkości apertury od kilku do 150 m<sup>2</sup>/heliostat, dla pojedynczej inwestycji stanowi nie lada wyzwanie zarówno w czasie budowy i użytkowania helioelektrowni ale także na etapie jej projektowania. Każdy z heliostatów to niezależne urządzenie (choć są rozwiązania łączące je w grupy, np. [1]) musi zatem posiadać swój własny system napędowy, kontroli położenia, a także diagnostyki. To przekłada się bezpośrednio na koszty takiego urządzenia. Przenosząc to na skalę całej inwestycji, budowa i uruchomienie pola heliostatów obciąża ok 40 % całego budżetu inwestycji, co stanowi największy jednostkowy udział kosztów [2]. Obsługa pola heliostatów, tj. czyszczenie zwierciadeł oraz doraźna naprawa stanowi również największy udział kosztów w zakresie utrzymania helioelektrowni [2]. Stąd też usilne próby środowisk naukowych w celu znalezienia rozwiązania, które jedno-

cześnie przyczyni się do redukcji kosztów produkcji ale i utrzymania heliostatów, a przez to przyczyni się do rozwoju tej technologii.



Rys. 1. Helioelektrownia typu wieżowego, pole heliostatów otacza wieżę słoneczną ze wszystkich stron, źródło: EcoGuard

Fig. 1. Solar power tower with surrounding field of heliostats, source: EcoGuard

## 2. Heliostaty

### 2.1. Budowa heliostatu

Heliostaty, jak przedstawiono na rys. 2 składają się z następujących części:

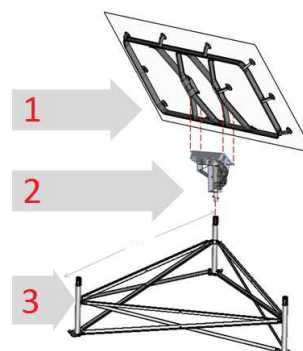
- podstawy + fundamentów (3),



- napędów do zmiany kąta elewacji i azymutu (2),
- zwierciadła + konstrukcji nośnej (1).

Rys. 2. Budowa heliostatu, źródło: eSolar

Fig. 2. Construction of heliostat, source: eSolar



Zadaniem fundamentów i podstawy jest umocowanie heliostatu do podłoża i zagwarantowanie, że nie zmieni on swojego położenia w całym cyklu życia heliostatu tj. 20-30 lat w zależności od konstrukcji. Czyni się to przez różne sposoby w zależności od podłoża. Pod duże heliostaty (powyżej 50 m<sup>2</sup> apertury) stosuje się fundament betonowy, dla heliostatów w zakresie 5-50 m<sup>2</sup> apertury zastosować można pale wbijane w ziemię (na głębokość równą wysokości heliostatu), natomiast dla najmniejszych heliostatów ( $\leq 5$  m<sup>2</sup>) stosuje się kotwy, jeżeli pozwalają na to warunki podłoża. Stosuje się również rozwiązanie łączenia małych heliostatów w grupy dzięki czemu przy ich małej wysokości i relatywnie dużego ciężaru własnego nie jest wymagany żaden dodatkowy element łączący fizycznie heliostaty z podłożem. Zadaniem konstrukcji nośnej i napędów jest stabilne utrzymywanie i precyzyjne pozycjonowanie fasety (zwierciadła). Są to bardzo istotne elementy, gdyż ich prawidłowe funkcjonowanie jest uzależnione od odporności na oddziaływanie zewnętrznych warunków atmosferycznych. Konstrukcja nośna fasety stanowi również ważny element w trakcie kalibracji optycznej zwierciadła tj. tak jego ustawiania aby obraz na odbiorniku był jak najbardziej skoncentrowany i pozbawiony błędów. Napęd jest w przypadku wielu typów heliostatów najdroższym elementem przy czym można je podzielić na dwie główne grupy w zależności od źródła zasilania: silniki elektromagnetyczne oraz siłowniki hydrauliczne. W zależności od wielkości i rodzaju heliostatu zastosowanie znajduje różny napęd. Możemy wyróżnić konkretne rozwiązania tj. przekładnie ślimakowe, przekładnie zębate, przekładnie łańcuchowe, przekładnie falowe, Capstan, przekładania planetarna, siłowniki liniowe oraz koła cierne. Mechanizm ten musi być na tyle precyzyjny aby światło odbite padało na odbiornik ulokowany w odległości nawet kilku kilometrów od zwierciadła, przy tym zachowując odporność na oddziaływanie warunków atmosferycznych. Po-szczególne wymagania opisane są w tab.1

Tabela 1. Wymagania stawiane wobec podsystemów heliostatu, na podstawie [3]

Table 1. Heliostat's subsystems requirements, based on [3]

	Wymagania	Wartość oczekiwane	System
Operacyjne	Tryby pracy	Normalny (śledzenie precyzyjne), Zredukowany (śl. nieprecyzyjne), Pozycja na żądanie (postój), Pozycja bezpieczna	Oprogramowanie
	Wiatr	Śledzenie do 15,6 m/s; parkowanie do 22,5 m/s	Napędy + konstrukcja nośna
	Awaryjne rozogniskowanie	3 minuty	Napędy + konstrukcja nośna
	Maks. czas ruchu do poz. bezpiecznej	Brak danych	Napędy
	Własne potrzeby energetyczne	Brak danych	Napędy
	Zakres dla azymutu i elewacji	Brak danych	Napędy + podstawa
Optyka	Celność wiązki światła odbitego	Maksimum 1,5 mrad średnia kwadratowa (odchylenie st.) dla każdej z osi	Oprogramowanie + napędy
	Jakość wiązki	Kształt teoretyczny + 1,4 mrad po obwodzie w zakresie temperatur 0-50 st.C	Zwierciadło + konstrukcja nośna
	Odszt. spowodowane wiatrem	Maksimum 3,6 mrad średnia kwadratowa na zwierciadle	Konstrukcja nośna + napędy
	Odształcenia fundamentu	Maks. 0,45 mrad średnia kwadratowa przy porywistych wiatrach Maks. 1,5 mrad przekręcenia lub pochylania przy prędkości wiatru 12 m/s	Podstawa + konstrukcja nośna + napędy + zwierciadła
	Refleksyjność, spadek refleks. w funkcji czasu i ilości myć	95-96 % (cel do 2025) aktualnie 93-94 %, dla spadku brak danych	Zwierciadła
Wytrzymałościowe	Prędkość wiatru	22,35 m/s dla dowolnego położenia 40,23 m/s dla pozycji bezpiecznej	Wszystkie części
	Temperatura	-29 st.C – 50 st.C	Zwierciadła
	Grad	Ø 1,8 cm z prędkością 20 m/s w dowolnej pozycji oraz Ø 2,5 cm z prędkością 22,5 m/s dla pozycji bezpiecznej	Zwierciadła
	Piasek (burze piaskowe)	Odporność na zarysowania i tarcia	Zwierciadła + napędy
	Mycie	Odporność na szok termiczny (zimna woda)	Wszystkie części mechaniczne
	Czas życia	30 lat uwzględniając małe naprawy oraz poprawne utrzymanie	Wszystkie części

Niebagatelny wpływ na typ konstrukcji oraz jego budowę ma wielkość oraz rodzaj zwierciadła. Powierzchnie faset (pojedynczych zwierciadeł) mieszczą się w granicach 1-10 m<sup>2</sup>. Zwierciadła muszą charakteryzować się możliwie największą refleksyjnością dla całego widma, mieć możliwie mały ciężar właściwy oraz długą żywotność przy niskich kosztach obsługi. Wyróżniamy trzy główne typy zwierciadeł:

- standardowe szkło o gr. 4 mm z warstwą refleksyjną od tyłu zabezpieczone antykorozyjnie oraz przed wilgocią,
- szkło cienkowarstwowe o gr. < 1 mm z warstwą refleksyjną od tyłu lub po środku w rozwiązaniu typu sandwich, oraz
- membrany refleksyjne naciągane na ramy.

Prowadzone są również badania nad polimerami, które w przyszłości mogą zastąpić w/w materiały. Charakterystykę trzech przykładowych heliostatów o różnej konstrukcji przedstawiono w tabeli 2 oraz na rysunkach 3, 4 i 5.

Tabela 2. Parametry heliostatów, na podstawie [4] i [5]

Table 2. Heliostats' parameters, based on [4] and [5]

Heliostat	ASM 150	Colon 70	Helio 40
Wymiary apertury [m]	Ø ~14 m	H 7,82 m x W 9,04 m	H 1,41 m x W 1,41 m
Powierzchnia faset [m <sup>2</sup> ], ilość [szt.]	150 m <sup>2</sup> x 1 szt. = 150 m <sup>2</sup>	3,3 m <sup>2</sup> x 21 szt. = 69,3 m <sup>2</sup>	2 m <sup>2</sup> x 1 szt. = 2 m <sup>2</sup>
Konstrukcja pod zwierciadła	Metaliczna naciągnięta membrana	Zwierciadło mocowane do stalowej ramy	Zwierciadło mocowane do stalowej ramy
Zwierciadło	0,9 mm szkło cienkowarstwowe	4 mm szkło, producent: Pilkington	4 mm szkło
Refleksyjność [%]	94	92 - 93	Brak danych
Napęd azymutu	Elektrycznie napędzana obrotnica z enkoderem	Przekładnia ślimakowa, producent: Winsmith	Przekładnia ślimakowa + przekładnia planetarna
Napęd elewacji	Elektrycznie napędzane koło szprychowe z enkoderem	Przekładnia ślimakowa, producent: Winsmith	Siłownik liniowy
Przełożenia napędów (Az/El)	Brak danych	Az 18.000:1 El 18.000:1	Az 35.650:1
Typ kontrolera	Sygnal PWM, rozdzielczość 40.000 kroków / 360 °	Kontrolery lokalne i nadrzędne	Brak danych
Typ podstawy	Platforma na betonowym pierścieniu + rdzeń	Rura stalowa Ø 0,5 m	Wolnostojące metalowe kratownice
Waga (bez fund.) [kg]	3.300 (22 kg/m <sup>2</sup> )	4.000 (57,7 kg/m <sup>2</sup> )	78 (39 kg/m <sup>2</sup> )
Badanie odporności na wiatr	Śledzenie: od 5 m/s do 16,7 m/s Maks.: 40,3 m/s	Brak danych	Śledzenie: od 5,5 m/s do 13,9 m/s Maks.: 27,8 m/s
Badanie precyzji pozycjonowania [mrad]	0,52 - 0,7 odchylenia standardowego	Brak danych	0,625 odchylenia standardowego
Błąd nachylenia [mrad]	0,1	1,4 (normalna do powierzchni)	1,875 (normalna do powierzchni)
Koszt (prod. 1/rok)	Brak danych	380 \$/m <sup>2</sup>	275 \$/m <sup>2</sup>
Koszt (prod. 1000/rok)	Brak danych	130 \$/m <sup>2</sup>	Brak danych

Rysunki 3-5 przedstawiają wyżej sparametryzowane urządzenia



Rys. 3. Heliostat ASM 150, na podstawie [4]

Fig. 3. ASM 150 heliostat, based on [4]



Rys. 4. Heliostat Colon 70, na podstawie [4]

Fig. 4. Colon 70 heliostat, based on [4]



Rys. 5. Heliostat Helio 40, na podstawie [5]

Fig. 5. Helio 40 heliostat, based on [5]

## 2.2. Struktura kosztów

Koszt budowy heliostatu są ściśle uzależnione od jego wielkości i typu. Badania prowadzone nad optymalizacją budowy heliostatów nadal nie dały jednoznacznej odpowiedzi, jaka wielkość urządzenia przełoży się na najmniejszy koszt inwestycyjny całego pola. Stąd nadal podejmuje się decyzje inwestycyjne w kierunku heliostatów dużych, o powierzchni apertury 140-150 m<sup>2</sup>, a zarazem małych, o powierzchni  $\leq 8$  m<sup>2</sup>. Producentami tych pierwszych są m.in. Abengoa Solar, Sener oraz Pratt Whitney. Badania nad tymi ostatnimi podejmowane są zarówno w podmiotach prywatnych m.in. BrightSource 7 m<sup>2</sup> czy eSolar 1 m<sup>2</sup> jak i jednostkach naukowo badawczych: NREL (USA) ~6 m<sup>2</sup>, DLR (Niemcy) 8 m<sup>2</sup> oraz CSIRO (Australia) 4,5 m<sup>2</sup>. Każde z rozwiązań ma swoje wady i zalety, wszystkie nie na tyle istotne aby jedno zdominowały drugie. Stąd brak decyzji i równoległe prowadzenie badań w różnych kierunkach. Zgodnie z danymi z roku 2011 [6], dla dużych heliostatów największym kosztem jednostkowym są napędy azymutu i elewacji (24%), zaplecze do budowy oraz zysk (21%), zwierciadła (20%) oraz konstrukcja nośna, podstawa i fundamenty (17%). Dla małych heliostatów największą składową kosztów są również napędy (33%), później zaplecze do budowy oraz zysk (25%), okablowanie oraz układ kontroli położenia (20%) oraz zwierciadła (18%). Najważniejszym czynnikiem atmosferycznym wpływającym na budowę najbardziej kosztownych elementów heliostatu jest parcie powietrza na dużą płaszczyznę jaką zajmuje w przestrzeni zwierciadło. W światowych jednostkach naukowo badawczych przeprowadza się badania wpływu wiatru na napędy, konstrukcję nośną oraz zwierciadła. Stąd też wszelkie prace projektowe dla większości typów heliostatów rozpoczyna się od modelowania z wykorzystaniem narzędzi CAD oraz CFD właśnie tych zjawisk. Warunki graniczne są później przeniesione na rozwiązania techniczne poczynając od

systemu awaryjnego ustawiania heliostat w pozycji bezpiecznej w przypadku wykrycia przekroczenia wartości krytycznych wymienionych w tab. 1 poprzez układy hamulców hydraulicznych, które sprzęgają (unieruchamiają) heliostat na czas występowania warunków niekorzystnych, kończąc na rozwiązaniach pośrednich tj. płoty (siatki) otaczające pole heliostatów, których głównym celem jest zmniejszenie siły jego parcia. W rezultacie otrzymujemy urządzenia, których aktualne ceny wahają się w granicach 150-200 \$/m<sup>2</sup> natomiast cel światowych programów badawczych są ceny heliostatów na poziomie 75-120 \$/m<sup>2</sup>. Na Wydziale Energetyki i Paliw trwają testy heliostatu o kształcie sferycznym [7], który zapewni ochronę zwierciadła przed niekorzystnym oddziaływaniem warunków zewnętrznych przy jednoczesnym ograniczeniu siły parcia wiatru nawet dla większych płaszczyzn. Autorzy rozwiązania testują hipotezę, że sferyczny kształt heliostatu pomoże korzystnie rozłożyć składowe siły parcia wiatru, ułatwić czyszczenie i zminimalizować zabrudzenia przez łatwość odpływu wody deszczowej z kopuły osłonnej oraz uprościć konstrukcję mechaniczną elementów zastępujących siłowniki. Również przewiduje się, że koszty będą sporo niższe niż tradycyjnych rozwiązań. Rozwiązanie to jest chronione patentem [nr PL.220774]. Niestety pierwszy wariant nie zapewnił wystarczającej dokładności śledzenia, dlatego opracowany został wariant drugi, który jest obecnie w fazie pierwszych testów.

### 3. Wnioski

Heliostaty swoją konstrukcją i zasadą działania muszą być odporne na niekorzystne czynniki środowiskowe i atmosferyczne, zachować precyzję w swoim funkcjonowaniu przez minimum 30 lat, a jednocześnie być możliwie tanie gdyż są głównym składnikiem kosztów jednostkowych w trakcie budowy helioelektrowni typu wieżowego. Te trzy kryteria często działają kontradycyjnie względem siebie stąd podejmowane są liczne próby optymalizacji poszczególnych elementów składowych heliostatów w różnych, czasem zupełnie rozbieżnych kierunkach. W konsekwencji, do dnia dzisiejszego, badane są zarówno urządzenia o powierzchni 150 m<sup>2</sup> i wysokości ~14 m, a zarazem o pow. 1 m<sup>2</sup> i wysokości ~2m, ponieważ nadal nie stwierdzono jednoznacznie jakiej wielkości heliostaty są rozwiązaniem najbardziej optymalnym.

*Badanie finansowane z grantu dziekańskiego na Wydziale Energetyki i Paliw Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie, nr grantu: 15.11.210.332*

### Literatura

- [1] Santelmann K.L., Wasyluk D.T., Sakadjian B.: Progress Towards Cost-Competitive Solar Power Tower Plants, zaprezentowano na: Power-Gen Middle East, Październik 12-14, 2014 Abu Dhabi, ZEA.

- [2] Pfahl A.: Survey of Heliostat Concepts for Cost Reduction, Journal of Solar Energy Engineering, vol. 136(1), 2013, ASME.DOI:10.1115/1.4024243.ISSN 0199-6231.
- [3] Kolb G.J., Jones S.A., Donnelly M. W. i pozostali: Heliostat Cost Reduction Study, SANDIA REPORT SAND2007-3293, opublikowano Czerwiec 2007.
- [4] Mancini T. R.: Catalog of Solar Heliostats, SolarPACES Technical Report No. III - 1/00, opublikowano Czerwiec 2000.
- [5] Larmuth J., Malan K., Gauché P.: Design and Cost Review of 2 m<sup>2</sup> Heliostat Prototypes.
- [6] Kolb G. J. i pozostali: Power Tower Technology Roadmap and Cost Reduction Plan, SAND2011-2419, opublikowano Kwiecień 2011.
- [7] Wajss P., Filipowicz M. :A novel, spherical shaped sun tracker, Polska Energetyka Słoneczna ; ISSN 1730-2420. — 2013 nr 1–4, s. 33-38.

## HELIOSTATS' CHARACTERISTICS AND THEIR APPLICATION IN CENTRAL RECIVER-CONCENTRATED SOLAR POWER

### Summary

The development of a solar energy is associated with the development of new technologies, which maximize the utilization of the solar radiation. One direction is the solar radiation-heat conversion in the high temperature environment. From a thermodynamic point of view, this open new opportunities for power generation. The conversion, however, requires high concentration ratio of the solar radiation. There are many concentration techniques, but this article focuses on concentration on the top of the solar tower due to reflection from the heliostats' field. Such a system has several advantages in comparison to the small scale concentration systems. Mainly one high capacity power generation unit can be constructed. One of the main part of such system is heliostats' field. Article defines the concept of heliostat and presents the principles of its operation and its assignment in the Central Receiver Concentrating Solar Power (CR CSP). Different types of heliostats have been investigated and categorized. Factors that directly or indirectly affect the type, size and price of heliostats' parts have been described. The article presents a problem of the profitability of CR CSP and its relation with CAPEX of the heliostats' field. Detailed heliostats' requirements which must be fulfilled have been listed. Those have been divided into three groups: operational, optical and mechanical. Three significantly different by scale and type of operation examples of heliostats have been presented and parametrized in tabular form.

**Keywords:** solar power, concentrated solar radiation, sun tracking

*Przesłano do redakcji: 23.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Bożena BABIARZ<sup>1</sup>  
Justyna BORKOWSKA<sup>2</sup>

## ANALIZA EKSPLOATACYJNA INSTALACJI SŁONECZNEJ PRACUJĄCEJ NA POTRZEBY PRZYGOTOWANIA C.W.U. DLA BUDYNKU WIELORODZINNEGO

Celem niniejszej pracy jest przeprowadzenie analizy instalacji słonecznych pod kątem eksploatacyjnym. Zasadniczą część opracowania stanowi analiza istniejącej od 2005 r. instalacji słonecznej pracującej dla potrzeb przygotowania ciepłej wody użytkowej dla mieszkańców budynku wielorodzinnego. W pracy wykorzystano rzeczywiste dane eksploatacyjne z dziesięciu lat działania instalacji, udostępnione przez Spółdzielnię Mieszkaniową „ZODIAK” w Rzeszowie. Przeanalizowano koszty przygotowania ciepłej wody użytkowej oraz koszty serwisowe instalacji. Na koszty eksploatacyjne instalacji słonecznych składają się m.in.: koszty zużycia i przygotowania c.w.u., koszty zużycia energii elektrycznej przez pompy obiegowe instalacji słonecznych, oraz koszty serwisowania instalacji. Na podstawie niniejszej analizy można wysnuć szereg wniosków możliwych do wykorzystania w analizach techniczno-finansowych na etapie projektowania inwestycji w odnawialne źródła energii. Przeprowadzona analiza wykazała, iż instalacja słoneczna w znacznym stopniu obniża koszty przygotowania ciepłej wody użytkowej. Koszt przygotowania 1 m<sup>3</sup> ciepłej wody użytkowej w analizowanym budynku wielorodzinnym w 2015 r. przy udziale instalacji słonecznej stanowił 67% kosztów podgrzewu ciepłej wody w budynku o podobnej kubaturze wykorzystującym ciepło z miejskiej sieci ciepłowniczej. Pompy obiegowe zastosowane w instalacjach słonecznych charakteryzują się stosunkowo małym zużyciem energii elektrycznej. Koszty serwisowe instalacji są niewielkie i zależą od wielkości instalacji, jej lokalizacji oraz budowy.

**Słowa kluczowe:** eksploatacja, instalacje słoneczne, kolektory słoneczne, koszty, analiza, serwisowanie

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Bożena Babiarz, Politechnika Rzeszowska, Zakład Ciepłownictwa i Klimatyzacji, Al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel. 178651445; bbabiarz@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Justyna Borkowska, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; j.borkowska92@gmail.com

## 1. Wprowadzenie

Perspektywa możliwości wyczerpania się zapasów paliw kopalnianych oraz rozwój świadomości społecznej w ogromnej mierze przyczyniają się do poszukiwania rozwiązań i technologii, które wykorzystują odnawialne źródła energii. Jednym z takich rozwiązań są instalacje słoneczne, zamieniające energię promieniowania słonecznego na ciepło, które wykorzystywane jest do różnorodnych celów [1,2].

Analiza eksploatacyjna instalacji słonecznej wykonywana jest w celu określenia z jakimi kosztami wiąże się użytkowanie instalacji słonecznych. Stanowi ona swego rodzaju bazę danych, którą można wykorzystać do wyliczenia rocznych kosztów eksploatacyjnych instalacji [3]. Na podstawie kart katalogowych, dokumentacji technicznej i projektowej, faktur i rachunków w łatwy sposób można określić średnie zużycie ciepłej wody użytkowej, zużycie energii elektrycznej przez pompy obiegowe instalacji słonecznej czy koszty serwisowania instalacji. Na dzień dzisiejszy firmy serwisowe oferują prosty coroczny przegląd bieżący w zakresie cenowym od 100 do 300 zł. Ponadto co 5 lat zalecana jest wymiana nośnika ciepła na nowy. Wówczas przegląd może kosztować nawet 400÷500 zł. Jeżeli instalacja pracuje poprawnie (brak przegrzewów) to wymiana nośnika ciepła nie będzie konieczna. Kontrola jego stanu tak czy inaczej jest wskazana [4,5]. Przykłady zastosowania kolektorów słonecznych wspomagających instalację centralnej ciepłej wody są przedmiotem wielu analiz w różnych aspektach i konfiguracjach współpracy z innymi źródłami ciepła, [6, 7, 8].

Aby instalacja funkcjonowała poprawnie przez cały okres jej eksploatacji należy zadbać także o to aby standardowe temperatury robocze oraz okresowe przeglądy z zalecanymi pracami serwisowymi były wykonywane systematycznie.

W pracy na podstawie danych udostępnionych przez Spółdzielnię „ZODIAK”, dotyczących instalacji słonecznej znajdującej się przy ulicy Króla Augusta w Rzeszowie [9], wykonano analizę eksploatacyjną oraz przeanalizowano energochłonność pomp obiegowych instalacji słonecznych [10].

## 2. Charakterystyka analizowanej instalacji słonecznej

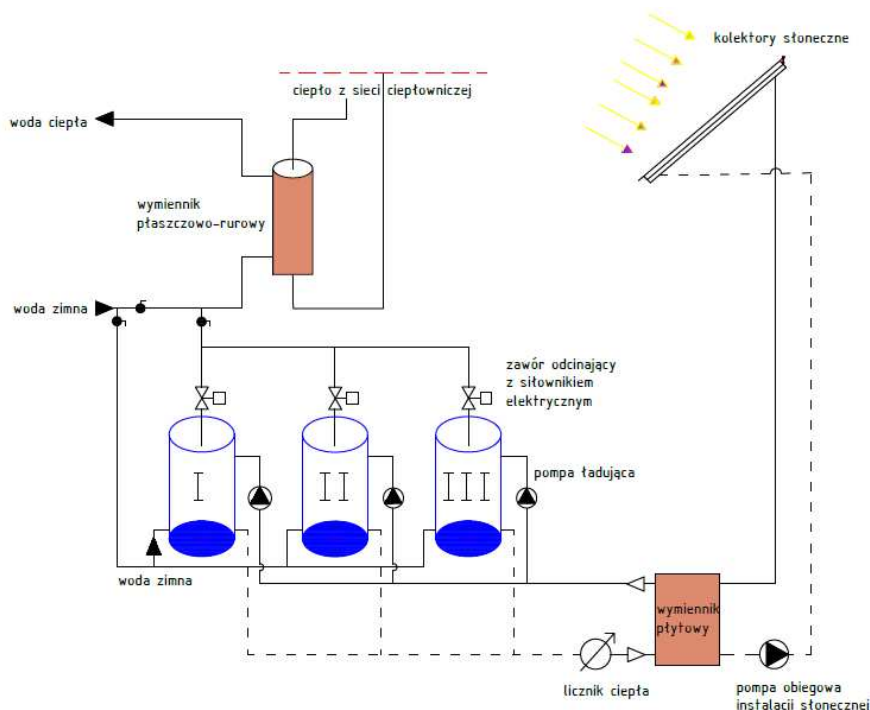
W pracy przedstawiono analizę eksploatacyjną instalacji słonecznej zbudowanej z dwóch osobno działających instalacji, znajdujących się na budynku mieszkalnym wielorodzinnym przy ulicy Króla Augusta w Rzeszowie, służących do przygotowania ciepłej wody użytkowej dla mieszkańców zamieszkujących obiekt. Energia pozyskiwana z instalacji słonecznej, nie jest jedynym źródłem energii. Dodatkowo budynki wyposażone są w indywidualne węzły cieplne c.o. i c.w.u. Nowoczesny system ciepłowniczy został zamontowany przez Spółdzielnię „ZODIAK”. Pierwsza instalacja słoneczna zbudowana jest z 48 płaskich kolektorów słonecznych, usytuowanych na dachu budynku po południowo-zachodniej stronie, na stalowej konstrukcji wsporczej, pod kątem  $45^\circ$  do poziomu. Nośnikiem energii cieplnej w obu instalacjach jest wodny roztwór glikolu propylenowego. Transport czynnika roboczego



odbywa się przy udziale pomp obiegowych instalacji słonecznych. Do magazynowania ciepłej wody użytkowej w przypadku instalacji słonecznej I zaprojektowano 6 zbiorników akumulacyjnych o pojemności 800 dm<sup>3</sup> każdy. Instalację zabezpieczono naczyniem przeponowym o ciśnieniu dopuszczalnym 6 bar, oraz zaworem bezpieczeństwa o ciśnieniu otwarcia 6 bar. Do przekazywania ciepła pomiędzy czynnikiem grzewczym a ogrzewanym w instalacji I służy płytowy wymiennik ciepła. Wszystkie przewody rurowe zaizolowano termicznie.

Druga instalacja zbudowana jest z 34 płaskich kolektorów, usytuowanych na dachu obiektu po południowo-wschodniej stronie, na stalowej konstrukcji wsporczej, pod kątem 45° do poziomu. Do magazynowania ciepłej wody użytkowej instalacji słonecznej II zaprojektowano 4 zbiorniki akumulacyjne o pojemności 800 dm<sup>3</sup> każdy. Instalację zabezpieczono naczyniem przeponowym o ciśnieniu dopuszczalnym 6 bar, oraz zaworem bezpieczeństwa o ciśnieniu otwarcia 6 bar. Przepływ ciepła pomiędzy czynnikiem grzewczym a ogrzewanym w instalacji II odbywa się przy udziale wymiennika ciepła. Tak jak w przypadku instalacji I przewody rurowe zaizolowano termicznie.

Zasada działania omawianej instalacji jest o tyle nietypowa, że zbiorniki nie posiadają wężownic ani żadnego innego wymiennika wewnątrz. Są więc one jedynie zbiornikami kumulującymi ciepłą wodę. Ciepła woda w zbiornikach uzyskiwana jest dzięki ciepłu z kolektorów za pośrednictwem wymiennika. Stąd unika się sytuacji powstawania kamienia kotłowego w zbiornikach. Ułatwia to eksploatację instalacji c.w.u. [8, 10]. Tworzący się kamień kotłowy na wymienniku płytowym, może być usuwany po rozkręceniu wymiennika. Taki typ instalacji maksymalnie zwiększa jej sprawność oraz pozwala na uzyskanie maksymalnej różnicy temperatur. W sytuacji, gdy woda wychodząca ze zbiornika nie jest podgrzana do odpowiedniej temperatury (np. pochmurne dni), zanim dotrze do odbiorców trafia na płaszczowo-rurowy wymiennik ciepła, który dogrzewa wodę z ciepła pozyskanego z miejskiej sieci ciepłowniczej. Ponieważ instalacja słoneczna składa się z dwóch instalacji nie połączonych ze sobą, ze względu na ich usytuowanie nie mogą one pracować razem. Do południa pracuje mniejsza instalacja II, która uzyskuje maksymalne temperatury w zbiornikach już około godziny 11-12. Natomiast po południu ze względu na swoje południowo-zachodnie umiejscowienie pracuje instalacja większa I. Początkowymi założeniami w przypadku zbiorników był montaż 2 i 3 większych zbiorników. Jednak z uwagi na problemy konstrukcyjne oraz niemożliwość wniesienia takich zbiorników do wymiennikowni, zdecydowano się na 4 i 6 mniejszych zbiorników. Jest to sytuacja o wiele bardziej skomplikowana z punktu widzenia automatyki. Z tego względu założenia automatyki są takie, że każda para zbiorników traktowana jest jako jeden zbiornik. Dzięki tak dobranej automatyce instalacji, woda dostarczana do odbiorców transportowana jest zawsze tylko z jednej pary zbiorników. Jest to ta para, w której w obecnej chwili woda jest najcieplejsza. W sytuacji gdy woda się ochłodzi, zawór odcinający z siłownikiem elektrycznym zamyka się a układ automatyki pozwala na otwarcie innego zaworu i woda pobierana jest np. ze zbiornika II. Uproszczony schemat analizowanej instalacji słonecznej przedstawiono na rysunku 1 [10].



Rys. 1. Uproszczony schemat analizowanej instalacji słonecznej

Fig. 1. Simplification scheme analyzed solar installation

### 3. Koszty eksploatacyjne omawianej instalacji słonecznej

#### 3.1. Koszty przygotowania ciepłej wody użytkowej w wybranych latach

Koszty przygotowania ciepłej wody użytkowej i jej zużycie w latach 2013÷2015 w przypadku zastosowania instalacji słonecznej przedstawiono w tabeli 1. Największe roczne zużycie ciepłej wody użytkowej w omawianym budynku wielorodzinnym zaobserwowano w roku 2014 i wynosiło ono 4535,2 m<sup>3</sup>/rok. Rok 2015 z kolei charakteryzował się najmniejszym zużyciem c.w.u. W 2015 r. zużycie ciepłej wyniosło 4356,60 m<sup>3</sup>. Liczba osób zamieszkujących budynek na grudzień 2015 roku wynosi 171. Oznacza to, że średnie roczne zużycie ciepłej wody użytkowej na jednego mieszkańca to około 25,47 m<sup>3</sup>/M-rok. Stąd średnie miesięczne zużycie ciepłej wody przez jednego mieszkańca wynosi około 2,12 m<sup>3</sup>/M-mc, a dobowe około 0,071 m<sup>3</sup>/M-d [9,10].

W przeliczeniu na złotówki miesięczny koszt podgrzania takiej ilości wody to 20,22 zł/M-mc, natomiast średni dobowy koszt przygotowania ciepłej wody użytkowej to około 0,67 zł/ M-d, a więc 9,53 zł/m<sup>3</sup>. Dla porównania koszt podgrzania 1m<sup>3</sup> c.w.u. ciepłem z sieci miejskiej dla budynku wielorodzinnego o podobnej kubaturze, wybudowanego przez Spółdzielnię „ZODIAK” znajdującego się przy

Tabela 1. Koszt i zużycie ciepłej wody użytkowej w latach 2013 ÷ 2015

Table 1. Cost and use of domestic hot water in 2013 ÷ 2015

Rok	Średni roczny koszt przygotowania ciepłej wody użytkowej [zł/m <sup>3</sup> ]	Zużycie [m <sup>3</sup> /rok]
2013	9,47	4386,00
2014	8,73	4535,20
2015	9,53	4356,60

ulicy Gromskiego w Rzeszowie wynosi około 14,16 zł/m<sup>3</sup>. Oznacza to, że instalacja słoneczna obniża koszty przygotowania ciepłej wody użytkowej o 4,6 zł/m<sup>3</sup>, co stanowi ok. 33%.

### 3.2. Koszty serwisowe

Na koszty serwisowe w analizowanej instalacji składają się: koszty wymiany i uzupełnienia instalacji glikolem, wymiany pomp obiegowych instalacji słonecznych, wymiany pomp ładujących zasobnik, koszty wymiany otuliny oraz koszty regeneracji wymiennika ciepła. Omawiana w niniejszej pracy instalacja słoneczna, została założona w 2005 r. Przez dwa kolejne lata użytkowania instalacji, Spółdzielnia nie ponosiła żadnych kosztów związanych z eksploatacją z uwagi na jej dwuletnią gwarancję [9]. Po tym okresie wykonano czynności serwisowe, które zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Czynności serwisowe w latach 2005÷2015

Table 2. Service operations in 2005÷2015

Rok	Czynność serwisowa	Cena [zł]
2005	Okres gwarancji	
2006		
2008	Wymiana pomp ładujących zasobniki	1646,6
2012	Wymiana otuliny + taśmy aluminiowej	253,73
2013	Wymiana pomp obiegowych instalacji	885,60
2014	Regeneracja płytowego wymiennika ciepła	1000,00

Koszty zakupu i uzupełnienia instalacji glikolem w latach 2007÷2015 zestawiono w tabeli 3. Analizując dane można zaobserwować rosnące z roku na rok ceny czynnika roboczego.

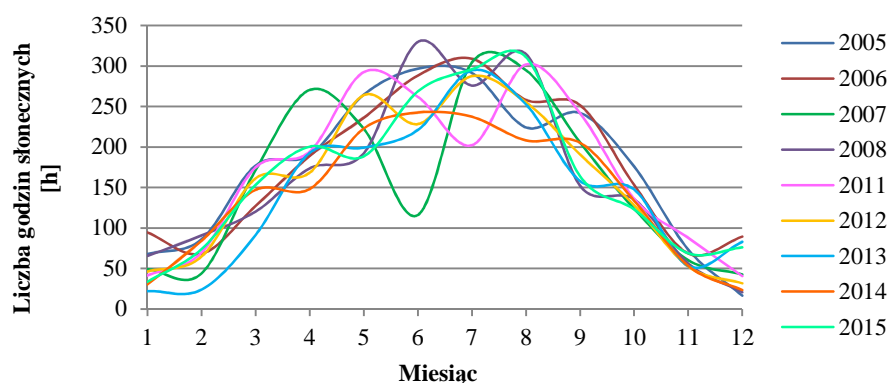
Tabela 3. Koszty zakupu glikolu w poszczególnych latach eksploatacji

Table 3. The purchase price of glycol in years of use

Rok zakupu glikolu	[dm <sup>3</sup> ]	Cena [zł]	Uzupełnienie	Kosz glikolu + uzupełnienie
2005	okres gwarancji - brak kosztów			
2006				
2007	40,00	311,10	2 x 50 zł/r-g	411,10
2008	40,00	302,56	2 x 50 zł/r-g	402,56
2008	40,00	322,08	2 x 50 zł/r-g	422,08
2010	20,00	199,99	2 x 50 zł/r-g	299,99
2012	20,00	221,40	2 x 50 zł/r-g	321,40
2012	20,00	221,40	2 x 50 zł/r-g	321,40
2015	20,00	266,92	2 x 50 zł/r-g	366,92

### 3.3. Energochłonność pomp obiegowych instalacji słonecznych

Energochłonność pomp obiegowych instalacji słonecznych rozumiana jest jako zapotrzebowanie pomp na energię elektryczną do przeprowadzenia określonego procesu. Dysponując średnim zużyciem energii przez pompy instalacji słonecznych (tabela 4) oraz liczbą godzin słonecznych w łatwy sposób można określić ich roczną energochłonność. Przy wykorzystaniu danych dla stacji meteorologicznej Rzeszów-Jasionka dotyczących średniego usłonecznienia (tabela 5) zobrażowano miesięczne usłonecznienie w poszczególnych latach (rysunek 2). Na podstawie rysunku można zauważyć, że największy uzysk słoneczny występuje w miesiącach od kwietnia do września. Wtedy też instalacja słoneczna pracuje z największą wydajnością. Natomiast najmniejszą liczbę godzin słonecznych zaobserwowano w styczniu, lutym oraz listopadzie i grudniu. Stąd wniosek, że



Rys. 2. Liczba godzin słonecznych w poszczególnych latach dla stacji meteorologicznej Rzeszów – Jasionka

Fig. 2. Accumulated sunshine hours in recent years for weather station Rzeszów – Jasionka

Tabela 4. Charakterystyka pomp obiegowych instalacji słonecznej

Table 4. Characteristic circulating pumps of solar installation

Dane	Pompa obiegowa instalacji I	Pompa obiegowa instalacji II
Firma	Grundfos	
Model	UPS 32-120F	UPS 32-60F
Liczba pomp [sztuki]	1	1
Funkcja	Pompa obiegowa instalacji słonecznej	
Pobór mocy P <sub>min</sub> [kW]	0,29	0,15
Pobór mocy P <sub>max</sub> [kW]	0,79	0,38

Tabela 5. Roczne usłonecznienie dla stacji meteorologicznej Rzeszów- Jasionka na podstawie [11]

Table 5. Annual numerous of hours of sunshine for weather station Rzeszów – Jasionka based on [11]

Rok/miesiąc	2005	2006	2007	2008	2011	2012	2013	2014	2015
styczeń	67,90	94,60	49,20	65,50	41,30	46,20	22,20	30,20	33,50
luty	85,80	68,10	43,90	90,70	69,60	64,60	23,90	84,20	73,70
marzec	177,10	127,20	171,40	120,20	174,90	161,20	91,30	147,20	153,10
kwiecień	189,90	188,90	270,40	173,60	194,10	168,20	192,80	148,10	200,50
maj	264,50	236,00	222,50	192,20	292,50	264,00	199,20	222,70	188,40
czerwiec	296,60	288,30	116,00	329,70	262,00	228,30	220,90	242,50	268,60
lipiec	291,50	309,00	304,30	275,90	202,10	287,60	294,60	237,30	295,80
sierpień	224,20	258,10	294,80	314,70	301,90	255,10	252,60	208,20	310,90
wrzesień	242,00	251,60	205,50	152,30	241,60	190,70	158,00	205,20	163,90
październik	175,90	153,20	123,80	135,20	136,00	128,20	147,60	133,80	122,90
listopad	73,30	68,50	60,30	56,20	87,70	52,40	53,10	53,20	68,80
grudzień	16,40	89,30	42,70	20,70	40,60	31,70	82,90	23,40	76,10
Suma godzin słonecznych roku [h]	2105,10	2132,80	1904,80	1926,90	2044,30	1878,20	1739,10	1736,00	1956,20

instalacja słoneczna w tych miesiącach będzie pracowała z najmniejszą efektywnością oraz z najmniejszą mocą. Wiedząc jednak, że największe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową jest w miesiącach zimowych można wnioskować, że w tych miesiącach instalacja słoneczna nie będzie w stanie pokryć całkowitego zapotrzebowania na c.w.u. i właśnie w tym okresie będzie konieczne wykorzystanie innego źródła ciepła [9,10].

Na rysunku 3 zobrazowano średnią roczną energochłonność pomp obiegowych analizowanych instalacji słonecznych, wyznaczoną według wzoru:

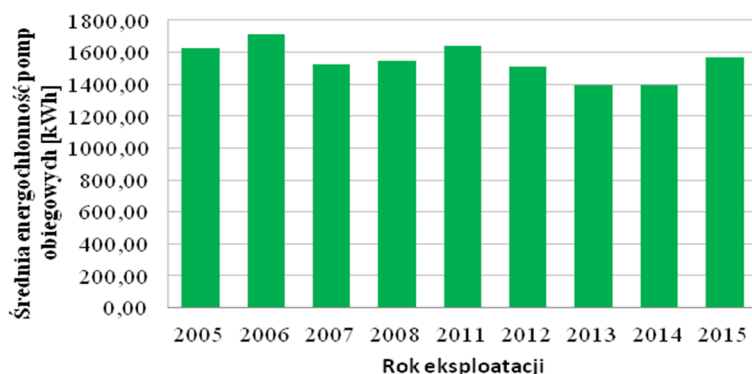
$$E_{cht} = E_{pomp} \cdot \sum h \text{ [kWh]} \quad (1)$$

gdzie:

$E_{cht}$  - roczna energochłonność pompy obiegowej instalacji słonecznej [kWh],

$E_{pomp}$  - średnie zużycie energii przez pompę obiegową instalacji słonecznej [kW],

$\sum h$  - suma godzin słonecznych w danym roku [h/rok].



Rys. 3. Energochłonność pomp obiegowych analizowanych instalacji

Fig. 3. Energy consumption by circulating solar pumps in analyzed solar installations

Średnie zużycie energii przez pompy obiegowe instalacji słonecznej, wyznaczono opierając się o dane z tabeli 4, korzystając ze wzoru:

$$E_{pomp} = \frac{P_{min} + P_{max}}{2} \text{ [kW]} \quad (2)$$

gdzie:

$E_{pomp}$  - średnie zużycie energii przez pompę obiegową instalacji słonecznej [kW],

$P_{min}$  - minimalny pobór mocy pompy obiegowej instalacji słonecznej [kW],

$P_{max}$  - maksymalny pobór mocy pompy obiegowej instalacji słonecznej [kW].

Liczbę godzin pracy pomp przyjęto na podstawie danych z tabeli 5 i rys. 2 oraz wykorzystano do obliczenia energochłonności w latach 2005÷2015.

Obliczoną energochłonność pomp obiegowych analizowanej instalacji słonecznej w poszczególnych latach zobrazowano na rys. 3.

### 3.4. Zbiorcze zestawienie kosztów serwisowych

Po przeprowadzeniu analizy eksploatacyjnej instalacji słonecznej w budynku wielorodzinnym wykonano zbiorcze zestawienie czynności serwisowych oraz wiążące się z nimi koszty w poszczególnych latach użytkowania, które zamieszczono w tabeli 6.

Analizując podsumowujące czynności serwisowe oraz koszty z nimi związane (tab. 6) wyraźnie widać, że w każdym roku eksploatacji koszty różniły się od siebie. W latach 2005 i 2006 omawiana instalacja objęta była gwarancją, stąd nie odnotowano żadnych kosztów eksploatacyjnych. Dodatkowo w latach 2009 oraz 2011 nie występowały żadne czynności serwisowe. Stąd wniosek, że nie można z góry przewidzieć przy analizie eksploatacyjnej jakie będą koszty w poszczególnych latach. Łączny koszt serwisowania instalacji w przeciągu 10 lat to 6331,38 zł [9]. Oznacza to, że średni roczny koszt czynności serwisowych instalacji wynosił

Tabela 6. Zbiorcze zestawienie kosztów serwisowych w poszczególnych latach

Table 6. Collective summary of maintenance costs in years

Rok	Czynność serwisowa	Koszt [zł]
2005	Okres gwarancji	Brak
2006		
2007	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	411,10
2008	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	2471,24
	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	
	Wymiana pomp ładujących zasobniki	
2010	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	299,99
2012	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	896,53
	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	
	Wymiana otuliny + taśma aluminiowa	
2013	Wymiana pomp obiegowych instalacji słonecznych	885,60
2014	Regeneracja płytowego wymiennika ciepła	1000,00
2015	Zakup i uzupełnienie instalacji glikolem	366,92
		6331,38

około 633 zł/rok. Aby uzyskać całkowity koszt eksploatacyjny instalacji słonecznej w danym roku, do kosztów serwisowych należy doliczyć także koszty podgrzania ciepłej wody użytkowej oraz koszty energii elektrycznej, jaką zużywają pompy obiegowe instalacji słonecznych.

#### 4. Wnioski

Na koszty eksploatacyjne instalacji słonecznych składają się m.in.: koszty zużycia i przygotowania c.w.u., koszty zużycia energii elektrycznej przez pompy obiegowe instalacji słonecznych, oraz koszty serwisowania instalacji. Instalacja słoneczna w znacznym stopniu obniża koszty przygotowania ciepłej wody użytkowej. Koszt przygotowania 1m<sup>3</sup> ciepłej wody użytkowej w analizowanym budynku wielorodzinnym zlokalizowanym w Rzeszowie w 2015 r. przy udziale instalacji słonecznej był o około 4,6 zł/m<sup>3</sup> niższy, niż w przypadku budynku o podobnej kubaturze wykorzystującego ciepło z miejskiej sieci ciepłowniczej. Stanowi to 33% oszczędności. Koszty serwisowe instalacji słonecznych są niewielkie i zależą od wielkości instalacji, jej lokalizacji oraz budowy. W analizowanej instalacji słonecznej średnie roczne koszty serwisowania instalacji wynoszą około 633 zł, to jest 0,15 zł/m<sup>3</sup>, co stanowi ok. 1,5 % kosztów przygotowania ciepłej wody. Najczęstszą czynnością serwisową w przypadku instalacji słonecznych jest zakup i uzupełnienie instalacji glikolem. Niniejsza analiza nie wyczerpuje zagadnień eksploatacyjnych, ale może być pomocna w decyzjach i analizach techniczno-finansowych na etapie projektowania inwestycji w odnawialne źródła energii.

#### Literatura

- [1] Chwieduk D. Wykorzystanie energii słonecznej w Polsce. Przegląd Komunalny 7/2000, s.66÷68.

- [2] Chwieduk D. Energia słoneczna. Terminologia 1. Polskie Towarzystwo Energetyki Słonecznej PTES - ISES. Polska Energetyka Słoneczna 1/2004.
- [3] Pisarev V.: Alternatywne źródła energii. Projektowanie wybranych instalacji grzewczych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.
- [4] Oszczak W.: Kolektory słoneczne i fotoogniwa w twoim domu, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności sp. z.o.o., Warszawa 2012.
- [5] Zawadzki M.: Kolektory słoneczne, pompy ciepła na tak, Wydawnictwo SolarTeam, 2003.
- [6] Pisarev V., Rybak-Wilusz E., Sawicka P.: Analiza wielowariantowa zintegrowanego systemu zaopatrzenia budynku w energię. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2012, z.59 nr 2/2012/II.
- [7] Proszak-Miąsik D., Rabczak S.: Ekonomiczne aspekty systemów wytwarzania ciepłej wody wspomagane energią słoneczną dla budynków jednorodzinnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2012, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej z. 59, nr 2/II/II.
- [8] Babiaryz B., Szymański W.: Możliwości dezynfekcji termicznej instalacji ciepłej wody z zastosowaniem kolektorów słonecznych, Instal 2007, nr 3.
- [9] Materiały i informacje uzyskane ze Spółdzielni „ZODIAK”, Rzeszów 2016.
- [10] Borkowska J.: Analiza eksploatacyjna instalacji słonecznych, Praca dyplomowa magisterska pod opieką dr inż. Bożeny Babiaryz, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2016.
- [11] [www.weatheronline.pl](http://www.weatheronline.pl) (dostęp: 20.05.2016 r.).

## ANALYSIS OF USE OF SOLAR PANEL INSTALLATIONS HEAT WATER FOR THE NEEDS OF INHABITANTS OF THE MULTI-FAMILY BUILDING

### Summary

The purpose of this work was to analyze the use of solar panel installations. In the thesis was evaluated performance of solar panel installation located in Rzeszów. In thesis used real data of ten years operation provided by Housing Association "ZODIAK" Rzeszów. This installation prepares water for the needs of inhabitants. Costs of preparing domestic hot water and service operations have been analyzed. Energy consumption by circulating solar pumps was determined. The costs of using of solar installations consist of among other: costs consumption and prepare domestic hot water, the cost of electricity consumption by circulating solar pumps, and service operations. On the basis of the following analysis can be draw conclusions which can be used in technical and financial analysis at the design stage investments in renewable energy sources. This analysis showed that solar installations reduce the cost of domestic hot water. The cost of preparing one cubic meter domestic hot water for the analyzed installations located in King Augusta Street in Rzeszów in 2015 was about 67% lower than in the case of a building with a similar size which supply of district heating. Costs of service operations of solar installations are small and depend on the size of the installation, construction, location and the way of using solar installations. Circulating solar pumps are characterized by low energy consumption. Regular service can help to reduce costs of solar installations and extend the working life of installations.

**Key words:** use, solar panel installations, solar collectors, costs, analysis, service

*Przestano do redakcji: 14.06.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



Norbert SZMOLKE<sup>1</sup>

## AUDYT ENERGETYCZNY BUDYNKU WEDŁUG OBOWIĄZUJĄCYCH PRZEPISÓW

Audyt energetyczny to „opracowanie określające zakres oraz parametry techniczne i ekonomiczne przedsięwzięcia termomodernizacyjnego, ze wskazaniem rozwiązania optymalnego, w szczególności z punktu widzenia kosztów realizacji tego przedsięwzięcia oraz oszczędności energii, stanowiące jednocześnie założenia do projektu budowlanego”. W nawiązaniu do tej definicji, zaczerpniętej z Ustawy o wspieraniu termomodernizacji i remontów, w pracy omówiono szczegółową zawartość audytu energetycznego budynku, wykonanego według aktualnie obowiązujących przepisów. Wymagana zawartość audytu energetycznego oraz procedury jego wykonania znajdują się w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 17 marca 2009r. w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytów, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego. W artykule przedstawiono etapy wykonania takiego opracowania. Szczególny nacisk położono na znaczenie poprawnie przeprowadzonej inwentaryzacji.

W artykule wskazano również na zmiany w obowiązującym prawie, a szczególnie na dynamicznie zmieniające się przepisy, dotyczące izolacyjności przegród. Zwrócono uwagę na stosowanie Polskich Norm, które oficjalnie są wycofane z użycia. Dotyczy to szczególnie wartości temperatur obliczeniowych: zewnętrznej oraz wewnętrznej. W publikacji zamieszczono także kilka uwag praktycznych, pozwalających na poprawne opracowanie audytu energetycznego. Podkreślono także, że audyt energetyczny nie jest charakterystyką energetyczną budynku ani jego świadectwem charakterystyki energetycznej. Aktualnie oba te dokumenty opracowywane są zgodnie z Ustawą o charakterystyce energetycznej budynków.

**Słowa kluczowe:** termomodernizacja, świadectwo charakterystyki energetycznej budynku, właściwości cieplne przegród budowlanych, temperatury obliczeniowe

### 1. Wprowadzenie

Audyt energetyczny to „opracowanie określające zakres oraz parametry techniczne i ekonomiczne przedsięwzięcia termomodernizacyjnego, ze wskazaniem rozwiązania optymalnego, w szczególności z punktu widzenia kosztów realizacji tego przedsięwzięcia oraz oszczędności energii, stanowiące jednocze-

---

<sup>1</sup> Norbert Szmolke, Politechnika Opolska, Katedra Inżynierii Środowiska, ul. Mikołajczyka 5, 45-271 Opole; tel. 774498391; n.szmolke@po.opole.pl, członek Zrzeszenia Audytorów Energetycznych

śnie założenia do projektu budowlanego”. Taką definicję audytu energetycznego zawarto w Ustawie o wspieraniu termomodernizacji i remontów [1]. Wynika z niej waga tego dokumentu w procesie przygotowania dokumentacji projektowej, związanej bezpośrednio z planowaną przez inwestora termomodernizacją budynku. Warto już w tym momencie wyraźnie podkreślić, że audyt energetyczny nie jest charakterystyką energetyczną budynku ani jego świadectwem charakterystyki energetycznej. Aktualnie oba te dokumenty opracowywane są zgodnie z Ustawą o charakterystyce energetycznej budynków [2].

Do wymienionych powyżej ustaw odpowiedni ministrowie wydali przepisy wykonawcze spośród których należy wymienić:

- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytów, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego [3] zmienione rozporządzeniem Ministra Infrastruktury i Rozwoju o tożsamej nazwie [4];
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju w sprawie metodologii wyznaczania charakterystyki energetycznej budynku lub części budynku oraz świadectw charakterystyki energetycznej [5];
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [6] wraz z bardzo istotnymi zmianami, zawartymi w [7].

Przedstawione powyżej przepisy wykonawcze wzajemnie się przenikają wyznaczając procedurę opracowywania audytów energetycznych budynków. Należy wspomnieć, że w dokumentach prawnych, dotyczących audytów energetycznych, często następują odwołania do odpowiednich norm, wymagające ich bezwzględnie stosowania.

W pracy zostaną omówione najważniejsze przepisy prawne, pozwalające na poprawne wykonanie audytu energetycznego budynku mieszkalnego.

## 2. Szczegółowy zakres audytu energetycznego

Jak podano w rozporządzeniu [3] audyt energetyczny budynku jest opracowaniem, sporządzonym w języku polskim z zachowaniem symboli i innych znaków, zalecanych przez Polskie Normy do stosowania w dokumentacji technicznej. Można także użyć innych oznaczeń lecz wymaga to zawarcia w audycie objaśnień ich znaczenia. Wszystkie strony audytu energetycznego oznacza się kolejnymi numerami stron (bezwzględnie musi być zachowania ciągłość numeracji) a całość dokumentu oprawiona zostaje w okładkę formatu A4 w sposób uniemożliwiający jego zdekompletowanie.

Szczegółowy zakres audytu energetycznego obejmuje [3,4]:

- stronę tytułową, której wzór zawarto w załączniku nr 1 rozporządzenia [3];
- kartę audytu energetycznego budynku, której wzór zawarto w rozporządzeniu [4];

- wykaz dokumentów i danych źródłowych z których korzystał audytor przy opracowywaniu tego dokumentu (tutaj należy przedstawić wskazówki inwestora, dotyczące projektowanej termomodernizacji oraz informacje o wielkości środków własnych, które może on przeznaczyć na realizację inwestycji);
- inwentaryzację techniczno-budowlaną budynku, zawierającą co najmniej:
  - ogólne dane techniczne budynku (opis konstrukcji, nazwę systemu w którym obiekt został wybudowany, wskaźniki powierzchniowe i kubaturowe, współczynnik kształtu);
  - uproszczoną dokumentację budowlaną w tym rzuty kondygnacji i niezbędne przekroje oraz opis techniczny przegród;
  - charakterystykę energetyczną budynku (zapotrzebowanie na ciepło, zużycie innych rodzajów energii, wysokości taryf oraz innych opłat itp.);
  - charakterystykę systemu ogrzewczego oraz instalacji przygotowania i rozprowadzania ciepłej wody użytkowej;
  - charakterystykę węzła cieplnego lub kotłowni, znajdującej się w budynku;
  - charakterystykę systemu wentylacji;
  - charakterystyki innych instalacji (gazowej, elektrycznej), jeśli ich występowanie ma wpływ na proponowane ulepszenia termomodernizacyjne;
- ocenę stanu technicznego budynku w zakresie, pozwalającym na wskazanie właściwych ulepszeń termomodernizacyjnych;
- zestawienie wskazanych ulepszeń termomodernizacyjnych, wyznaczonych zgodnie z algorytmem oceny opłacalności, podanym w rozporządzeniu [3];
- dokumentację wykonanej optymalizacji oceny opłacalności ulepszenia termomodernizacyjnego;
- opis techniczny wybranego przedsięwzięcia termomodernizacyjnego wraz z niezbędnymi szkicami oraz przedmiarem robót.

### 3. Wybrane uwagi praktyczne

Przygotowując audyt energetyczny budynku jego wykonawca przede wszystkim musi zwracać uwagę na dynamicznie zmieniające się przepisy.

#### 3.1. Izolacyjność cieplna przegród po termomodernizacji

Jedną z istotniejszych zmian, jakie nastąpiły w ostatnim czasie jest zastąpienie stałych wymagań, dotyczących izolacyjności cieplnej przegród po przeprowadzonej termomodernizacji [3], wyrażonych wartością oporu cieplnego  $R$  maksymalną wartością współczynnika przenikania ciepła  $U_C$ , przyjmowaną zgodnie z obowiązującymi przepisami techniczno-budowlanymi [7]. W tabeli 1 przedstawiono zmiany obowiązujących wartości właściwości cieplnych przegród, wynikające z rozporządzeń [6,7]. Dotyczą one obecnie wszystkich rodzajów budynków, w tym użyteczności publicznej i przemysłowych.

Tabela 1. Właściwości cieplne przegród budowlanych na podstawie [6,7]

Table 1. Thermal properties of building partitons, based on [6,7]

Rodzaj przegrody i temperatura w pomieszczeniu	Maksymalna wartość współczynnika $U_c$ [W/m <sup>2</sup> K]			
	do 31 XII 2013r.	od 01 I 2014r.	od 01 I 2017r.	od 01 I 2021r.
Ściany zewnętrzne				
• przy $t_i > 16^\circ\text{C}$	0,30			
• przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$		0,25	0,23	0,20
• przy $t_i \leq 16^\circ\text{C}$	0,80			
• przy $8^\circ\text{C} \leq t_i < 16^\circ\text{C}$		0,45	0,45	0,45
• przy $t_i < 8^\circ\text{C}$		0,90	0,90	0,90
Ściany wewnętrzne				
• pomiędzy pomieszczeniami ogrzewanymi a nieogrzewanymi, klatkami schodowymi lub korytarzami	1,00			
• przy $\Delta t_i \geq 8^\circ\text{C}$ oraz oddzielające pomieszczenia ogrzewane od klatek schodowych i korytarzy		1,00	1,00	1,00
• przy $\Delta t_i < 8^\circ\text{C}$		b.w.*	b.w.	b.w.
• oddzielające pomieszczenia ogrzewane od nieogrzewanego	1,00	0,30	0,30	0,30
Dachy, stropodachy i stropy pod nieogrzewanymi poddaszami lub nad przejazdami				
• przy $t_i > 16^\circ\text{C}$	0,25			
• przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$		0,20	0,20	0,20
• przy $8^\circ\text{C} < t_i < 16^\circ\text{C}$	0,50			
• przy $8^\circ\text{C} \leq t_i < 16^\circ\text{C}$		0,30	0,30	0,30
• przy $t_i < 8^\circ\text{C}$	b.w.	0,70	0,70	0,70
Okna (z wyjątkiem okien połączonych), drzwi balkonowe i powierzchnie przezroczyste nieotwieralne:				
• w I, II i III strefie klimatycznej	1,8			
• w IV i V strefie klimatycznej	1,7			
• przy $t_i \geq 16^\circ\text{C}$		1,3	1,1	0,9
• przy $t_i < 16^\circ\text{C}$		1,8	1,6	1,4
Drzwi zewnętrzne wejściowe	2,6	1,7	1,5	1,3

\*brak wymagań

Należy zwrócić uwagę, że w najbliższych latach znacznie poprawi się izolacyjność przegród budowlanych (oczywiście pod warunkiem przestrzegania obowiązującego prawa w realizacji budów). Może to prowadzić do nieporozumień pomiędzy audytorem a inwestorem, jak w poniższym przykładzie.

Gmina, będąca właścicielem budynku szkoły podstawowej, w roku 2013 wymieniła w nim zużyte okna drewniane na wykonane z PVC. Wybór wykonawcy nastąpił w wyniku przetargu, w którym zastosowano kryterium najniższej ceny. Dzięki temu otrzymano okna spełniające obowiązujące w tym czasie wymagania cieplne na poziomie  $U_c = 1,5 \div 1,7 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$ . Kolejny etap termomodernizacji, z powodu braku środków finansowych, zaplanowano na rok 2017. Ma on objąć ocieplenie wszystkich przegród zewnętrznych i wymianę instalacji ogrzewczej. W związku z tym należy wykonać audyt energetyczny budynku szkoły.

Audytor, wykonując audyt, przeprowadza inwentaryzację obiektu i stwierdza, że okna nie spełniają aktualnych wartości izolacyjności cieplnej. Zgodnie z §1. pkt.4b rozporządzenia [4] „maksymalna wartość współczynnika przenikania ciepła po termomodernizacji jest przyjmowana zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi” wg których  $U_c$  dla okna powinno wynosić  $1,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$  – patrz Tabela 1. W związku z tym w audycie znajdzie się zapis o konieczności wymiany okien. I tutaj pojawia się problem, ponieważ gmina nie może sobie pozwolić na wymianę okien zamontowanych kilka lat wcześniej by nie narazić się na zarzuty niegospodarności środkami publicznymi. Oczywiście nie bez znaczenia jest ocena takiego postępowania w oczach przyszłych wyborców.

### 3.2. Temperatury obliczeniowe

W rozporządzeniu, zmieniającym rozporządzenie w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego [4] we wzorze (5), pozwalającym na obliczenie wartości zapotrzebowania na moc cieplną na pokrycie strat przez przenikanie należy zwrócić uwagę na wartości temperatur obliczeniowych. Stosowane wcześniej do obliczeń wartości temperatur: wewnętrznej dla pomieszczeń i zewnętrznej dla otoczenia, pochodzą z norm:

- PN – B - 02402:1982 Ogrzewnictwo. Temperatury ogrzewanych pomieszczeń w budynkach (wycofana w dniu 10-09-2012) [8];
- PN-B-02403:1982 Ogrzewnictwo. Temperatury obliczeniowe zewnętrzne (wycofana w dniu 22-05-2014) [9].

Wg zapisów rozporządzenia [4] temperatura obliczeniowa wewnętrzna powinna być zgodna z podaną w odpowiednich przepisach techniczno-budowlanych; w praktyce jest to odwołanie do rozporządzenia w sprawie warunków technicznych [6]. Jeśli chodzi o obliczeniową temperaturę powietrza zewnętrznego dla danej strefy klimatycznej, powinna być określona zgodnie z Polską Normą dotyczącą temperatur obliczeniowych zewnętrznych. Problem polega na tym, że norma ta jest wycofana z użytkowania (była już wycofana

w dniu publikacji rozporządzenia [4]). Zapewne autor (autorzy) rozporządzenia mieli na myśli obliczeniowe temperatury zewnętrzne, podane w normie PN EN 12831, dotyczącej metody obliczenia projektowego obciążenia cieplnego [10].

#### 4. Podsumowanie

W artykule przedstawiono zakres opracowania o nazwie audyt energetyczny budynku. Wskazano na dynamicznie zmieniające się prawo, regulujące zasady jego wykonywania. Zwrócono uwagę na fakt odwoływania się w rozporządzeniach do norm, które już w momencie wydania rozporządzeń były nieaktualne.

#### Literatura

- [1] Ustawa z dnia 21 listopada 2008r. o wspieraniu termomodernizacji i remontów. Dz.U. z 2008r., Nr 223, poz. 1459.
- [2] Ustawa z dnia 29 sierpnia 2014r. o charakterystyce energetycznej budynków. Dz.U. z 2014r., poz. 1200.
- [3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 17 marca 2009r. w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytów, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego. Dz.U. z 2009r., Nr 43, poz. 346.
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 3 września 2015r. zmieniające rozporządzenie w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytów, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termomodernizacyjnego. Dz.U. z 2015r., poz. 1606.
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju w sprawie metodologii wyznaczania charakterystyki energetycznej budynku lub części budynku oraz świadectw charakterystyki energetycznej. Dz.U. z 2015r., poz. 376.
- [6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. 2002r., nr 75, poz. 690.
- [7] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 5 lipca 2013r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. z 2013r., poz. 926.
- [8] PN-B-02402:1982 Ogrzewnictwo. Temperatury ogrzewanych pomieszczeń w budynkach. (wycofana w dniu 10-09-2012).
- [9] PN-B-02403:1982 Ogrzewnictwo. Temperatury obliczeniowe zewnętrzne. (wycofana w dniu 22-05-2014).
- [10] PN-EN 12831:2006 Instalacje ogrzewcze w budynkach. Metoda obliczania projektowego obciążenia cieplnego.

## ENERGY AUDIT IN ACCORDANCE WITH THE EXISTING REGULATIONS

### Summary

Energy audit is “elaboration with a set of guidelines setting forward the scope and technical and economic parameters of a thermal upgrade, including indication of an optimum solution in particular with respect to the cost of implementing this upgrade and the resulting energy savings, also providing the basis for a building project”. In connection to this definition derived from Act on supporting thermomodernization and renovation, the present paper discusses the contents of an energy audit of a building performed in accordance with the regulations in force now. The required contents of an energy audit along with the procedures applied in its implementation are contained in The Regulation of the Minister of Infrastructure of 17 March, 2009 and relate to the scope and form of an energy audit and parts of a renovation audit, templates of audit cards, as well as an algorithm applied for the evaluation of the profitability of a thermal upgrade undertaking. The paper also contains the list of stages in such an elaboration. An emphasis was placed on the importance of an adequately performed inventory.

This paper also indicates the recent changes in the legislation, in particular with regard to the dynamic changes in the laws in the area of insulation parameters of construction partitions. The common application of Polish Norms is remarked despite the fact that they are no longer officially binding. This in particular concerns the calculation of temperatures: external and internal. Besides, this paper includes a number of practical issues, whose purpose is to ensure the correct development of an energy audit. It is indicated that the energy audit is not synonymous with the characteristic of energy efficiency of a building nor with an energy performance certificate. At present, both documents are drafts under development in accordance with the Act on the energy performance of buildings.

**Keywords:** thermal renovation, energy performance certificate, thermal properties of building partitions, design temperatures

*Przesłano do redakcji: 17.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*





Grzegorz PIĄTKOWSKI<sup>1</sup>  
Barbara MARKIEWICZ<sup>2</sup>  
Karol PERETA<sup>3</sup>

## MEASURED AND CALCULATED DYNAMIC PROPERTIES OF THE BRIDGE DECK MODEL REINFORCED WITH FRP BARS

Composite materials mainly used in the aeronautics industry are gaining more and more application in various areas such as the construction of bridges. The article presents a set of dynamic researches carried out on a plate made of lightweight concrete reinforced with composite bars. The tested plate with dimensions 514 x 190 x 18 cm was a model of the real bridge deck.

A multi-channel signal recorder with specialized software was used for performing the measurements and to estimate modal parameters of the plate. Dynamic response of the plate on a modal hammer impact was measured with numerous of piezoelectric acceleration sensors. The vibration tests were carried out simultaneously with statics tests only for non-cracked concrete of the plate.

A range of FEM models was created, started with analytical 1-D beam model. Next, more complex 2-D plate and 3-D volume models were developed. The aim was to show how the results change in terms of complexity of the model. Only in the 3-D model the composite rebar was modelled. Additionally, in case of 2-D and 3-D models there were considered various lengths of the selected support.

The basic frequencies and mode shapes obtained for physical model were compared with those for numerical models. There were significant differences. The conducted analysis indicated more complicated than theoretical boundary conditions of the tested plate.

**Keywords:** lightweight concrete, composite reinforcement bars, classical modal analysis, FEM modelling

<sup>1</sup> Corresponding author / autor do korespondencji: Grzegorz Piątkowski, Rzeszow University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, phone: +48 178651494, grzegorz.piatkowski@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Barbara Markiewicz, Rzeszow University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, phone: +48 178651619, bmarkiewicz@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Karol Pereta, Rzeszow University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, phone: +48 178651618, kpereta@prz.edu.pl

## 1. Introduction

Composites which are relatively new in civil engineering have been used for many years in the aircraft industry. The availability and low price are the biggest advantages of traditional materials in comparison to the price of those new ones, like mentioned Fiberglass Reinforced Plastic composites. However, competitive advantages of FRP composites are low weight, high strength and total corrosion resistance, which mean low maintenance costs. Because of the fact that the exploitation is more expensive, composites are cost-effective compared to conventional materials.

FRP composites have been widely used in bridge structures to strengthen the existing bridges since 1997 [1]. However, still no bridge or overpass has been built with the use of reinforcement bars or composite carrying elements.

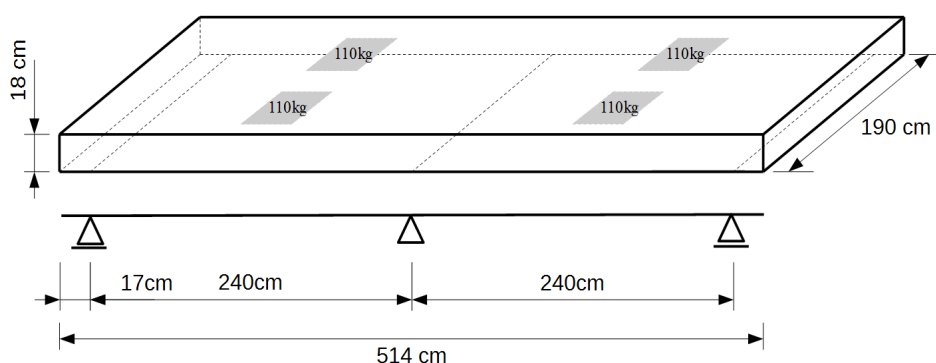
The research conducted by consortium Mostostal Warszawa SA and Rzeszów University of Technology has been the first attempt to change the existing situation [2]. This paper presents the research which has been a part of the so-called "Combridge" project. This project is financed by The National Centre for Research and Development in Demonstrator+ program. The aim of this program is to build the first Polish bridge made of FRP composites [3].

## 2. Description of the tested plate

A double span plate has been studied. A theoretical length of each span has been equal to 240 cm. The discussed plate has been a model of a real bridge deck made of a FRP grid-reinforced concrete LC35/38. The averaged density of LC35/38 concrete has been equal  $1970 \text{ kg/m}^3$  and has been determined on the basis of investigation for eight specimens taken during concreting.

The FRP reinforcement bars of 12 mm diameter have been used in two grids with 8 cm spacing, lower and upper in distance of 12 cm.

Static scheme and model dimensions have been presented in Fig.1.



Rys. 1. Schemat statyczny i wymiary płyty

Fig. 1. Static scheme and dimensions of the plate

The plate has been pinned in the centre and supported in the sliding manner near the edges. Support has been implemented in the form of cylindrical roller bearings and steel panels. Plate has been attached to steel panels by means of cement mortar. Theoretical length of each support has been equal to 190 cm which is the total width of the plate.

Steel profiles and rubber spacers have been used to transmit the load generated by the actuators of the research station on the deck. The load has been transferred to four areas whose dimensions have been equal 40 cm x 40 cm. The total additional mass has been equal to 440 kg, Fig.1.

### 3. Measurements

As a result of the measurements frequencies, vibration modes and damping coefficients have been determined.

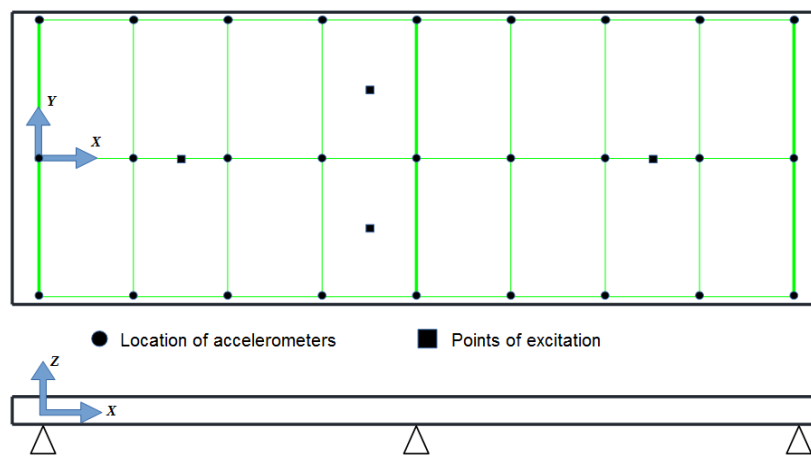
The classical modal analysis has been used, which is based on the measurement of the existing force and accelerations at different points of the structure as a response to this force. Impulse excitation in the research has been induced by a modal hammer.

The studies have been conducted in several steps, what has been motivated by parallel static research. The first two stages of the survey have been as follows:

Stage 1. non-cracked state, mass of a plate,

Stage 2. non-cracked state, mass of a plate + additional mass.

Pulse excitation has been generated with PCB Piezotronics modal hammer weighing 1.1 kg and with a sensitivity of 0.23 mV/N. Soft tip has been used. Pulse excitation has been generated in four points shown in Fig. 2 in the vertical direction.



Rys. 2. Położenie punktów pomiarowych

Fig. 2. Location of measurement points

Dynamic response of the plate has been measured by piezoelectric accelerometers. The vertical accelerations have been measured by 27 accelerometer sensors. All the measurement points have been located on the upper surface of the plate, what is shown in Fig. 2. The placement of measurement points has corresponded to support scheme of the plate. Sensor offset from the longer edges of the plate has been 5 cm and from the shorter ones 17 cm. As a result, measurement mesh of a total size 480 cm x 180 cm has been received.

Multi-channel signal recorder Scadas Mobile's LMS International has been used in measurements. Signals in the frequency range 0-256 Hz with a resolution of 0.125 Hz have been recorded during acceleration measurements. Recorder software allows for the classical experimental modal analysis including estimation of poles using Polymax method and visualization of the results.

### Modal test results

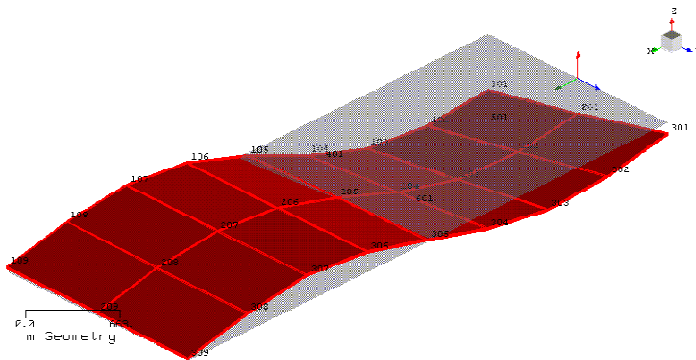
The vibration of the plate has been measured in stages 1 and 2. In stage 2. the additional mass of metal and rubber spacers located on the plate has been included.

Dynamic characteristics which are the results of modal analysis for stage 1 have been shown in Table 1. Mode shapes for the first two modes have been presented in Fig. 3 and Fig. 4. The range of the values of the first (**f1**) and second frequencies (**f2**) have been presented in the min-max variability because excitation for modal analysis has been made in different points.

Tabela 1. Wyniki analizy modalnej – stan 1

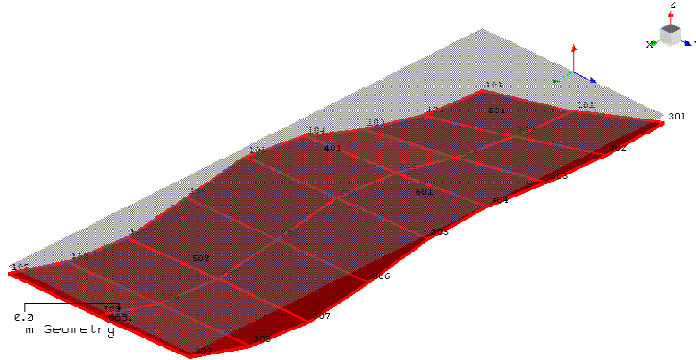
Table 1. Modal analysis results – stage 1

	Minimum frequency [Hz]	Maximum frequency [Hz]	Minimum damping coefficient [%]	Maximum damping coefficient [%]
<b>f1</b>	36,43	36,66	1,05	1,16
<b>f2</b>	50,36	50,57	1,47	1,76



Rys. 3. Pierwsza postać – stan 1

Fig. 3. First mode shape – stage 1



Rys. 4. Druga postać – stan 1

Fig. 4. Second mode shape – stage 1

Dynamic characteristics which are the results of modal analysis for stage 2 have been shown in Table 2. As expected, additional mass resulted in decreasing of the frequencies and increasing of damping coefficient values. As in stage 1. the mode shape of the plate has suggested problem with one of the supports.

Tabela 2. Wyniki analizy modalnej – stan 2

Table 2. Modal analysis results – stage 2

	Minimum frequency [Hz]	Maximum frequency [Hz]	Minimum damping coefficient [%]	Maximum damping coefficient [%]
<b>f1</b>	35,70	35,85	1,92	2,26
<b>f2</b>	45,49	45,65	3,09	3,73

#### 4. Analytical model

Even in case of complex structures preliminary estimates of the dynamic properties can be based on the simplest numerical model. The first model of a studied plate has been a two-spanned beam, for which two first frequencies have been calculated using closed formulas. The formulas (1) and (2) have been determined for half schemes of symmetric beam and appropriate boundary conditions. The first mode shape has been shown in Fig. 5 and frequency for this mode has been described by formula (1).

$$f_1 = \frac{k^2 \cdot \pi^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (1)$$

where:  $l$  – span length;  $\mu$  – linear density;

$EI$  – stiffness;  $k$  – number of particular type of mode.



Rys. 5. Antysymetryczna funkcja kształtu dla k=1

Fig. 5. Antisymmetric eigen mode shape of a beam for k=1

The second mode shape has been shown in Fig. 6 and frequency for this mode has been described by formula (2).

$$f_2 = \left( \frac{4k+1}{4} \right)^2 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (2)$$



Rys. 6. Symetryczna funkcja kształtu dla k=1

Fig. 6. Symmetric eigen mode shape of a beam for k=1

The data to be taken for the calculations: the Young's modulus of LC35/38 concrete equal to 21,5 GPa (according to EC 2), moment of inertia 92340 cm<sup>4</sup> and linear density 673,74 kg/m. The linear density has been calculated on the basis of the value 1970 kg/m<sup>3</sup>. The length of each span has been equal to 2,4 m. The reinforcement and cantilevers have been omitted.

For stage 2. the total mass of additional elements located on the deck has been converted to additional density. Therefore the value of linear density has been increased to 765,41 kg/m.

## 5. Numerical models

### 5.1. FEM 1-D and 2-D models

The ADINA program has been used for building of numerical models.

The Young's modulus in numerical models has been the same as in analytical model and volume density has been equal to 1970 kg/m<sup>3</sup>, which is also corresponding with the above mentioned data.

Two numerical BEAM [2] models have been created to compare obtained frequencies with analytical results.

Tabela 3. Częstotliwości dwóch pierwszych postaci drgań własnych dla modelu 1-D

Table 3. Frequencies of two first mode shapes for 1-D model

Frequencies [Hz]	Analytical calculations		ADINA	
	Without additional mass	With additional mass	Without additional mass	With additional mass
f1	46,88	43,98	46,70	41,82
f2	73,25	68,72	72,86	66,15

The cantilevers have been considered in all numerical models. In the first model only the mass of the plate has been included. In the second model additional mass has been included. The results have been shown in Table 3.

Received in the ADINA results differ from those obtained analytically by less than 0.5% in the case without the additional mass. The difference is due to the fact that the analytical calculation does not include overhangs. Consideration of additional masses on appropriate sections of the beam reduces the numerically calculated vibration frequency compared to the frequency obtained with the analytical model of an average weight of the whole span length, but the difference in frequency values is less than 5%.

Comparing these results with the results of the measurements given in 1 and 2, the calculated frequencies seem to be too high. The analytical model and numerical model 1-D are limited in terms of defining the actual conditions of the support of the plate. It is impossible therefore to consider the lack of contact between the plate and the support.

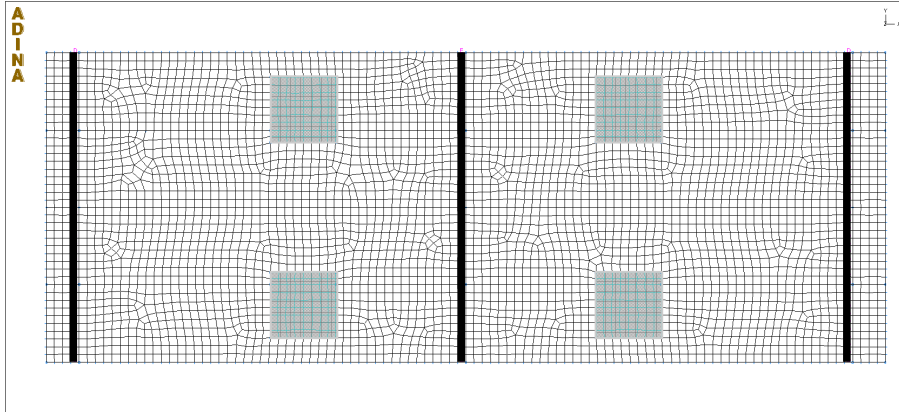
Tabela 4. Częstotliwości dwóch pierwszych postaci drgań własnych dla modelu 2-D

Table 4. Frequencies of two first mode shapes for 2-D model

Frequencies [Hz]	Ratio of length of the support to width of the plate [-]			
	1/1	1/2	1/4	1/8
f1	41,84	40,82	36,45	36,33
f2	65,76	62,37	51,92	51,72

In order to consider deviation from the theoretical support the 2-D model has been created. It has been formed with the use of eight-node type SHELL elements [4]. The plate has been analysed as non-cracked, and the stiffness of reinforcement has been omitted. The additional masses have been modelled as change in the material density for selected areas (Fig. 7). The boundary conditions have been defined for nodes on selected lines (Fig. 7).

Four models in which the ratio of the length of the left support to width of the plate has been as follows: 1, 1/2, 1/4, 1/8, have been investigated in order to test the effect of these boundary conditions on the basic frequencies (Table 4). In Fig. 7 the model with the ratio 1/1 of the left support has been shown.



Rys. 7. Model 2-D badanej płyty

Fig. 7. 2-D model of the studied plate

## 5.2. FEM 3-D model

The 3-D model of the plate has been made of eight-node SOLID elements [4]. The basic assumptions for this model have been the same as in case of 2-D model.

The composite reinforcement has been included with the use of two-node TRUSS element [2]. The Young's modulus of these composite reinforcement bars has been equal to 57,8 GPa (technical data derived from manufacturer).

Solid model has been made for the same support options as the 2-D model. The results have been listed in Table 5.

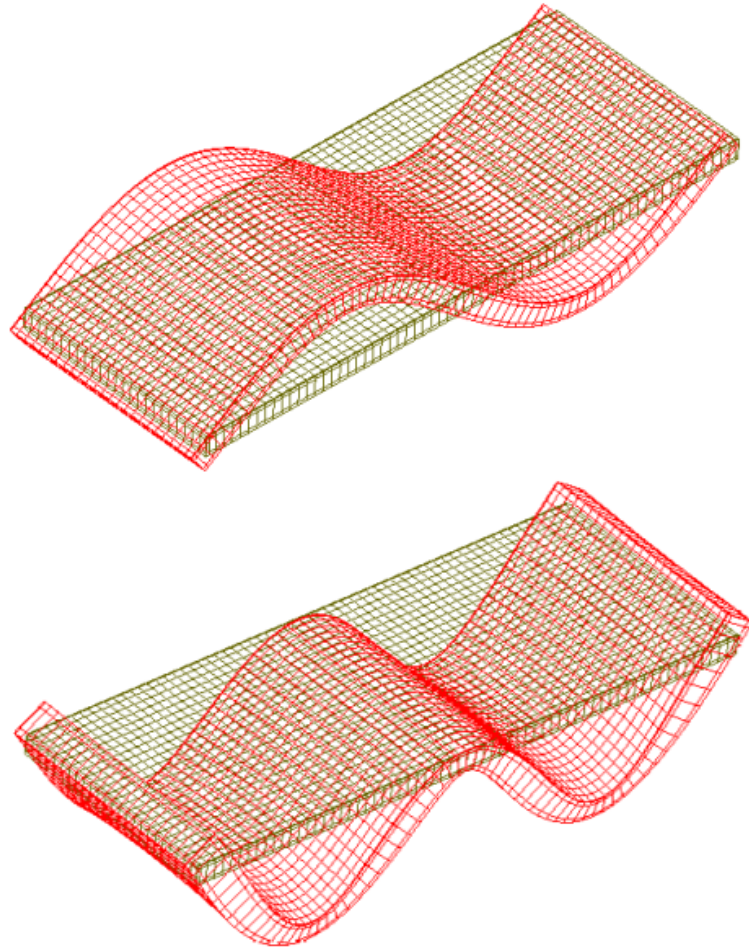
Tabela 5. Częstotliwości dwóch pierwszych postaci drgań własnych dla modelu 3-D

Table 5. Frequencies of two first mode shapes for 3-D model

Frequencies [Hz]	Ratio of length of the support to width of the plate [-]				
	Without reinforcement	With reinforcement			
	1/1	1/1	1/2	1/4	1/8
<b>f1</b>	41,31	42,40	41,33	36,67	36,04
<b>f2</b>	65,73	67,38	63,76	52,69	52,49

The mode shapes of 3-D model have been shown in Fig. 9. They have been similar to these obtained for 1-D and 2-D models.

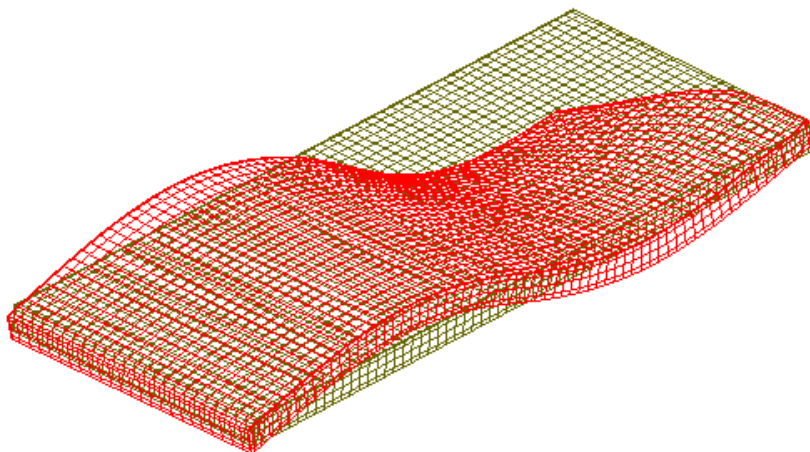




Rys. 8. Dwie pierwsze postacie drgań własnych dla modelu 3-D, dla stosunku długości podparcia 1/1

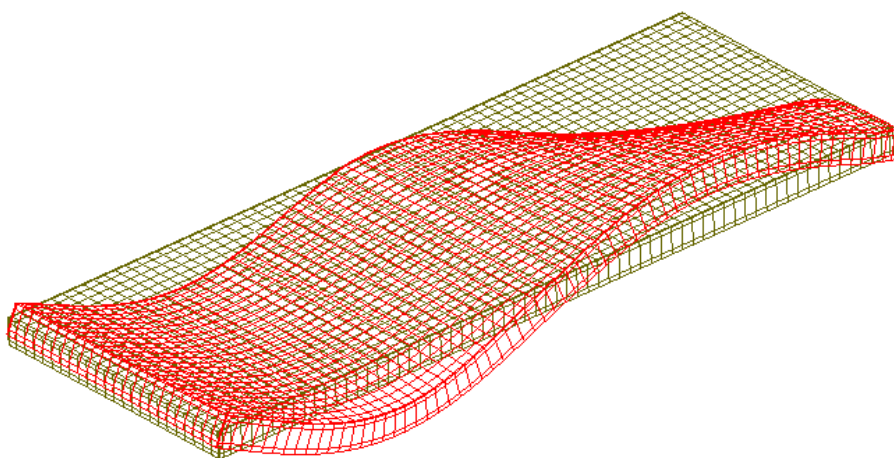
Fig. 8. Two first mode shapes of 3-D model for support with ratio 1/1

The frequency of the plate has increased of 2-3% by included reinforcement. The frequency has decreased in case of reducing the length of the contact between the plate and one of the support of the edges. The difference between the results for the total supporting and supporting 1/8 of the width reaches 34%.



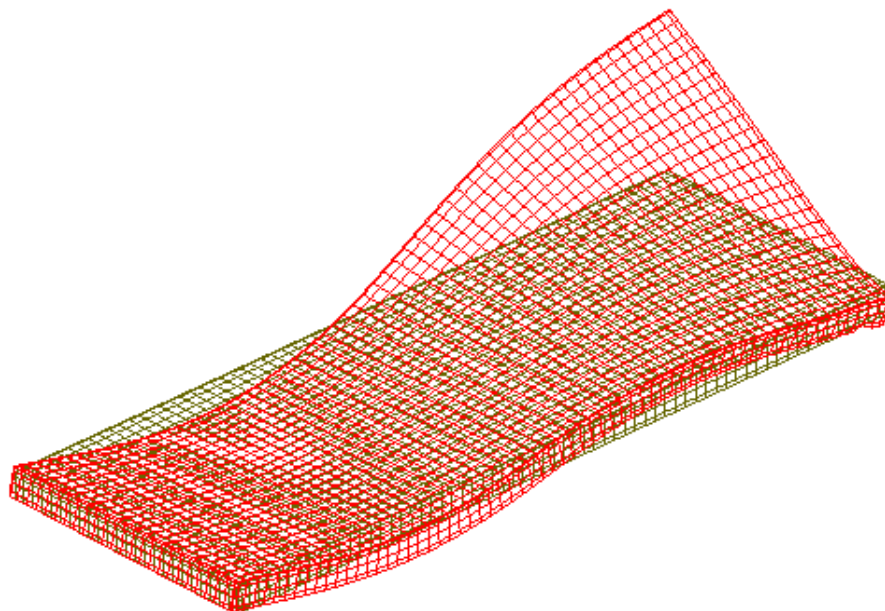
Rys. 9. Pierwsza postać drgań własnych dla modelu 3-D, dla stosunku długości podparcia  $\frac{1}{4}$

Fig. 9. First mode shape of 3-D model for support with ratio  $\frac{1}{4}$



Rys. 10. Druga postać drgań własnych dla modelu 3-D, dla stosunku długości podparcia  $\frac{1}{4}$

Fig. 10. Second mode shape of 3-D model for support with ratio  $\frac{1}{4}$



Rys. 11. Druga postać drgań własnych dla modelu 3-D, dla stosunku długości podparcia 1/8

Fig. 11. Second mode shape of 3-D model for support with ratio 1/8

## 6. Conclusions

Interesting is the fact, that the results calculated using closed formulas for simplified beam, which takes only few minutes, differ only 5-6% from fully supported 3-D MES model created in ADINA. This shows that even such simple calculations can be an introduction to the complex study and also can lead to some conclusions already, as lack of the contact on one of the supports.

The most similar to results obtained in research are frequencies calculated for both 2-D and 3-D model as well, with length of support equal to 1/4 width of the plate on one of the edges. The similarities refer not only to values (2% difference in the frequencies for the first mode, 15% for the second) but also to mode shapes, which have been presented in Fig. 3 and Fig.10. Determined for numerical model second mode shape for 1/8 width of supporting of the plate has had different nature. It was another antisymmetric mode shape.

The results presented above allow for the additional conclusion that the actual length of supporting has been near 1/4 of the width of the plate.

## Bibliography

- [1] Siwowski T., Radomski W.: Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu. Inżynieria i Budownictwo, rok LIV, nr 7, 1998, s. 382-388.
- [2] Siwowski T., Kulpa M., Poneta P., Badania nad zastosowaniem kompozytów FRP do budowy mostów w Polsce. Materiały Budowlane, Nr 11, 2014, s. 58-60.
- [3] Siwowski T., Kaleta D., Kulpa M., Poneta P., Pierwszy polski most kompozytowy – koncepcja techniczna i badania wstępne. Polskie Drogi, nr 6(216)/2014, s. 84-89.
- [4] Bathe K. J. Finite Element Procedures, Prentice Hall, 1996.

## ZBADANE I OBLICZONE WŁAŚCIWOŚCI DYNAMICZNE PŁYTY POMOSTOWEJ ZBROJONEJ PRĘTAMI KOMPOZYTOWYMI

### Streszczenie

Materiały kompozytowe, używane głównie w przemyśle lotniczym, coraz częściej wykorzystywane są również w konstrukcjach mostowych. W niniejszym artykule przedstawiono badania dynamiczne płyty pomostu wykonanej z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi oraz ciąg modeli MES mających na celu odwzorowanie modelu laboratoryjnego płyty. Płyta poddana badaniom miała wymiary 514 x 190 x 18 cm.

Odpowiedź dynamiczną płyty mierzono piezoelektrycznymi czujnikami przyspieszeń. Zastosowano 27 jednoosiowych czujników przyspieszeń, co pozwoliło na rejestrowanie przyspieszenia drgań w kierunku pionowym Z wzbudzanych młotkiem modalnym. Do pomiarów wykorzystano wielokanałowy rejestrator sygnałów. Oprogramowanie rejestratora zapewnia prowadzenie eksperymentalnej klasycznej analizy modalnej łącznie z estymacją biegunów metodą PolyMAX oraz wizualizację uzyskanych wyników.

W celu odwzorowania zachowania modelu laboratoryjnego wykonano szereg modeli obliczeniowych. Zaczynając od uproszczonego modelu analitycznego 1-D, następnie poprzez modele numeryczne metody elementów skończonych 1-D, 2-D i 3-D wykonane w programie ADINA, ukazano jak zmieniają się wyniki w zależności od złożoności modelu. W modelach 2-D i 3-D uwzględniono możliwość niepełnego podparcia płyty na jednej ze skrajnych podpór, co sugerowały wyniki otrzymane na drodze badań. Obecność zbrojenia została uwzględniona jedynie w modelu 3-D.

Obliczone podstawowe częstotliwości drgań własnych oraz odpowiadające im formy drgań porównano z częstotliwościami i formami otrzymanymi podczas badań laboratoryjnych. Stwierdzone różnice w formach drgań wskazywały na odbiegający od założonego sposób podparcia płyty.

**Słowa kluczowe:** płyta pomostu, pręty FRP, beton lekki, analiza modalna, modelowanie MES

*Przesłano do redakcji: 30.11.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Wojciech BIALIK<sup>1</sup>  
Stanisław GIL<sup>2</sup>  
Bolesław MACHULEC<sup>3</sup>  
Józef OCHMAN<sup>4</sup>

## WYKORZYSTANIE ODNAWIALNYCH ŹRÓDEŁ ENERGII I CIEPŁA ODPADOWEGO W NISKOTEMPERATUROWYM SYSTEMIE OGRZEWczo-CHŁODZĄCYM HALI DRUKARNI

W pracy przedstawiono nowoczesny system ogrzewania hali drukarni oraz pomieszczeń biurowych i socjalnych. Został on zaprezentowany na dwóch schematach oraz omówiony w pierwszej części artykułu. Układ wykorzystuje pompy ciepła ciecz-ciecz oraz powietrze ciecz. Dla pomp ciecz-ciecz dolnym źródłem jest pionowy wymiennik gruntowy składający się z 13 otworów o głębokości 100 m. W opisywanym rozwiązaniu zastosowano także poziomy gruntowy wymiennik ciepła do ogrzewania czerpanego z otoczenia powietrza wentylacyjnego płynącego następnie do rekuperatorów pomieszczeń biurowych i socjalnych. Gruntowe wymienniki ciepła w trakcie ich budowy zostały zaprezentowane na jednym z rysunków. Pomieszczenia biurowe i socjalne ogrzewane lub schładzane są medium płynącym w matach umieszczonych w ścianach oraz w wybranych częściach podłogi. Dla ograniczenia strat ciepła związanych z wentylacją w instalacji zastosowano trzy układy rekuperacji (osobno dla pomieszczeń biurowych, socjalnych i hali drukarskiej). Poprawne działanie systemu zobrazowano w postaci wykresu zmian temperatur we wspomnianych pomieszczeniach. Dla największej centrali wentylacyjnej zamieszczono też przebieg temperatur strumieni powietrza dla wybranych dni. W podsumowaniu zawarto wnioski płynące z dotychczasowej eksploatacji oraz plany dalszego rozwoju systemu.

**Słowa kluczowe:** systemy ogrzewania, oszczędność energii, pompy ciepła, maty grzejne, pasywne systemy chłodzenia

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Wojciech Bialik, Politechnika Śląska, Wydział Inżynierii Materiałowej i Metalurgii, ul. Krasińskiego 8, 40-019 Katowice; tel. 326034132; wojciech.bialik@polsl.pl

<sup>2</sup> Stanisław Gil, Politechnika Śląska

<sup>3</sup> Bolesław Machulec, Politechnika Śląska

<sup>4</sup> Józef Ochman, Politechnika Śląska

## 1. Wprowadzenie

Mimo zastosowania nowoczesnych materiałów konstrukcyjnych oraz nowatorskich rozwiązań architektonicznych koszty ogrzewania hal produkcyjnych i pomieszczeń biurowych mogą być znaczące. Powiększają je jeszcze nakłady poniesione na przygotowanie ciepłej wody użytkowej niezbędnej do celów higienicznych dla pracującej załogi. Dlatego też w zakładach o odpowiednio wysokiej kulturze technicznej dąży się do wykorzystania do tych celów energii odpadowej z procesów produkcyjnych o ile taka możliwość istnieje. W niektórych przedsiębiorstwach strumień energii odpadowej z technologii do zagospodarowania jest zbyt mały i na potrzeby systemu grzejnego i CWU trzeba go uzupełnić energią konwencjonalną lub odnawialną. Najlepszym rozwiązaniem z punktu widzenia ekologii jawi się jako uzupełnienie potrzeb wykorzystanie energii odnawialnej [1-3].

W pracy przedstawiono hybrydowy system ogrzewania hal drukarni oraz pomieszczeń socjalnych i biurowych wykorzystujący ciepło odpadowe z układów chłodzenia maszyn drukarskich. Jako uzupełnienie zastosowano pompy ciepła. System grzejny współpracuje z układem przygotowania ciepłej wody użytkowej do celów higienicznych.

## 2. Opis układu ogrzewania, chłodzenia i przygotowania ciepłej wody użytkowej

Prezentowany system, który został zastosowany w przedsiębiorstwie, ma możliwość spełniania funkcji grzania i chłodzenia oraz współpracuje z układem przygotowania ciepłej wody użytkowej. Podzielony jest on na trzy strefy grzejno-chłodzące:

- halę drukarni,
- pomieszczenia socjalne załogi,
- pomieszczenia biurowe.

W obliczeniach projektowych autor koncepcji instalacji i jej wykonawca wykorzystali wykonana wcześniej ocenę gospodarki energetycznej budynku i audyt energetyczny [4,5]. Zidentyfikowane straty ciepła dla części socjalno-biurowej oraz hali drukarni i magazynu przedstawiono w tablicy 1.

Uproszczony schemat ideowy układu grzejno – chłodzącego pomieszczeń biurowych przedstawiono na rysunku 1. Natomiast na rysunku 2 zobrazowano układ grzejno – chłodzący hali drukarni i pomieszczeń socjalnych. W systemie tym wykorzystano pięć pomp ciepła o sumarycznej mocy modulowanej 35÷150 kW, które współpracują z dwoma buforami ciepła lub chłodu w zależności od pory roku i potrzeb. Dodatkowo w układ wpięty jest zasobnik ciepłej wody użytkowej.

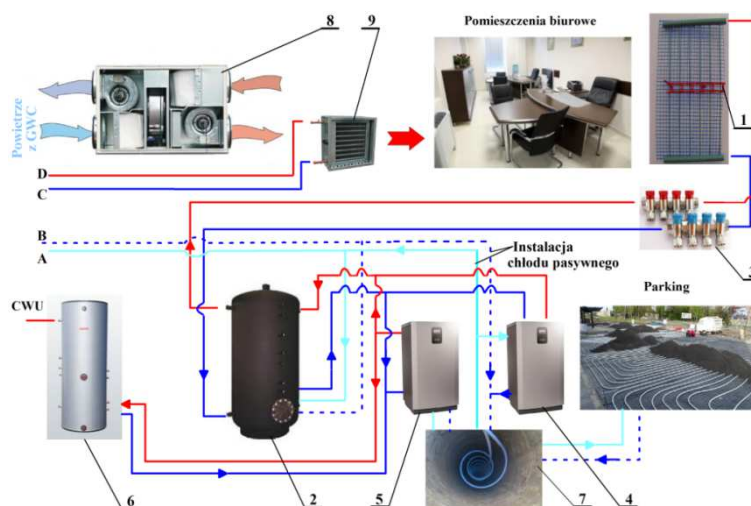
Tablica 1. Straty ciepła dla części socjalno-biurowej oraz hali drukarni i magazynu, na podstawie [4]

Table 1. The heat loss for the social-office part and printing hall and storage, based on [4]

	Udział w stratach ciepła	
	Część socjalno-biurowa	Hala drukarni i magazyn
Ściany zewnętrzne	32,67 %	11,34 %
Wentylacja	19,42 %	32,81 %
Okna i drzwi + system elewacji	18,11 %	2,02 %
Stropodach	17,19 %	21,88 %
Posadzka na gruncie	11,69 %	12,40 %
Świetliki	0,92 %	19,55 %

## 2.1. Układ grzania i chłodzenia pomieszczeń biurowych

Pomieszczenia biurowe ogrzewane lub schładzane są za pomocą przepływu cieczy w matach grzewczych (1) umieszczonych w ścianach. Ułożono także rury grzewcze w podłodze w pasie ścian zewnętrznych. Woda zasilająca układ grzewczy ma temperaturę  $22 \div 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$  i pobierana jest z bufora ciepłej wody (2). Woda obiegu grzewczego przepływa przez rozdzielacze (3), które wyposażone są w zawory z siłownikami, co umożliwia niezależną regulację temperatury w pomieszczeniach z podziałem na strefy. Zawory te są także wykorzystywane w trakcie schładzania do odcięcia przepływu zimnej wody przez rury umieszczone w pod-



Rys. 1. Uproszczonego schematu ideowego układu grzewczo – chłodzącego pomieszczeń biurowych: 1–maty grzewcze, 2–bufor ciepła, 3–rozdzielacz z zaworami, 4–pompa ciepła, 5–pompa ciepła, 6–zasobnik ciepłej wody użytkowej, 7–gruntowy wymiennik ciepła, 8–stacja wentylacyjno-rekuperacyjna, 9–nagrzewnica,

Fig. 1. A simplified schematic diagram of a heating system - cooling of office space: 1 - heating mats, 2 - heat buffer, 3 - divider with the valves, 4 - heat pump, 5 - heat pump, 6 - domestic hot water reservoir, 7 - ground heat exchanger, 8 - station of ventilation and recuperation, 9 - heating coil.

łodze. Do bufora ciepła (2) strumień energii w trakcie procesu grzania dostarczany jest z dwóch pomp ciepła (4) i (5) typu ciecz – ciecz. Jako główna traktowana jest pompa ciepła (4), natomiast pompa ciepła (5) spełnia rolę szczytową, a jej zadaniem jest podgrzewanie ciepłej wody użytkowej w zasobniku (6).

Dolnym źródłem ciepła dla agregatów (4) i (5) jest pionowy gruntowy wymiennik ciepła zlokalizowany pod podłogą hali drukarni. Wykonany został w postaci 13 otworów, do których wprowadzono rurę PE o średnicy 40 mm w kształcie litery U. Wymiennik ten spełnia trzy funkcje w zależności od potrzeb:

- jest dolnym źródłem energii dla pomp ciepła (4) i (5),
- przepływająca przez wymiennik ciecz obiegowa służy do ogrzewania płyty parkingowej,
- ciecz obiegowa z gruntowego wymiennika ciepła jest w lecie wykorzystywana w instalacji chłodu pasywnego do utrzymywania niskiej temperatury wody w buforach (2) - rys.1 i (11) - rys. 2.

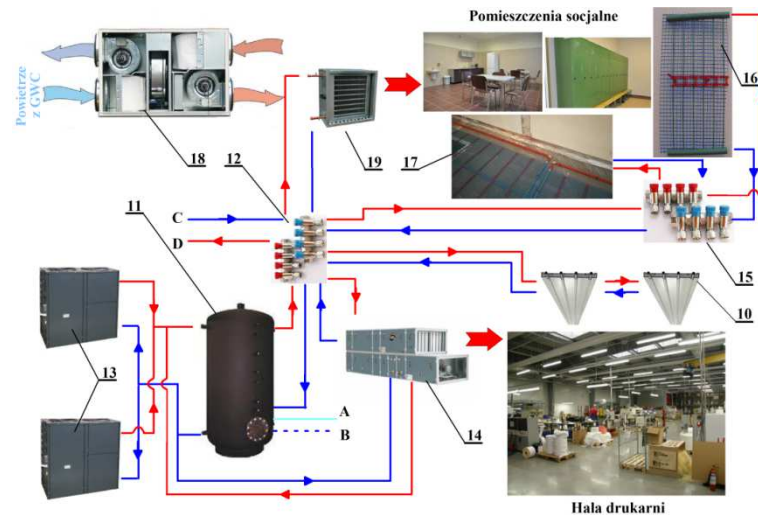
Zużyte powietrze z pomieszczeń biurowych, którego strumień objętości wynosi ok. 1780 m<sup>3</sup>/h odprowadzane jest na zewnątrz budynku poprzez system rekuperacji (8). Świeże powietrze zasysane zewnętrzną czepnią przepływa przez poziomy gruntowy wymiennik ciepła, skąd kierowane jest do rekuperatorów, przejmując część strumienia entalpii z powietrza zużytego. Średnia sprawność układu rekuperacji wynosi ok. 65%. Przed skierowaniem do pomieszczeń biurowych jego temperatura dodatkowo jest regulowana w nagrzewnicy (9).

W okresie letnim świeże powietrze omija rekuperator bypassem, a w nagrzewnicy jest obniżana jego temperatura z wykorzystaniem chłodu pasywnego. W razie konieczności istnieje też możliwość dochłodzenia powietrza wlotowego do biur, w sposób aktywny z wykorzystaniem pompy ciepła. W czasie chłodzenia woda obiegowa kierowana do mat ściennych i nagrzewnicy ma temperaturę ok. 18 °C. W okresie tym temperatura cieczy obiegowej dolnego źródła współpracującego z pompami ciepła (4) i (5) może dochodzić nawet do 9 ÷ 12 °C w zależności od stopnia regeneracji po okresie zimowym.

## 2.2. Układ grzania i chłodzenia hali drukarni i pomieszczeń socjalnych

Uproszczony schemat układu zapewnienia komfortu cieplnego hali drukarni i pomieszczeń socjalnych przedstawiono na rysunku 2. Elementami grzejnymi i chłodzącymi, w zależności od potrzeb w przestrzeni hali drukarni, są podsufitowe promienniki (10) zasilane z bufora ciepła (11) wodą o temperaturze 28 ÷ 30 °C w okresie grzania. Halę w trakcie budowy, z uwidocznionymi promiennikami, przedstawiono na rysunku 3. Rozdział na strefy i regulacja medium obiegowego przeprowadzana jest w rozdzielaczach (12). Bufor ciepła (11) zasilany jest strumieniem entalpii z dwóch pomp ciepła typu powietrze – ciecz (13) oraz pompą ciepła typu powietrze – ciecz umieszczoną w centrali wentylacyjnej (14). Zadaniem tej pompy jest odzysk entalpii unoszonej ze zużytym powietrzem





Rys. 2. Uproszczony schemat ideowy układu grzejno – chłodzącego hali drukarni i pomieszczeń socjalnych: 10 – promienniki podsufitowe, 11 – bufor ciepła, 12 – rozdzielacz z zaworami, 13 – pompy ciepła, 14 – centrala wentylacyjna, 15 – rozdzielacz z zaworami, 16 – heating mats, 17 – ogrzewanie podłogowe korytarzy, 18 – stacja wentylacyjno-rekuperacyjna, 19 – nagrzewnica.

Fig. 2. A simplified schematic diagram of a heating - cooling system of the printing hall and social rooms: 10 – ceiling radiators, 11 – heat buffer, 12 – divider with the valves, 13 – heat pumps, 14 – ventilation unit, 15 – divider with the valves, 16 – heating mats, 17 – floor heating of corridors, 18 – station of ventilat



Rys. 3. Instalowanie podsufitowych promienników w trakcie robót

Fig. 3. Installing of ceiling radiators during the works

odprowadzanym z hali do otoczenia. Świeże powietrze, którego strumień objętości wynosi ok.  $5250 \text{ m}^3/\text{h}$  czerpane z otoczenia ogrzewane jest w układzie rekuperacyjnym centrali wentylacyjnej, a dalszy wzrost temperatury do zakładanego poziomu można realizować dzięki zintegrowanej w jej wnętrzu nagrzewnicy. Jest ona zasilana ciepłą wodą z bufora (11) poprzez rozdzielacze (12).

Pomieszczenia socjalne ogrzewane lub chłodzone są matami ściennymi (16), przez które przepływa czynnik roboczy przesyłany z zasobnika (11) poprzez układ rozdzielaczy (12) i (15). Rozdzielacz (15) zasila dodatkowo system ogrzewania podłogowego (17), który został umieszczony w korytarzach łączących halę produkcyjną, pomieszczenia socjalne i biura. System ten, analogicznie jak w przypadku pomieszczeń biurowych, jest odcinany automatycznie zaworami rozdzielacza (15) w okresie letnim, w trakcie procesu chłodzenia. W pomieszczeniach socjalnych zainstalowano układ mechanicznej wentylacji ze stacją rekuperacyjną (18), do której świeże powietrze jest czerpane przez gruntowy poziomy wymiennik ciepła umieszczony pod halą. Gruntowy poziomy wymiennik ciepła w trakcie robót ziemnych i instalacyjnych przedstawiono na rysunku 4. W okresie zimowym możliwość podniesienia temperatury do żądanej wartości zapewnia nagrzewnica (19) zasilana medium obiegowym z bufora ciepła (11). W czasie



wykorzystywania systemu do chłodzenia bufor (11) zasilany jest schłodzoną cieczą obiegową (króćce A i B) z gruntowego wymiennika ciepła (7) – rys.1.

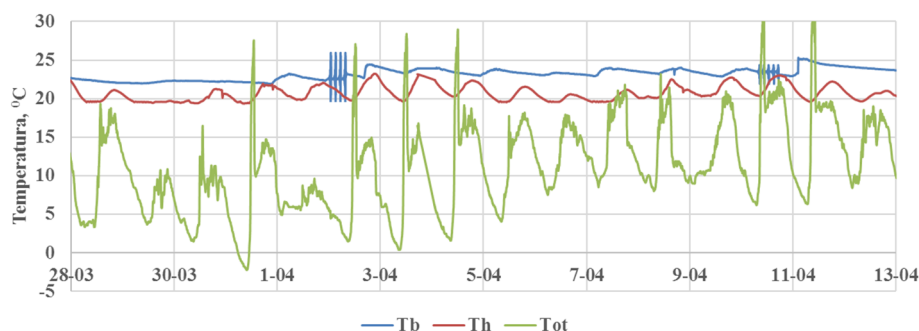
Rys. 4. Roboty ziemne w trakcie budowy gruntowego poziomego wymiennika ciepła

Fig.4. Earthworks during construction of the horizontal ground heat exchanger

Zarejestrowany przebieg temperatur w pomieszczeniach biurowych i hali drukarni oraz temperaturę otoczenia dla wybranego okresu 2 tygodni przedstawiono na rysunku 5.

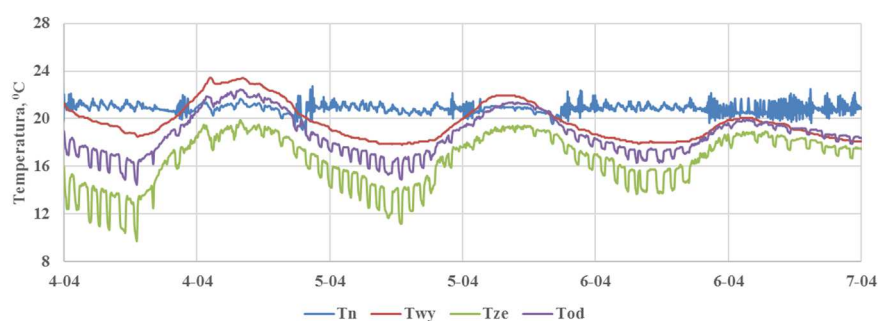
Na przedstawionym wykresie zauważalna jest duża oscylacja temperatury otoczenia. Jest to pomiar zarejestrowany przez czujnik tej wielkości fizycznej, który jest zintegrowany ze sterownikiem pompy ciepła (4) – rys.1. Fabrycznie został on przymocowany do obudowy zewnętrznej pompy, co skutkuje jego ogrzewaniem promieniami słonecznymi mimo, iż pompa usytuowana jest przy północno - wschodniej stronie ściany budynku. Aby w przyszłości zapobiec takim przekłamaniami dokonano zmiany sposobu jego mocowania.

Jednym z istotniejszych elementów infrastruktury układu ogrzewania hali, umożliwiającą również odzysk strumienia entalpi z powietrza zużytego, jest centrala wentylacyjna (14) – rys. 2. Istotne temperatury zarejestrowane w czasie jej pracy zaprezentowano na rysunku 6. Sprawność układu rekuperacji jest uzależniona od aktualnych warunków pracy i okresowo dochodzi nawet do 70 %.



Rys. 5. Przykładowe zarejestrowane zmiany temperatury w ogrzewanych pomieszczeniach oraz temperatura otoczenia: Tb – temperatura w pomieszczeniach biurowych, Th – temperatura w hali drukarni, Tot – temperatura otoczenia.

Fig. 5. Exemplary of registered temperature changes in the heated rooms and ambient temperature: Tb - temperature in offices, Th - temperature in the printing hall, Tot - ambient temperature.



Rys. 6. Przykładowe zarejestrowane zmiany temperatury w centrali wentylacyjnej hali drukarni: Tn – temperatura powietrza napływającego do hali, Twy – temperatura powietrza zasysanego z hali, Tze – temperatura powietrza zasysanego z czerpni mierzona przed rekuperatorem, Tod – temperatura na wylocie do otoczenia

Fig. 6. Exemplary of registered temperature changes in the ventilation central of the printing hall: Tn - temperature of the air flowing into the hall, Twy - temperature of the air sucked from the hall, Tze - air temperature sucked from the air intake, measured before the recuperator, Tod - temperature at the outlet to the environment.

### 3. Analiza pracy systemu grzania i wnioski

Z analiz przeprowadzonych po pierwszym niepełnym sezonie grzewczym wynika, że można wprowadzić następujące udoskonalenia stosowanych rozwiązań:

- zastosowanie rozbudowanego systemu odzysku ciepła oraz jego odnawialnych źródeł zaspokaja nawet do 80 % zapotrzebowania na energię potrzebna do ogrzewania i przygotowania CWU;
- pracownicy pomieszczeń biurowych zwrócili uwagę na odczuwalny dyskomfort związany z nadmuchem chłodniejszego powietrza ze stacji wentylacyjno – rekuperacyjnej, mimo iż była ona wyższa o 2÷3 °C, niż temperatura otoczenia; powinno się odpowiednio zmodyfikować parametry pracy nagrzewnicy (9) – rys. 1 oraz zmierzyć i przeanalizować prędkości wypływu;

– należy rozważyć rozbudowę systemu o zagospodarowanie strumienia entalpii powietrza o temperaturze ok. 60 °C pochodzącego z układu chłodzenia niedawno nabytych, nowych maszyn drukarskich zwiększających wydajność zakładu; szacowana moc tego źródła to ok. 6 ÷ 10 kW: obecnie ten strumień entalpii jest rozpraszany w otoczeniu, co powoduje lokalne przegrzania;

W najbliższym czasie ukończone zostaną przygotowania do dalszej rozbudowy infrastruktury energetycznej firmy w postaci elektrowni słonecznej o mocy nominalnej 18 ÷ 30 kW. Moduły fotowoltaiczne zostaną umieszczone na dachowaniu, nad rampą załadowniczą oraz pokryją część dachu hali. Inwestycja jest odsuwana w czasie ze względu na niestabilność prawa w Polsce.

## Literatura

- [1] Fong K.F., Chow T.T., Lee C.K. Lin Z., Chan L.S.: Comparative study of different solar cooling systems for buildings in subtropical city. *Solar Energy*, 84, (2010), 227-244.
- [2] Henning H.M.: Solar Air-Conditioning and Refrigeration. Feature Article in: Murphy P. (editor): IEA Solar Heating and Cooling Programme, 2010 Annual Report, April 2011.
- [3] Murphy P. (editor): IEA Solar Heating and Cooling Programme, 2010 Annual Report, April 2011.
- [4] Audyt Energetyczny budynku hali produkcyjno-magazynowej wraz z budynkiem socjalo-biurowym. Eljot Partners sp. z o.o.
- [5] Projekt instalacji grzewczo-chłodzącej Zakładu Poligrzficznego. Eljot Partners sp. z o.o.

## LOW TEMPERATURE HEATING SYSTEMS FOR PRODUCTION HALLS WITH USE OF RENEWABLE ENERGY SOURCES

### Summary

The paper presents a modern heating system of the printing hall, offices and social services. It was presented on two diagrams and discussed in the first part of the article. System utilizes the heat pumps of liquid-liquid and liquid air. For pumps of liquid-liquid the lower source is vertical ground heat exchanger, consisting of 13 holes having a depth of 100 m. In the described solution also been used horizontal ground heat exchanger to heat which has been taken from the environment of ventilation air flowing then to the recuperators of offices and social rooms. Ground heat exchangers during their construction are presented in one of the drawings. Office and social rooms are heated (or cooled) by medium flowing in the wall mats and in selected parts of a floor. To limit the heat loss associated with the ventilation in the system has been uses three sets of the recuperation (separately for offices, social rooms and printing hall). Correct system operation is illustrated in the graph of temperature changes in these rooms. The summary contains conclusions from current exploitation and plans for further development of the system.

**Keywords:** heating systems, energy saving, heat pumps, heating mats, passive cooling systems

*Przesłano do redakcji: 16.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Janusz RUSEK<sup>1</sup>

## A PROPOSAL FOR AN ASSESSMENT METHOD OF THE DYNAMIC RESISTANCE OF CONCRETE SLAB VIADUCTS SUBJECTED TO IMPACT LOADS CAUSED BY MINING TREMORS

The article presents a method for assessing dynamic resistance of existing reinforced concrete slab road viaducts subjected to mining tremors. For this purpose there are formulated six criteria to determine the maximum permissible value of the component ground vibrations ( $a_{x,dop}$ ,  $a_{y,dop}$ ,  $a_{z,dop}$ ). Within each criterion, a reference is made to the most critical components, for which for which the Author has formulated strength and kinematic conditions, reflecting the behaviour of the structure under dynamic excitation caused by mining tremor. The permissible range of structural behaviour was set by comparing the effects of load combinations adopted at the design stage with a seismic combination proposed in [12]. In the field of dynamic analysis the response spectrum method was used, taking into account the guidelines for the adaptation of *Eurocode 8* for the calculation the response of construction to the influence of mining tremors. Finally, in accordance with the established procedure calculations were carried out and results are presented for a sample reinforced concrete slab road viaduct.

**Key words:** viaducts, reinforced concrete structures, dynamic resistance, mining impacts, tremors

### 1. Introduction

In engineering practice, it is often necessary to assess the resistance of the existing building structures to additional loads which occur during their use, and which have not been taken into consideration at the design stage. This is the case of a great number of the existing bridges located in mining areas, where parasismic impacts occur [4, 8].

The assessment of the resistance of the existing bridge structures, which is to be consistent with the current guidelines for the combination of the loads, is a complex issue.

---

<sup>1</sup> Janusz Rusek, Department of Engineering Surveying and Civil Engineering, Faculty of Mining Surveying and Environmental Engineering AGH University of Science and Technology, al. Mickiewicza 30-059 Cracow, Poland; tel. 48126172274, rusek@agh.edu.pl

This is due to the need to refer to the assumptions made at the design stage, and resulting from the directives of the obsolete standards, to the current criteria dictated by the *Eurocodes*.

Moreover, when assessing the influence of ground vibrations caused by mining tremors on bridge structures, it is necessary to determine the resistance of the structure, not only to check the condition of the load-bearing capacity with strictly predetermined value of the load. The resistance of the structure is represented at this point by the maximum value of the parameter describing ground vibrations (acceleration or velocity) which the structure can carry, without reducing the safety criteria defined by the current design standards. Such resistance, therefore, determines the extent of the limit performance of the structure subjected to additional dynamic loads.

Another difficulty in this case is the uncertainty in relation to the material parameters adopted at the design stage. With respect to the reinforced concrete bridge structures, the problem frequently concerns the actual degree of reinforcement of their supporting elements and the effective load-bearing capacity of the bearings used.

Paper presents a procedure for determining the dynamic resistance for the existing bridge structures subjected to additional paraseismic influences. The basis for the study was a preliminary methodology for assessing the resistance of bridge structures, described in [4]. This approach has introduced some changes to the subject, relative to the predetermined criteria to such extent, so that the proposed approach could make it possible to the determination of the dynamic resistance of bridge structures carried out in the conditions of uncertainty.

## 2. Research methodology

The determination of the dynamic resistance of a bridge structure, or of the additional extent of acceptable performance of the existing structure in the case of a tremor, involves identifying a certain buffer included in the area of the original design assumptions, where it is possible to allow for additional load on the structure.

The procedure for the assessment of resistance, which is proposed in this study, involves the comparison of the effects of the combination of the loads acting on the structure from the design stage determined according to [11 and 15], with the effects of the seismic combination of the loads dictated by the standard PN-EN 1990:2004 [12].

In general, this procedure requires the following:

- the assumptions about the technical condition of the structure which is at least satisfactory,
- the assumption about meeting the conditions for the load-bearing capacity of the structure of all the load combinations adopted at the design stage,

- the identification of the potential scenarios of the structure performance under dynamic loads which may result in the increased effort of its components or cause a scheme of its performance which was not predicted during the design stage,
- the combination of the predicted effects of the dynamic excitation, resulting from the seismic combination with the equivalent effects (as to the individual elements and directions of the influences) of the combinations adopted at the design stage,
- the formulation of the dependencies allowing one to identify the maximum value of the components characterizing the dynamic excitation (acceleration or velocity of ground vibration at the location of the structure) in individual directions.

The combinations adopted at the design stage according to [11 and 15], exhaust the range of possible load situations, where a margin allowing for the carrying of additional dynamic influences by the existing bridge can be found. These combinations are mutually separate, and therefore it is possible to compare the effects of the combination of the loads adopted at the design stage with the effects of the seismic combination. Such a combination allows to specify the limit values characterizing the ground vibrations induced by mining tremors at the location of the object.

According to [12], the *STR* limit state criterion, determining the scenario for the structural damage due to the excessive effort of the cross-section or the strain of the load-bearing elements, is expressed by the relationship:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

where:  $E_d$ - the design value of the effect of the influence (internal force, strain, bending, rotation, etc.)

$R_d$  - the design value of the load-bearing capacity.

Assuming the fact that the bridge structure which was put into operation meets the requirements set at the design stage, it can be concluded that the conditions regarding the load-bearing capacity are also met for any required standardized combination of the loads according to [11]:

$$E_d^{PN} \leq R_d^{PN} \quad (2)$$

where:  $E_d^{PN}$  - the design value of the influence effect (internal force, strain, bending, rotation, etc.) for a given combination of the loads adopted at the design stage according to [11]

$R_d^{PN}$  - the design value of the load-bearing capacity from the design stage corresponding to a given combination of the loads according to [11].

It is known that the analysis of the effects of influences for each combination of the loads allows one to design reliable cross-sections of the structural elements of a specific object. If there is additional load applied to the structure

by the inertial forces induced by the vibrations of the ground, these cross-sections require to be verified in the context of a seismic combination according to [12]. Because the combinations of the loads are separate design situations, and referring to the earlier assumption about meeting the requirements of the load-bearing capacity for the design stage, the load-bearing criterion for a specific element for the seismic combination may be formulated so that:

$$E_d^{SE} \leq R_d^{PN} \quad (3)$$

where:  $E_d^{SE}$  – the design value of the effect of seismic impacts

$R_d^{PN}$  – the design value of the load-bearing capacity from the design stage corresponding to a specific combination of the loads according to [11].

On the other hand, according to (2), assuming full use of the load-bearing capacity with respect to the effects for a given design situation:

$$E_d^{PN} = R_d^{PN} \quad (4)$$

equation (3) can be converted to (5):

$$E_d^{SE} \leq E_d^{PN} \quad (5)$$

Such formulation of the problem allows for the verification of the load-bearing capacity of the existing structure only on the grounds of the effects of the combinations of the loads adopted for individual elements of the structure. Knowing, for example, that the degree of reinforcement of the reinforced concrete elements corresponds closely to the effects of the combinations of the loads adopted at the design stage, it is possible to skip the detailed analysis of the load-bearing capacity of a given reinforced concrete cross-section when analyzing the seismic combination. In the situation of determining the minimum load-bearing capacity of the bearings, the procedure may be similar. In general, this leads to a significant simplification of the procedure for assessing the dynamic resistance and enables the analysis of the structure for which the information about its load-bearing elements is drawn only from the approximations based e.g. on locally uncovered parts of the reinforcement or the assessment of the technical condition of the bearings.

### 3. The conditions for the dynamic resistance of bridge structures

In the conditions presented below, the principle was introduced that for the combination from the design stage, the extent of the additional loads which are taken into account will be minimized, and in the case of the seismic combination, it will be expanded as much as possible. If it was necessary to take into consideration more than one combination from the design stage for a specific



condition, then the one which resulted in the occurrence of the effects of the smallest values in the construction was selected (i.e. cross-sectional forces, support reactions or displacements).

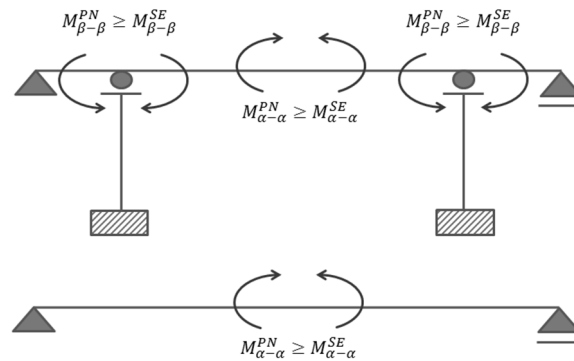
### 3.1. The strength condition of the load-bearing capacity of the spans

The condition of the load-bearing capacity of the spans was formulated with regard to the situation in which the moments and cross-sectional forces in reliable cross-sections of the spans were analysed depending on the static force diagram of the object (c.f. Fig. 1). Under this condition, the limit value of the vertical component of the acceleration of ground vibrations  $a_{z,dop}^{WI}$  is determined.

Tabela 1. Zestawienie parametrów przyjmowanych do obliczeń w ocenie odporności dynamicznej dla kryterium wytrzymałościowego warunku nośności przęseł.

Table 1. A list of the parameters adopted for the calculations in assessing the dynamic resistance for the strength criterion of the load-bearing capacity of the spans

The combination of design stage by [11]	$\sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS}$
Seismic combination of loads by [12]	$\sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed}$
The final form of the condition	$M^{PN} \left( \sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS} \right) \geq M^{SE} \left( \sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed} \right)$
$G_{k,i}$ – self-weight structural components of the bridge and equipment $A_{ed}$ – design value of the seismic impact $Q_{TS}$ – value of traffic load from design stage $M^{PN}, M^{SE}$ – bending moments determined for the combination of design stage <sup>PN</sup> and seismic combination <sup>SE</sup>	



Rys. 1. Schemat wskazujący przekroje miarodajne przyjmowane do oceny odporności dynamicznej wg wytrzymałościowego kryterium nośności przęseł

Fig. 1. A diagram illustrating the reliable cross-sections adopted for the assessment of the dynamic resistance for the strength criterion of the load-bearing capacity of the spans

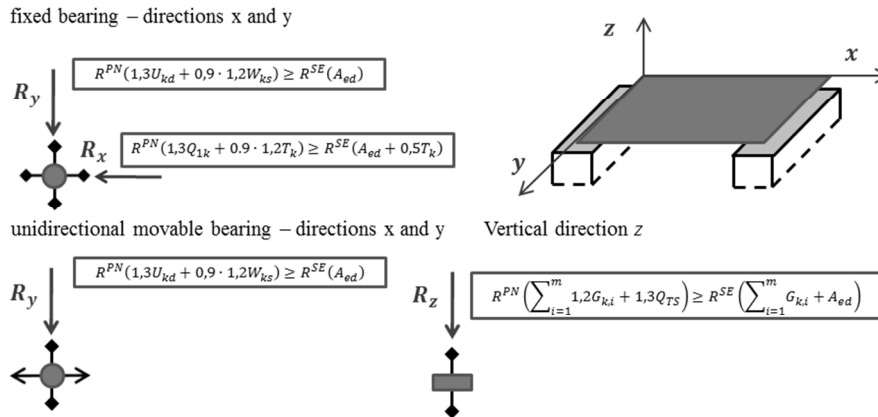
### 3.2. The condition of the load-bearing capacity of the fixed bearings and the bearings sliding in one direction (leading)

The condition of the load-bearing capacity of the bearings is designed for three separate design situations. Each of them reflects the bearing performance in a given direction (x, y, and z) (c.f. Fig. 2). For each of them, reliable standard combinations from the design stage were determined [6,10], and they were combined with the effects of the seismic combination (c.f. Tab. 2). The result is the determination of the limit values of the components of the acceleration of ground vibrations:  $a_{x,dop}^{W2}$ ,  $a_{y,dop}^{W2}$ ,  $a_{z,dop}^{W2}$ .

Tabela 2. Zestawienie parametrów przyjmowanych do obliczeń w ocenie odporności dynamicznej dla kryterium nośności łożysk stałych i prowadzących

Table 2. A list of the parameters adopted for calculations in assessing the dynamic resistance for the criterion of the load-bearing capacity of fixed and leading bearings

<i>Vertical direction– z</i>	
The combination of design stage by [11]	$\sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS}$
Seismic combination of loads by [12]	$\sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed}$
The final form of the condition	$R^{PN} \left( \sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS} \right) \geq R^{SE} \left( \sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed} \right)$
<i>Horizontal direction– x (parallel to the axis of the object)</i>	
The combination of design stage by [11 and 15]	
<b>basic load:</b> braking and acceleration forces of car fleet $Q_{1k}$ <b>additional load:</b> thermal load span $T_k$	$1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k$
<i>Corresponding seismic combination by [12 and 13]</i>	
$A_{ed} + 0,5T_k$	
The final form of the condition	
$R^{PN}(1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k) \geq R^{SE}(A_{ed} + 0,5T_k)$	
<i>Horizontal direction– x (perpendicular to the axis of the object)</i>	
The combination of design stage by [11 and 15]	
<b>basic load:</b> the forces of a side impact of the elements of the bridge $U_{kd}$ <b>additional load:</b> wind load acting on the vehicle fleet $W_{ks}$	$1,3U_{kd} + 0,9 \cdot 1,2W_{ks}$
<i>Corresponding seismic combination by [12 and 13]</i>	
$A_{ed}$	
The final form of the condition	
$R^{PN}(1,3U_{kd} + 0,9 \cdot 1,2W_{ks}) \geq R^{SE}(A_{ed})$	
$G_{k,i}$ – self-weight structural components of the bridge and equipment $A_{ed}$ – design value of the seismic impact $T_k$ – characteristic value of the thermal load of the span $Q_{1k}$ – the characteristic value of the load caused by forces of braking or acceleration of the rolling stock $Q_{TS}$ – value of traffic load from design stage $W_{ks}$ – characteristic value of wind load $U_{kd}$ – the characteristic value of the load caused by a side impact on the elements of a bridge $R^{PN}$ , $R^{SE}$ – reaction forces determined for the combination of design stage (PN) and seismic combination (SE)	

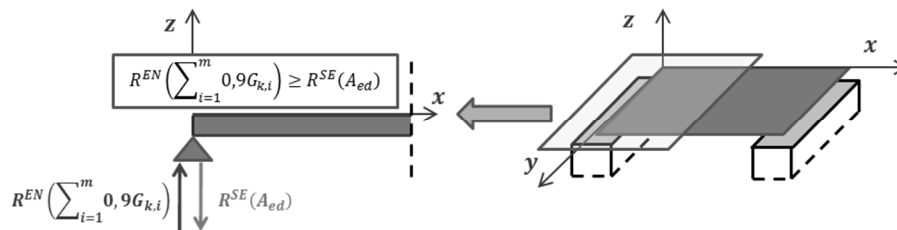


Rys. 2. Schemat obrazujący sposób ustalania wartości reakcji podporowych dla kryterium związanego z nośnością łożysk stałych i prowadzących

Fig. 2. A diagram illustrating the method of determining the values of support reaction forces for the criterion relating to the load-bearing capacity of fixed and leading bearings

### 3.3. The condition of the contact between the support and the span

This condition imposes a limit on the vertical component of the acceleration of ground vibrations, so as to prevent the situation in which, as a result of dynamic excitation, the span will be relieved and will lose the required value of the pressure to the support (c.f. Fig. 3). In contrast to the other conditions, this criterion does not correspond to any design situation from the design stage. That is why it was individually designed and consists of the combination of the reduced contribution of the permanent loads in accordance with [12], and the effect of the dynamic influence in the vertical direction. The result of taking this criterion into account is the limit value of the vertical component of the acceleration of ground vibrations  $a_{z,dop}^{W3}$ .



Rys. 3. Schemat obrazujący sposób ustalania kryterialnych wartości reakcji podporowych dla warunku kontaktu podpory z przęsłem

Fig. 3. A diagram illustrating the method of determining the criterion values of the support reactions for the condition of the contact between the support and the span

Tabela 3. Zestawienie parametrów przyjmowanych do obliczeń w ocenie odporności dynamicznej dla warunku kontaktu podpory z przęsłem

Table 3. A list of the parameters adopted for the calculations in assessing the dynamic resistance for the condition of the contact between the support and the span

The final form of the condition	$R^{EN} \left( \sum_{i=1}^m 0,9G_{k,i} \right) \geq R^{SE} (A_{ed})$
$G_{k,i}$ – self-weight structural components of the bridge and equipment	
$A_{ed}$ – design value of the seismic impact	
$R^{EN}, R^{SE}$ – reaction forces determined from <i>STR</i> combination by [12] and seismic combination ( <i>SE</i> )	

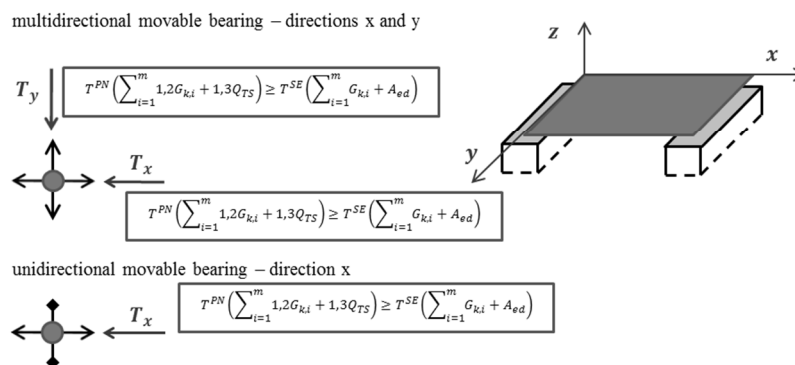
### 3.4. The condition limiting the friction force for the sliding bearings

This is another condition limiting the value of the vertical component of the acceleration of ground vibrations  $a_{z,dop}^{W4}$ . It limits the value of support reactions so that the pressure caused by the additional dynamic excitation, with the impulse in the form of the action of temperature or horizontal forces from braking or accelerating vehicles, did not generate friction forces with the values greater than those adopted at the design stage (c.f. Fig. 4).

Tabela 4. Zestawienie parametrów przyjmowanych do obliczeń w ocenie odporności dynamicznej dla warunku ograniczającego siłę tarcia w łożyskach przesuwnych

Table 4. A list of the parameters adopted for the calculations in assessing the dynamic resistance for the condition limiting friction forces in sliding bearings

The combination of design stage by [11]	$\sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS}$
Seismic combination of loads by [12]	$\sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed}$
The final form of the condition	$T^{PN} \left( \sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS} \right) \geq T^{SE} \left( \sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed} \right)$
$G_{k,i}$ – self-weight structural components of the bridge and equipment	
$A_{ed}$ – design value of the seismic impact	
$Q_{TS}$ – value of traffic load from design stage	
$T^{PN}, T^{SE}$ – frictional forces determined for the combination of design stage ( <i>PN</i> ) and seismic combination ( <i>SE</i> )	



Rys. 4. Schemat obrazujący sposób ustalania kryterialnych wartości sił tarcia dla łożysk przesuwnych  
 Fig. 4. A diagram illustrating the method of determining the criterion values of friction forces for sliding bearings

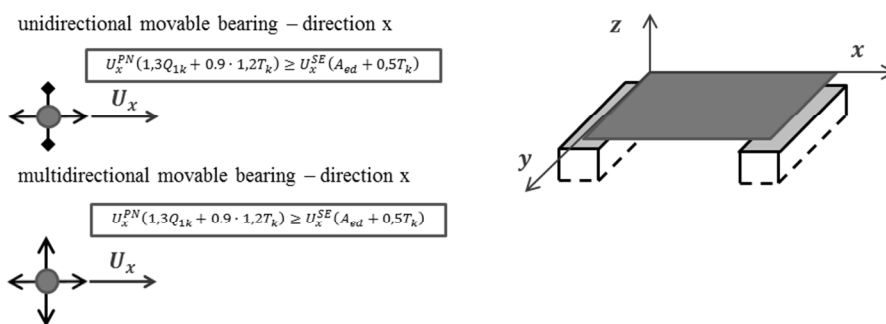
### 3.5. The condition limiting the sliding of the sliding bearings

This condition introduces further limitations to the values of the horizontal components of the ground vibrations in the direction longitudinal to the axis of the object:  $a_{x,dop}^{W5}$ . It is assumed that the effects of the loads causing displacements of the span in the sliding bearings, adopted at the design stage in accordance with [15], generate displacement values greater than, or equal to, those generated by the structure under the loads resulting from the seismic combination (c.f. Fig. 5). Under this condition, it is assumed that there is no possibility to displace the span in the direction perpendicular to the axis of the object, since it would mean the exceeding of the load-bearing capacity of the leading bearings (in the y-direction) for which, inter alia, the condition of the load-bearing capacity of the leading bearing was formulated (c.f. 3.2).

Tabela 3. Zestawienie parametrów przyjmowanych do obliczeń w ocenie odporności dynamicznej dla warunku ograniczającego przesuw łożysk ruchomych

Table 3. A list of the parameters adopted for the calculations in assessing the dynamic resistance for the condition limiting the displacement of the sliding bearings

<i>Horizontal direction – x (parallel to the axis of the object)</i>	
The combination of design stage by [11 and 15]	
<b>basic load:</b> braking and acceleration forces of car fleet $Q_{1k}$ <b>additional load:</b> thermal load span $T_k$	$1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k$
<i>Corresponding seismic combination by [12 and 13]</i>	$A_{ed} + 0,5T_k$
The final form of the condition	$U^{PN}(1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k) \geq U^{SE}(A_{ed} + 0,5T_k)$
$G_{k,i}$ – self-weight structural components of the bridge and equipment $A_{ed}$ – design value of the seismic impact $T_k$ – characteristic value of the thermal load of the span $Q_{1k}$ – the characteristic value of the load caused by forces of braking or acceleration of the rolling stock $U^{PN}, U^{SE}$ – horizontal displacements of bearings determined for the combination of design stage $^{(PN)}$ and seismic combination $^{(SE)}$	

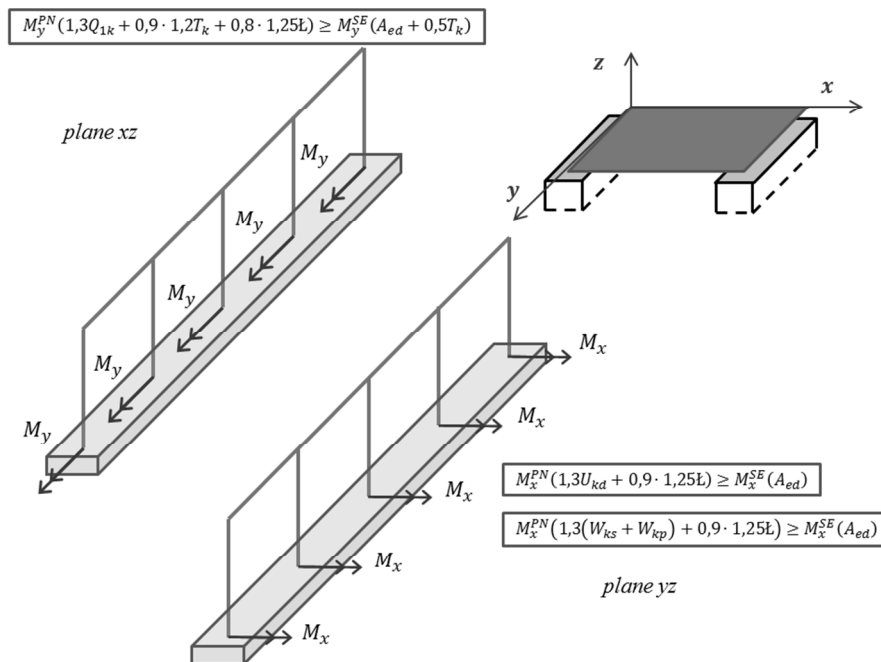


Rys. 5. Schemat obrazujący sposób ustalania kryterialnych wartości przemieszczeń dla łożysk przesuwnych

Fig. 5. A diagram illustrating the method of determining the criterion values of displacements for the condition limiting the displacement of the sliding bearings

### 3.6. The condition of the load-bearing capacity of the supports

This condition refers to the piers of the portal-frame or wall structure, representing intermediate supports. Two combinations resulting from the design stage were each used for the formulation of this condition, for identifying the limit component in the directions which are longitudinal and perpendicular to the axis of the object (c.f. Fig. 6). Under these conditions, in order to determine the limit component  $a_{x,dop}^{W6}$ , the influence of the following factors were taken into account: the temperature ( $T_k$ ) and the forces derived from braking or acceleration of vehicles ( $Q_{Ik}$ ), together with the forces resulting from the friction of the sliding bearings ( $L$ ). On the other hand, while determining the limit value of the component  $a_{y,dop}^{W6}$ , two combinations of the loads from the design stage were adopted. The first one took into consideration the effect of the wind on the passing vehicles ( $W_{ks}$ ), together with the wind pressure applied directly to the supports ( $W_{kp}$ ), as well as the forces caused by the friction of the sliding bearings ( $L$ ). In the second combination, in addition to the forces caused by the friction of the sliding bearings ( $L$ ), the forces of the side impacts of the passing vehicles against the components of the roadway  $U_{kd}$  were taken into account.



Rys. 6. Schemat obrazujący sposób ustalania kryterialnych wartości podporowych momentów zginających dla warunku nośności podpór

Fig. 6. A diagram illustrating the method of determining the criterion values of the supporting bending moments for the condition of the load-bearing capacity of the supports

Tabela 6. Zestawienie parametrów przyjmowanych do obliczeń w ocenie odporności dynamicznej dla warunku nośności podpór

Table 6. A list of the parameters adopted for the calculations in assessing the dynamic resistance for the condition of the load-bearing capacity of the supports

<i>Horizontal direction– x (parallel to the axis of the object)</i>	
The combination of design stage by [11 and 15]	
<b>basic load:</b> braking and acceleration forces of car fleet $Q_{1k}$ <b>additional loads:</b> - thermal load of span $T_k$ - frictional forces in the bearings $\mathcal{L}$	$1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k + 0,8 \cdot 1,25\mathcal{L}$
<i>Corresponding seismic combination by [12 and 13]</i>	
$A_{ed} + 0,5T_k$	
The final form of the condition	
$M_y^{PN}(1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k + 0,8 \cdot 1,25\mathcal{L}) \geq M_y^{SE}(A_{ed} + 0,5T_k)$	
<i>Horizontal direction– x (parallel to the axis of the object)</i>	
The combination of design stage by [11 and 15]	
<b>Option 1</b> <b>basic loads:</b> - wind load acting on the vehicle fleet $W_{ks}$ - wind load acting on supports $W_{kp}$ <b>additional loads:</b> - frictional forces in the bearings $\mathcal{L}$	$1,3(W_{ks} + W_{kp}) + 0,9 \cdot 1,25\mathcal{L}$
<b>Option 2</b> <b>basic load:</b> the forces of a side impact of the elements of the bridge $U_{kd}$ <b>additional loads:</b> frictional forces in the bearings $\mathcal{L}$	$1,3U_{kd} + 0,9 \cdot 1,25\mathcal{L}$
<i>Corresponding seismic combination by [12 and 13]</i>	
<b>Option 1</b>	$A_{ed}$
<b>Option 2</b>	$A_{ed}$
The final form of the condition for <b>Option 1</b>	$M_x^{PN}(1,3(W_{ks} + W_{kp}) + 0,9 \cdot 1,25\mathcal{L}) \geq M_x^{SE}(A_{ed})$
The final form of the condition for <b>Option 2</b>	$M_x^{PN}(1,3U_{kd} + 0,9 \cdot 1,25\mathcal{L}) \geq M_x^{SE}(A_{ed})$
$G_{k,i}$ – self-weight structural components of the bridge and equipment $A_{ed}$ – design value of the seismic impact $T_k$ – characteristic value of the thermal load of the span $Q_{1k}$ – characteristic value of the load caused by forces of braking or acceleration of the rolling stock $W_{ks}$ – characteristic value of the wind load acting on the vehicle fleet $W_{kp}$ – characteristic value of the wind load acting on supports $\mathcal{L}$ – characteristic value of the frictional forces in the bearings $U_{kd}$ – characteristic value of the forces of a side impact of the elements of the bridge $M_x^{PN}, M_x^{SE}$ – bending moments determined for the combination of design stage <sup>(PN)</sup> and seismic combination <sup>(SE)</sup>	

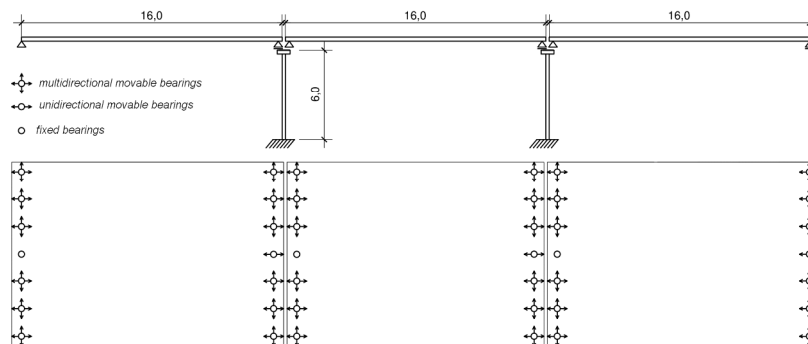
#### 4. Calculation results

The object of the research was a three-span reinforced concrete flyover bridge. It consisted of three spans with the length of 16.0 m, the width of 10.0 m and the height of 0.8 m. The intermediate supports were two reinforced concrete portal frames consisting of three piers with the dimensions of 0.8 m x 0.7 m x 6.0 m and the bridge seat with the dimensions of 1.0 m x 0.6 m x 10.0 m. The concrete from which the span was made was characterized by the value of the

Young's modulus of  $E = 30$  GPa. The modulus of elasticity of the support frame was:  $E = 29$  GPa (for beams) and  $E = 37$  GPa (for pillars) respectively. In all cases, Poisson's ratio was 0.2. Fig. 4.1 illustrates the diagram of the structure and the bearings.

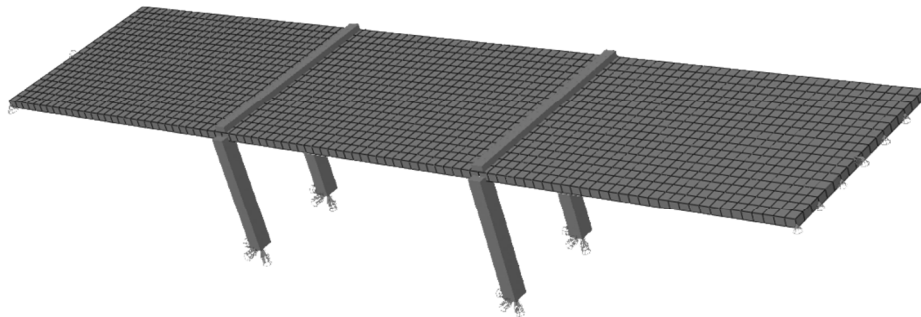
The static and dynamic analyses were performed in ABAQUS Standard program using the interface (ASI-Abaqus Scripting Interface [1]), which is the extension of the Python language.

The beam-and-slab digital model of the structure was created (c.f. Fig. 7). In the model used elements of type B31 for beams elements (columns and beams of support frame) and S4R for spans [1].



Rys. 7. Schemat przedstawiający geometrię obiektu i rozmieszczenie łożysk

Fig. 7. A diagram demonstrating the geometry of the structure and the location of the bearings



Rys. 8. Model numeryczny wiaduktu

Fig. 8. The numerical model of the flyover bridge

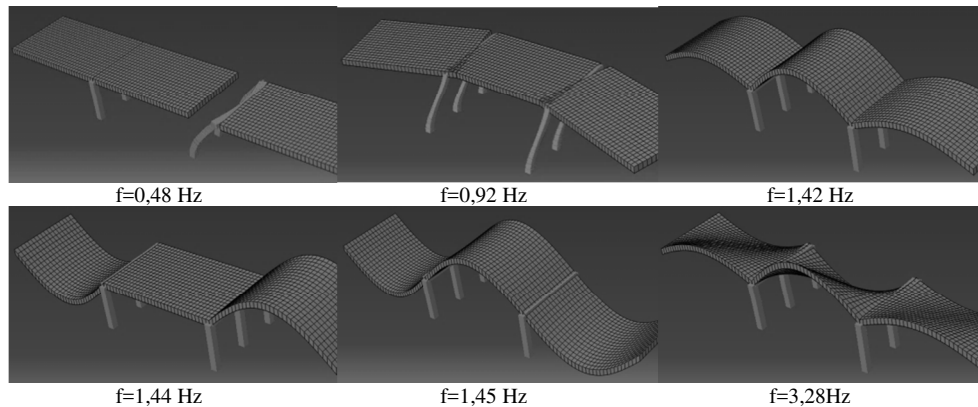
The dynamic analysis was performed by the response spectrum method [2, 7]. The normalized, elastic response spectrum for the ground B was adopted as the dynamic excitation [16]. This load has been applied to all support of the analyzed object, that is, to the foundations of the intermediate pillars and the zone of the support of the spans on the abutments. Such an approach, in accordance with the adopted criteria of assessing the resistance (c.f. Tables 1 to 6), allowed for



the identification of the limit values of the components of the vector of the acceleration of ground vibrations. In the calculations, according to [14], the damping coefficient  $\xi = 0.05$  was used. Dynamic calculations were made using the Rayleigh damping model [3, 9].

The effects of the excitation were analyzed separately for the three directions ( $x$  – the direction longitudinal to the axis of the object,  $y$  – the direction perpendicular to the axis of the object,  $z$  - the vertical direction). The summation of the contributions from the individual modes of vibration was carried out according to [14] using the method of *CQC (Complete Quadratic Combination)* [2]).

Figure 9 shows the first six forms of eigenmodes and corresponding frequencies. Finally, the first 20 eigenmodes were used for the calculation by the spectral response method.



Rys. 9. Sześć pierwszych postaci drgań własnych obiektu i odpowiadające im częstotliwości

Fig. 9. The first six eigenmodes of analyzed object and corresponding frequencies

The performed analyses resulted in the limit values of the individual components of the vector of the acceleration of ground vibrations for each of the conditions of the assessment of the dynamic resistance presented in Chapter 3. The obtained results were contained in Table 7. These values are components of a design acceleration that is a scaling factor using in the standard response curves according to [16]. They were set individually for each condition. This consisted of multiple numerical simulations for different values of the ground vibration acceleration components until the equilibrium with the criterion values of the combination from the design stage was determined.

These data demonstrate that the proposed methodology, in addition to the final set of the limit values of the components of the acceleration of ground vibrations, allows the studied structure to be subjected to the additional sensitivity analysis with respect to its structural components. Such information

may contribute to the increase in the effectiveness of potential construction interference in the object because it identifies the most sensitive elements of its load-bearing structure. In the case of the analyzed object, these sensitive elements are the pillars of the support frames, for which the lowest limit values of the components of ground vibrations in the horizontal plane were obtained, perpendicular to the axis of the object ( $a_{y,dop}^{W6-1} = 0,47[m/s^2]$  and  $a_{y,dop}^{W6-2} = 0,48[m/s^2]$ ). It should be noted, that the sensitivity of the structure is closely related to its geometry and the material parameters of its load-bearing elements. Therefore, when analyzing the resistance of the structure of other geometric and material features, it should be expected that these indications will change.

Tabela 7. Zestawienie dopuszczalnych wartości składowych przyspieszeń drgań gruntu wyznaczonych wg kryteriów podanych w rozdziale 3.

Table 7. A list of the limit values of the components of the acceleration of ground vibrations determined according to the criteria specified in Chapter 3

Condition number	Direction of action	Option	Limit values of the vector components of ground acceleration		
			$a_{x,dop}[m/s^2]$	$a_{y,dop} [m/s^2]$	$a_{z,dop} [m/s^2]$
1	Z	-			1,10
	Z	-			0,87
2	X	-	0,97		
	Y	-		1,09	
3	Z	-			0,63
4	Z	-			0,85
5	X	-	0,93		
6	X	-	1,28		
		1		0,47	
	Y	2		0,48	
<b>The final resistance of the object</b>			0,93	0,47	0,63

Table 8 shows the values of measures describes the response of the structure for the specified permissible acceleration components of ground vibrations. These results were compared with the effects from the load combinations adopted at the design stage. Combinations from the design stage and the seismic combination do not occur simultaneously but are disconnected computational situations [12].

Therefore, for the conditions 3, 5 and 6 (*W-I*), the seismic impact generates a structure response equal to that obtained at the design stage. In other cases, the structure response for the seismic combination is less than the corresponding effects from the design stage.

Tabela 8. Porównanie wartości miar opisujących odpowiedź konstrukcji dla określonych dopuszczalnych składowych przyspieszenia drgań gruntu ( $a_{x,dop}$ ,  $a_{y,dop}$ ,  $a_{z,dop}$ ) z wynikami od kombinacji z etapu projektowania

Table 8. Comparison of values of measures describes the response of the structure for the specified permissible acceleration components of ground vibration ( $a_{x,dop}$ ,  $a_{y,dop}$ ,  $a_{z,dop}$ ) with corresponding results of combinations from design stage

Condition description	Results for the combinations adopted at the design stage	Results for seismic combination when accepting the obtained values $a_{x,dop}$ , $a_{y,dop}$ , $a_{z,dop}$	
<b>1.The strength condition of the load-bearing capacity of the spans</b>	<i>Extreme values of bending moment in the spans</i>	<i>Corresponding values of bending moments in the spans</i>	
	$M^{PN} \left( \sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS} \right)$	$M^{SE} \left( \sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed} \right)$	
	1,81 MNm	1,37 MNm	
<b>2.The condition of the load-bearing capacity of the fixed bearings and the bearings sliding in one direction (leading)</b>	<i>Extreme values of forces in the bearings</i>	<i>Corresponding values of forces in the bearings</i>	
	X - direction	$R^{PN}(1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k)$	$R^{SE}(A_{ed} + 0,5T_k)$
	12,85 MN	12,56 MN	
Y - direction	$R^{PN}(1,3U_{kd} + 0,9 \cdot 1,2W_{ks})$	$R^{SE}(A_{ed})$	
0,126 MN	0,05 MN		
Z - direction	$R^{PN} \left( \sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS} \right)$	$R^{SE} \left( \sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed} \right)$	
5,22 MN	4,93 MN		
<b>3.The condition of the contact between the support and the span</b>	<i>The vertical pressing force on the bearing</i>	<i>Tearing force the spans from bearings</i>	
	$R^{EN} \left( \sum_{i=1}^m 0,9G_{k,i} \right)$	$R^{SE}(A_{ed})$	
	3,76 MN	3,76 MN	
<b>4.The condition limiting the friction force for the sliding bearings</b>	<i>Extreme values of friction forces in the sliding bearings</i>	<i>Corresponding values of friction forces in the sliding bearings</i>	
	$T^{PN} \left( \sum_{i=1}^m 1,2G_{k,i} + 1,3Q_{TS} \right)$	$T^{SE} \left( \sum_{i=1}^m G_{k,i} + A_{ed} \right)$	
	5,22 MN	4,95 MN	
<b>5.The condition limiting the sliding of the sliding bearings</b>	<i>Extreme values of sliding of the sliding bearings</i>	<i>Corresponding values of sliding of the sliding bearings</i>	
	$U^{PN}(1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k)$	$U^{SE}(A_{ed} + 0,5T_k)$	
	21,7 mm	21,7 mm	
<b>6.The condition of the load-bearing capacity of the supports</b>	<i>Extreme values of bending moments in the support zones</i>	<i>Corresponding values of bending moments in the support zones</i>	
	X - direction	$M_y^{PN}(1,3Q_{1k} + 0,9 \cdot 1,2T_k + 0,8 \cdot 1,25\text{t})$	$M_y^{SE}(A_{ed} + 0,5T_k)$
	1,02MNm	0,74 MNm	
Y - direction			
Variant – I (V-I)	$M_x^{PN}(1,3(W_{ks} + W_{kp}) + 0,9 \cdot 1,25\text{t})$	$M_x^{SE}(A_{ed})$	
0,085MNm	0,085 MNm		
Variant – II (V-II)	$M_x^{PN}(1,3U_{kd} + 0,9 \cdot 1,25\text{t})$	$M_x^{SE}(A_{ed})$	
0,079 MNm	0,077 MNm		

## 5. Summary and conclusions

The proposed method for the assessment of the dynamic resistance of bridge structures presented in this study allows one to determine an acceptable safety margin for the existing structure in the case of the occurrence of mining tremors. Moreover, this procedure allows one to determine the limit values of the components of the acceleration of ground vibrations even if there is no information on the reinforcement of the load-bearing elements, or on the load-bearing capacity of the bearings in the blocked directions.

The analysis of the obtained results also provides an opportunity to assess the sensitivity of the individual structural components to dynamic loads induced by mining tremors. Such additional information may be useful in a decision-making process regarding potential construction interference, aimed to adapt the structure to carry additional loads caused by mining tremors in a specific area.

*The article was prepared as part of the statutory research of AGH University of Science and Technology No. 11.11.150.005*

## References

- [1] ABAQUS 2011. ABAQUS Documentation. Dassault Systemes. Providence, RI, USA.
- [2] Chmielewski T., Zembaty Z. 2006: Podstawy dynamiki budowli. (The rudiments of the dynamics of structures). Arkady.
- [3] Chowdhury I., Dasgupta Shambhu P. 2003: Computation of Rayleigh damping coefficients for large systems. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering.
- [4] Ciurej H., Rusek J. 2006: Metodyka oceny odporności dynamicznej wybranych obiektów mostowych na terenie LGOM. Czasopismo Techniczne. Budownictwo, 2006, 103: 31-57.
- [5] Lewandowski R. 2006: Dynamika konstrukcji budowlanych. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej.
- [6] Madaj A., Wołowicki W. 2009: Podstawy projektowania budowli mostowych. WKŁ. Warszawa.
- [7] Majcherczyk T., Tatara T., Wałach D. 2005: Wpływ drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na konstrukcje wież szybowych. Miesięcznik WUG, 6, 130.
- [8] Pachla F., Tatara T. 2015: Odporność dynamiczna obiektów infrastruktury drogowej i sportowej na wybranym obszarze GZW. Przegląd Górniczy 71.10: 42-50.
- [9] Spears R. E., Jensen S. R. 2012: Approach for selection of Rayleigh damping parameters used for time history analysis. Journal of pressure vessel technology, 134.6: 061801.
- [10] Szczygieł J. 1978: Mosty z betonu zbrojonego i sprężonego. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności.
- [11] PN-B-02000:1982 Obciążenia budowli - Zasady ustalania wartości.
- [12] PN-EN 1990:2004. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.

- [13] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [14] PN-EN-1998-2:2006. Eurokod 8. Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym. Część 2: Mosty.
- [15] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [16] Zembaty Z., Kokot S. 2014: Adaptacja sejsmicznych norm projektowania konstrukcji do ujęcia wpływu wstrząsów górniczych na budowle. Przegląd Górniczy, 70.

## PROPOZYCJA OCENY ODPORNOŚCI DYNAMICZNEJ ISTNIEJĄCYCH WIADUKTÓW DROGOWYCH O ŻELBETOWEJ KONSTRUKCJI PŁYTOWEJ NA WPŁYW WSTRZĄSÓW GÓRNICZYCH

### Streszczenie

W pracy przedstawiono propozycję metody oceny odporności dynamicznej istniejących wiaduktów drogowych o konstrukcji płytowej poddanych wstrząsom górniczym. W tym celu sformułowano sześć kryteriów pozwalających wyznaczyć największe dopuszczalne wartości składowych przyspieszeń drgań gruntu ( $a_{x,dop}$ ,  $a_{y,dop}$ ,  $a_{z,dop}$ ). W ramach poszczególnych kryteriów odniesiono się do najbardziej newralgicznych elementów konstrukcyjnych, dla których skonstruowano warunki wyężeniowe i kinematyczne, odzwierciedlające zachowanie się konstrukcji pod wpływem wzbudzenia dynamicznego wywołanego wstrząsem górniczym. Dopuszczalny zakres pracy konstrukcji został ustalony na drodze porównania efektów od kombinacji obciążeń przyjmowanych na etapie projektowania z kombinacją sejsmiczną ujętą w [12]. W zakresie analizy dynamicznej wykorzystano Metodę Spektrum Odpowiedzi z uwzględnieniem wytycznych dotyczących adaptacji *Eurokodu 8* do obliczeń obiektów budowlanych na wpływy wstrząsów górniczych [16]. Finalnie, zgodnie z przyjętą procedurą, przeprowadzono obliczenia i zaprezentowano wyniki dla przykładowego wiaduktu drogowego o żelbetowej konstrukcji płytowej.

**Keywords:** wiadukty, konstrukcje żelbetowe, odporność dynamiczna, wpływy górnicze, wstrząsy

*Przesłano do redakcji: 5.12.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Marek URBANIK<sup>1</sup>

## APPROACH TO CLUSTERING COSTS AND LOSSES INCURRED AS A RESULT OF GAS NETWORK FAILURE

The availability of the gas supply system safety concerns the crucial issue in gas infrastructure operation and management. In recent years, the observed development of gas supply system does not protect against the failure occurrence of the gas network. Gas network requires proper analysis of its functioning, as it forms a complex system. Gas companies are responsible for supplying gas to consumers in reliable and safe way. In the paper the approach to failure cost and losses assessment with implementation of clustering analysis was presented. Such comparison can be helpful in costs assessment in different distribution gas systems. The analysis, was based on the operational data obtained from the gas companies.

**Keywords:** gas network functioning, gas network, gas losses, gas network failure

### 1. Introduction

Regardless of the type and purpose of the technical system costs associated with failures constitute an important position in the overall cost of system operation. Generally, the cost of failure removal consists of the employees salary, the materials used to the failure removal and the possible consequences of the failure [8]. Due to the nature of the transmitted medium, the failures of natural gas distribution networks can cause relatively high costs, mainly due to the consequences of the potential accidents. In the case of gas networks, even a seemingly harmless failure can cause substantial material or human losses [6].

To determine the total cost of network failure removal we must take into account many factors: the type of pipeline, the location of the failure (built-up area or open space) if there is a gas leak, duration of the outage and finally the consequences caused by network failure. The most dangerous is damage of the gas lines that are located in enclosed areas (e.g. buildings, frozen land) because in such a place the incoming gas quickly reaches the explosive concentration. Gas explosion can cause major damage, which in turn contributes to the cost of

---

<sup>1</sup> Marek Urbanik, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 86514408, d314@stud.prz.edu.pl

failure. The cost of eliminating the failure of the gas network is not always covered by the gas company [1, 10]. Where the perpetrator is known, then the costs associated with failure removal are transferred to the perpetrator. If the gas installation inside the building is damaged, the building owner will be responsible for removing the failure.

To decrease the consequences of failure in gas supply subsystem active procedures from the design stage to gas infrastructure operation should be implemented [9, 11].

The management of the gas network should perform the detailed analysis of failures and cost associated with it. Therefore the objective of this work is to characterize the preliminary analysis of associated costs and losses occurred as a result of gas network failure. In the assessment of losses associated with failure data from exploitation of real gas network was used.

## **2. The use of multidimensional comparative analysis to assess the costs and losses incurred as a result of pipeline failure**

The term of cluster analysis was first used by Robert Tryon in 1939, the aim of the method is to associate data of similar properties into a cluster creating taxonomies.

Clustering is a data analysis tool that sorts different objects into clusters so that the similarity of two objects belonging to one group is the maximum, while similarity of objects outside this cluster is minimal. Through implementation of cluster analysis it is possible to find dependence between objects. Calculating distances between clusters through agglomeration hierarchical grouping methods were collected in works [3, 4].

To determine the distance between clusters the Ward's method was applied, which is based on the loss of information that occurs during clustering [12]. The criterion for clustering is the sum of squared deviations of each object from the centroid of a cluster to which it belongs. The Ward's method is very often used because of the efficiency of its results, despite the fact that as a result of its use are created the clusters of a very small distance. The next step that has been taken in assessing the cost of failure of gas pipelines is to construct distance matrices and then the use of the cluster agglomeration method.

The methodology presented in [2] was used to determine the distance between points belonging to two different clusters (subsets). In order to obtain an optimum number of clusters, the critical distance was determined as the sum of the arithmetic mean and the standard deviation for the minimum values in the individual rows of the distance matrix [7]. The next step in the analysis was the individual classification of the data, which included the following parameters: slit area, absolute pressure of gas, amount of gas losses, the duration of the failure, cost of gas losses, cost of failure removal.

### 3. Results and discussion

On the basis of the grouping performed by the Ward's method the course of agglomeration was obtained. Information about the distance bonds in the course of agglomeration is presented in Figure 1.

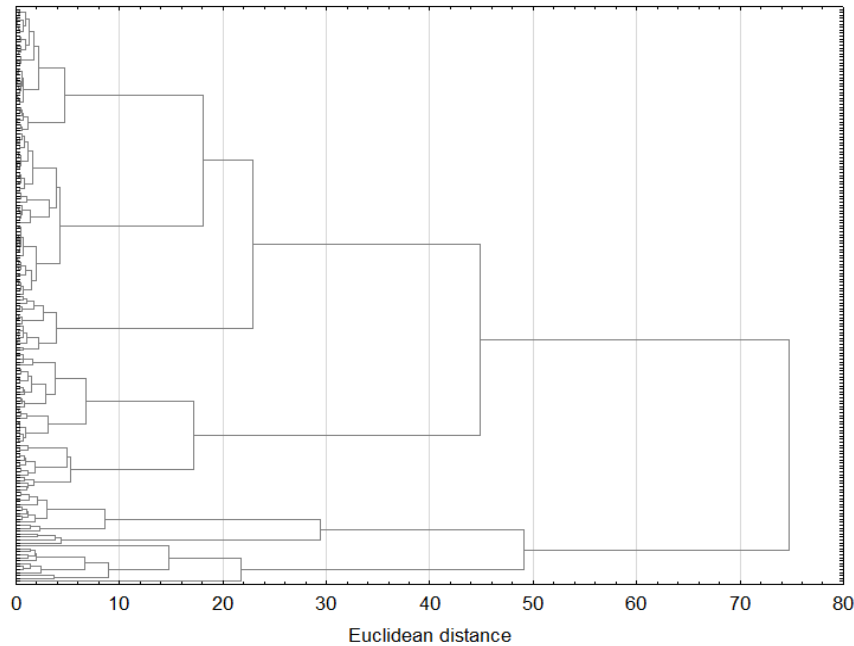


Fig. 1. Dendrogram tree of cluster agglomeration

Rys. 1. Dendrogram drzewa aglomeracji skupień

In order to show the differentiation of individual clusters, the k-means method is used [5]. The applied method is an iteration method, which allows for obtaining as different clusters as possible. Such approach is possible by moving objects from one cluster to the other. As a result of the agglomeration, variation within the cluster and between clusters are optimized. Similarity within cluster should be the highest and separate clusters should maximally differ from each other. It should be noticed that non-hierarchical method does not guarantee the single solutions with regard to the initial conditions.

Obtaining clusters that maximally differ from each other makes it possible to obtain clear results, which is important when grouping a large number of cases in distinguished analysis.

The performed analysis can be described in the following steps: firstly determining for each cluster the centre of gravity, then assigning each element to the nearest centre of gravity. After repeating this process the new centroid is



formed until the new assignment occurs. The determined clusters are characterized by small intra-group variance and large intergroup variance. This is confirmed by the value of statistics showing a statistically significant classification.

In the Figure 2 number of individual clusters occurred after the process of cluster agglomeration is shown.

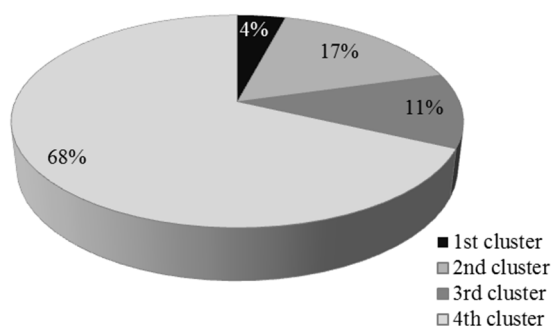


Fig. 2. Number of individual clusters occurred after process of cluster agglomeration

Rys. 2. Liczebność poszczególnych skupień powstałych w wyniku przebiegu aglomeracji

Figure 3 shows the average characteristics of the individual clusters obtained by clustering using the k-means method.

Taking into account the aggregated costs, individual clusters can be characterized as follows. The first cluster (4% of all cases) is characterized by very high costs for gas losses and high costs of failure removal. The detailed analysis of the first cluster indicated that failures with similar reasons of occurrence are characterized by the smaller silt area on the pipes made of PE (on average 5,84 cm<sup>2</sup>), than this one made from steel. On the slit area size also have influence the absolute pressure of gas (on average 336 kPa) and time of gas leaks during failure. These two parameters are also bigger in the distinguished cluster. The second cluster (17% of all cases) is formed by the failures of the lowest cost of gas losses and very high cost of failure removal. The second cluster was dominated by failures of older pipes made of steel and are characterized by long time of failure removal, what resulted in higher cost of failure removal. For such grouping the elements have influence the higher cost of materials and work machines, than in other clusters, at the same time with no significant costs of gas losses. The lowest costs incurred during failure occurred in the third cluster (11% of all cases) and the average in the fourth cluster, in which there are low cost of the gas losses and the average costs of failure removal. The fourth cluster is formed by the largest number of distinguished failures (68% of all cases) and the smallest variation within the group, what was demonstrated by a standard deviation in comparison to other clusters.

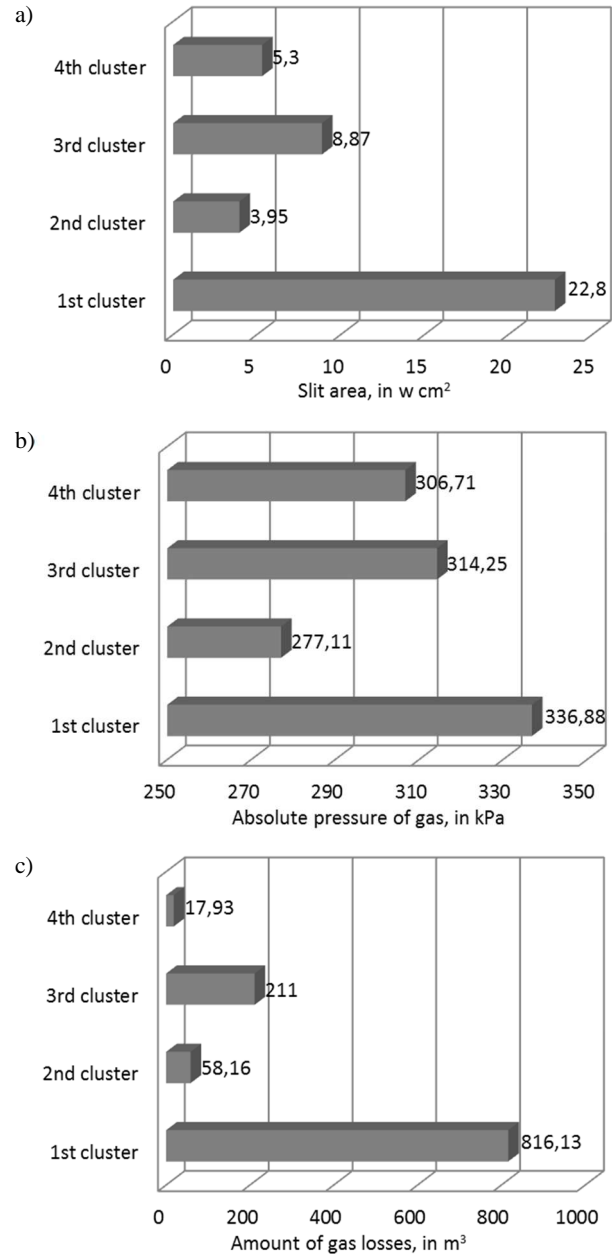


Fig. 3. Average characteristics of failure and the costs associated with their removal using the method of k-means: a) slit area, b) absolute pressure of gas, c) amount of gas losses, d) the duration of the failure, e) cost of gas losses, f) cost of failure removal

Rys. 3. Charakterystyka awarii oraz średnich kosztów związanych z ich usuwaniem z zastosowaniem metody k-średnich: a) powierzchnia szczeliny, b) ciśnienie absolutne gazu, c) ilość utraconego gazu, d) czas trwania awarii, w h, e) koszt utraconego gazu, f) koszty usunięcia awarii

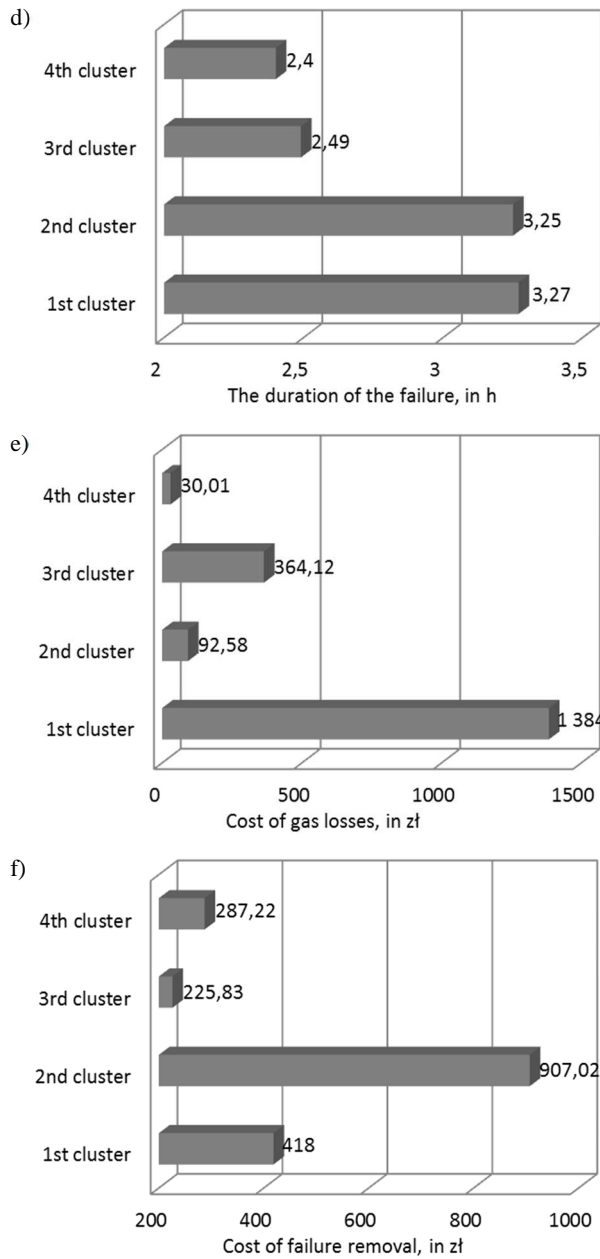


Fig. 3 (cont.). Average characteristics of failure and the costs associated with their removal using the method of k-means: a) slit area, b) absolute pressure of gas, c) amount of gas losses, d) the duration of the failure, e) cost of gas losses, f) cost of failure removal

Rys. 3 (cd.). Charakterystyka awarii oraz średnich kosztów związanych z ich usuwaniem z zastosowaniem metody k-średnich: a) powierzchnia szczeliny, b) ciśnienie absolutne gazu, c) ilość utraconego gazu, d) czas trwania awarii, w h, e) koszt utraconego gazu, f) koszty usunięcia awarii

## 4. Conclusion

Safe and reliable gas supply considerably is determined by failure occurrence. Assets of gas companies are largely formed by gas network, due to this fact it is crucial to decrease costs of gas infrastructure functioning together with supplying gas with appropriate parameters.

Therefore, the management of the gas supply system should be conducted in such way, as to include the detailed analysis of failures, what will ensure the reduction of losses incurred as a result of failure to a minimum.

The presented approach can be used to describe the cost and losses being a result of failure of gas network. It can provide information for comparison assessment between gas supply systems in regards to the cost and losses of failure occurrence on gas pipes.

The further research will indicate the dependence analysis between the failure parameters influencing the cost associated with the failure removal.

## Literature

- [1] Dieckhoener C., Lochner S., Lindenberger D.: Simulating the Effects of European Natural Gas Infrastructure Developments, *Oil Gas-European Magazine*, 36(4) 2010, pp. 174-185.
- [2] Hellwig Z.: *Zarys ekonometrii*, PWE, Warszawa 1973.
- [3] Lance G.N., Williams W.T.: A general theory of classificatory sorting strategies: II. Clustering systems, *The Computer Journal*, 10(3)1967, pp. 271-277.
- [4] Lance G.N., Williams W.T.: A general theory of classificatory sorting strategies, I. Hierarchical systems, *The Computer Journal*, 9(4)1967, pp. 373-380.
- [5] MacQueen, J. Some methods for classification and analysis of multivariate observations. *Proceedings of the Fifth Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability, Volume 1: Statistics*, 281-297, University of California Press, Berkeley, Calif., 1967.
- [6] Majid, Z.A., Mohsin, R., Yaacob, Z., Hassan, Z.: Failure analysis of natural gas pipes, (2010) *Engineering Failure Analysis*, 17 (4), pp. 818-837.
- [7] Marek T.: *Analiza skupień w badaniach empirycznych*. PWN, Warszawa 1989.
- [8] Rak J.: Metoda planowania remontów sieci wodociągowej na przykładzie miasta Krosna, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXI, z. 61 (1/14), 2014, s. 225-232. DOI:10.7862/rb.2014.15.
- [9] Shalaby, H.M., Riad, W.T., Alhazza, A.A., Behbehani, M.H.: Failure analysis of fuel supply pipeline, *Engineering Failure Analysis*, 13 (5)2006, pp. 789-796.
- [10] Urbanik M., Tchórzewska-Cieślak B.: Ecological aspects of the natural gas use, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXII, z. 62(1/15), s. 409-417. DOI: 10.7862/rb.2015.29.

- [11] Urbanik M., Tchorzewska-Cieślak B.: Podstawy analizy niezawodności funkcjonowania instalacji wykorzystujących gaz ziemny, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury - Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture. JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15), s. 419-431. DOI: 10.7862/rb.2015.30.
- [12] Ward J. H.: Hierarchical grouping to optimize an objective function, Journal of the American Statistical Association, 58(3)1963, pp. 236-244.

## **ZASTOSOWANIE METODY GRUPOWANIA KOSZTÓW ORAZ STRAT PONOSZONYCH W WYNIKU AWARII**

### **Streszczenie**

Bezpieczeństwo dostaw gazu ma decydujące znaczenie w zarządzaniu i eksploatacji infrastruktury gazowej. W ostatnich latach obserwowany rozwój systemu zaopatrzenia w gaz nie chroni przed wystąpieniem awarii na sieci gazowej. Sieć gazowa wymaga prawidłowej analizy jej funkcjonowania, ponieważ stanowi złożony system. Zakłady gazownicze są odpowiedzialne za dostarczanie konsumentom gazu w sposób niezawodny i bezpieczny. W artykule przedstawiono podejście do oceny kosztów i strat przy zastosowaniu analizy skupień. Takie porównanie może być pomocne w ocenie kosztów w różnych systemach dystrybucji gazu. Analiza została oparta na danych eksploatacyjnych uzyskanych od zakładów gazowniczych.

**Słowa kluczowe:** funkcjonowanie sieci gazowej, sieć gazowa, straty gazu, awaria sieci gazowej

*Przesłano do redakcji: 15.10.2016 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Lech LICHOLAI<sup>1</sup>  
Joanna KRASOŃ<sup>2</sup>  
Przemysław MIĄSIK<sup>3</sup>  
Aleksander STARAKIEWICZ<sup>4</sup>

## UDZIAŁ MATERIAŁU ZMIENNO-FAZOWEGO W PRACY ENERGETYCZNEJ PRZEGRODY KOLEKTOROWO-AKUMULACYJNEJ W PRZEJŚCIOWYCH WARUNKACH KLIMATYCZNYCH

W artykule przedstawiono analizę wybranych parametrów cieplnego funkcjonowania przegrody kolektorowo-akumulacyjnej modyfikowanej materiałem zmienno-fazowym. Badania przeprowadzono w komorze zewnętrznej w miesiącu kwietniu, uwzględniając rzeczywiste warunki klimatyczne: wartość promieniowania słonecznego i temperaturę zewnętrzną powietrza. W celu porównania wyników wykonano przegrodę referencyjną bez udziału materiału zmienno-fazowego. Podczas badań w komorze stabilizowano temperaturę wewnętrzną na poziomie 20°C. W badanej przegrodzie materiał zmienno-fazowy został wkomponowany w ścienny element ceramiczny, którym wypełniono połowę jego przestrzeni. Materiał ten usytuowano od strony zewnętrznej elementu, w celu uzyskania odpowiedniej temperatury wystarczającej do wystąpienia procesu przemiany fazowej. Przegroda kolektorowo-akumulacyjna posiada przeszklenie o współczynniku przenikania ciepła  $U = 0,6 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Analizując wpływ materiału zmienno-fazowego, autorzy przedstawili i porównali wartości gęstości strumienia ciepła na powierzchni przegród od strony wewnętrznej. Celem badań było określenie wpływu wartości promieniowania słonecznego na modyfikowaną przegrodę kolektorowo-akumulacyjną, w okresie przejściowym, w którym zazwyczaj występują zmienne warunki klimatyczne. Umieszczenie PCM od strony zewnętrznej w elementach ceramicznych, jako składowej przegród kolektorowo-akumulacyjnych, jest jednym z wariantów w prowadzonych badaniach. Dalszej analizie poddane zostaną inne rozwiązania usytuowania materiału zmienno-fazowego, w celu wybrania najkorzystniejszego wykorzystania tego materiału.

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Lech Lichołai, Politechnika Rzeszowska, Zakład Budownictwa Ogólnego, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel. 178651702; lechlich@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Joanna Krasoń, Politechnika Rzeszowska, Zakład Budownictwa Ogólnego, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel. 178651728; jkras@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Przemysław Miąsik, Politechnika Rzeszowska, Zakład Budownictwa Ogólnego, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel. 178651327; pmiasik@prz.edu.pl

<sup>4</sup> Aleksander Starakiewicz, Politechnika Rzeszowska, Zakład Budownictwa Ogólnego, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów; tel. 178651428; olekstar@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** PCM, ceramika, ściana kolektorowo-akumulacyjna, promieniowanie słoneczne, strumień ciepła

## 1. Wprowadzenie

Stosowanie materiałów zmienno-fazowych w zewnętrznych ścianach budynków, ma na celu zmniejszenie wahań temperaturowych między powietrzem zewnętrznym a wewnętrznym, w pomieszczeniach budynku. Badania potwierdzające korzystny wpływ materiałów zmienno-fazowych, prowadzone są w różnych ośrodkach naukowych. Jednak znaczący wpływ na możliwości wykorzystania PCM ma występujący klimat na danym obszarze. W gorącym klimacie, w okresie letnim przy występujących wysokich temperaturach, PCM ma za zadanie ograniczyć przepływ energii cieplnej do wewnątrz pomieszczeń. Alawadhi [1] w swoim artykule przedstawił analizę termiczną wykorzystując dwuwymiarowy model dla budynku wykonanego z cegły wypełnionej materiałem zmienno-fazowym. PCM został umieszczony w otworach cylindrycznych m.in. w środkowej części elementu. W badaniach uwzględniono lokalizację, rodzaj i ilość PCM. Wyniki potwierdzają redukcję strumienia ciepła o 17,55% na powierzchni wewnętrznej ściany, przy lokalizacji PCM w środkowej części elementu oraz trzech cylindrach wypełnionych materiałem zmienno-fazowym.

Obszar Morza Śródziemnego charakteryzuje się również w okresie pór ciepłych wysokimi temperaturami, co przyczynia się do zwiększenia zapotrzebowania na energię chłodzącą. Principi i Fioretti [2] w artykule przedstawili między innymi wyniki badań doświadczalnych oraz teoretycznych ściany ceramicznej wypełnionej materiałem zmienno-fazowym. PCM został wprowadzony do jednej szczeliny pustaka od strony zewnętrznej. Pozostałe szczeliny pozostawiono bez zmian. Podczas dobowej analizy stwierdzono zmniejszenie wahań w przepływie ciepła do wewnątrz pomieszczenia o około 25% i opóźnienie maksymalnego przepływu ciepła o około 6 godzin. Średni błąd między badaniami teoretycznymi a doświadczalnymi wynosił 4,6%. Autorzy również potwierdzili, że warunki klimatyczne, rodzaj PCM, oraz warunki wewnętrzne mają znaczący wpływ na zachowanie się materiału zmienno-fazowego.

Silva i Vicente [3] porównali w warunkach laboratoryjnych ścianę ceramiczną izolowaną termicznie ze ścianą modyfikowaną materiałem zmienno-fazowym, izolowaną termicznie oraz bez izolacji. Materiał zmienno-fazowy został umieszczony w pojemniku stalowym i wprowadzony do elementu murowego. Badania były prowadzone przez osiem dni z założonymi warunkami zewnętrznymi występującymi w Portugalii. Wyniki potwierdziły zmniejszenie wahań temperatury w ścianie z PCM. Największa redukcja o 80% wystąpiła w ścianie z materiałem zmienno-fazowym i izolacją termiczną. Równocześnie nastąpiło przesunięcie maksymalnej temperatury o trzy godziny w porównaniu ze ścianą bez PCM.

Wang i inni [4] w swoim artykule przedstawili wyniki badań porównawczych przeprowadzonych w warunkach polowych, dla trzech pór roku w Szanghaju. Badania zostały przeprowadzone w komorze zewnętrznej o wymiarach 3,25 m x 3,86 m x 2,91 m, w której porównano ścianę modyfikowaną materiałem zmienno-fazowym do ściany wykonanej z cegły ceramicznej. Zawartość PCM w cegle wynosiła 70%. W okresie letnim stwierdzono, że temperatura na powierzchni ściany wewnętrznej zmniejszyła się 0,2°C i wystąpiła o około 2 h później niż w tradycyjnej ścianie. W przypadku okresu jesienno-zimowego, temperatury w ścianie występowały w zakresie przemiany fazowej PCM oraz wahania temperatur zostały znacznie zredukowane. W okresie zimowym nastąpiła redukcja ogrzewania w przedziale od 10 ÷ 30%.

W klimacie umiarkowanym, okres przejściowy charakteryzuje się znacznymi wahaniami temperatur, co wpływa niekorzystnie na komfort termiczny w pomieszczeniach w budynku. Zastosowanie materiałów zmienno-fazowych w strukturze ściany zewnętrznej ma na celu zmniejszenie fluktuacji temperatur.

Heim [5] w artykule przedstawił między innymi analizę symulacji komputerowej przegrody zewnętrznej, składającej się z kompozytu ceramicznego i PCM oraz warstwy transparentnej umieszczonej od strony zewnętrznej. Przegroda została usytuowana na elewacji południowej rozważanego budynku. Do analizy wybrano parametry zewnętrzne od początku marca do końca listopada dla miasta Warszawa. W wyniku analizy Autor stwierdził, że najlepszy efekt zmniejszenia wahań temperatur uzyskano w okresie przejściowym, czyli wiosną i jesienią. Również w zimie widoczny jest efekt akumulacji ciepła utajonego. Nie zauważono efektu wpływu PCM na przegrodę w okresie letnim.

W powyższych szerokościach geograficznych również proponuje się zastąpienie części grubości elementów masywnych w przegrodzie zewnętrznej, materiałami zmienno-fazowymi. W artykule [6] Chwieduk przedstawiła symulację numeryczną przegrody zewnętrznej złożonej z kilku warstw, w strukturę której wprowadzono panel PCM. Parametry zewnętrzne przyjęto dla 12 dni uśrednionych z całego roku dla Warszawy. W analizie porównano przegrody, w których założono od zewnątrz warstwę konstrukcyjną lub termoizolacyjną oraz od wewnątrz płytę z PCM gr. 1 cm. Analiza wykazała, że warstwa izolacji termicznej gr. 25 cm z panelem PCM gr. 1,5 cm może dać podobny komfort cieplny w pomieszczeniu, jak tradycyjna ściana zewnętrzna złożona z warstwy pustaka ceramicznego gr. 25 cm oraz izolacji termicznej gr. 20 cm.

Podobną analizę z wykorzystaniem paneli PCM przeprowadzono dla przegród zewnętrznych przezroczystych. W artykule [7] Chwieduk stwierdziła, że dla warunków występujących w Polsce w warstwie PCM w okresie zimowym nie zaistniały warunki dla przemiany fazowej. Alternatywą dla przeszklenia w przypadku stosowania kompozytów PCM w przegrodzie zewnętrznej przezroczystej, może być izolacja transparentna.

W artykule [8] Musiał przedstawił wyniki badań wpływu rolety wewnętrznej, modyfikowanej materiałem zmienno-fazowym, usytuowanej za przegrodą



przezroczystą. Badania potwierdzają obniżenie szczytowych wartości temperatury w przestrzeni, znajdującej się za badaną roletą.

Przedstawione przykłady zastosowania PCM w różnych warunkach klimatycznych skłaniają do dalszych badań z wykorzystaniem materiałów zmienno-fazowych, również na obszarze Polski.

## 2. Metodyka badań

Badania przeprowadzono w jednej z komór badawczych, usytuowanych na terenie Politechniki Rzeszowskiej (Rys.1). W komorze od strony południowej, wykonano dwie przegrody kolektorowo - akumulacyjne, z których jedna została zmodyfikowana materiałem zmienno-fazowym. Przegrody o wymiarach 0,5×1,5 m zostały oddzielone od siebie izolacją termiczną (Rys.2). W komorze stabilizowano temperaturę wewnętrzną na poziomie 20°C. Parametry zewnętrzne wykorzystane do analizy przedmiotowej przegrody (m.in. całkowite promieniowanie słoneczne, temperatura zewnętrzna), rejestrowano w stacji meteorologicznej, usytuowanej w pobliżu badanej komory. Do analizy zostały uwzględnione dane z okresu przejściowego miesiąca kwietnia 2016 roku.



Rys. 1. Zewnętrzne komory badawcze na terenie Politechniki Rzeszowskiej

Fig. 1. External test chambers in the University Technology of Rzeszow



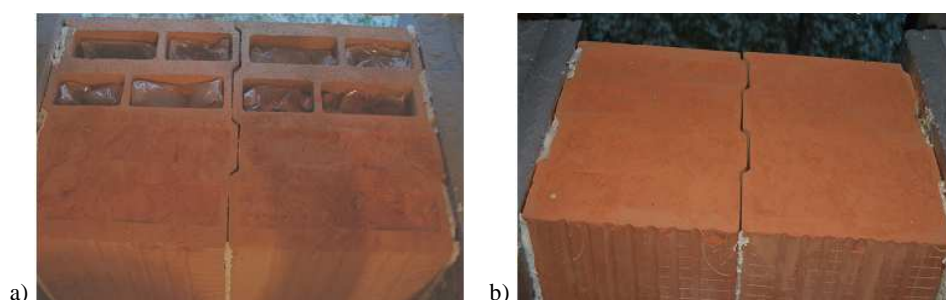
Rys. 2. Widok ścian od strony wewnętrznej

Fig. 2. A view the walls from the inner side

### 2.1. Rodzaj badanej przegrody

Zmodyfikowana przegroda kolektorowo-akumulacyjna składa się z dwóch warstw. Od strony zewnętrznej przegrody zastosowano przeszklenie o współczynniku przenikania ciepła  $U_g = 0,6 \text{ W/m}^2\text{K}$  oraz współczynniku całkowitej przepuszczalności energii promieniowania słonecznego  $g = 50\%$ . Warstwę murową stanowi zmodyfikowany pustak ceramiczny. W dwa pierwsze rzędy szczelin w elemencie, od strony zewnętrznej wprowadzono PCM. Szerokość szczelin wynosi 37 mm. Do badań wykorzystano parafinę o wysokiej pojemno-

ści ciepła, którą zamknięto w folii polietylenowej, tak aby podczas przemiany fazowej nie doszło do wycieku PCM w strukturę elementu ceramicznego. W celu zwiększenia akumulacyjności cieplnej elementu murowego, pozostałe dwie szczeliny wypełniono zagęszczoną mączką ceglana. Chcąc uzyskać wyłącznie wpływ PCM na przepływ strumienia ciepła w przegrodzie, przygotowano ścianę referencyjną bez materiału zmiennie-fazowego. Wszystkie szczeliny pustaka ceramicznego zostały wypełnione zagęszczoną mączką ceglana (Rys.3).



Rys. 3. Widok zmodyfikowanych pustaków ceramicznych: a) z PCM, b) bez PCM

Fig. 3. A view the modified ceramic blocks: a) with PCM b) without PCM

Aby uzyskać jak największą absorpcję energii cieplnej z promieniowania słonecznego, powierzchnię zewnętrzną obydwu ścian pokryto warstwą farby w kolorze czarnym.

Podstawowe parametry materiałów wchodzących w skład elementu murowego przedstawiono w tabeli 1.

Wartość współczynnika przewodzenia ciepła oraz gęstość mączki ceglanej podano na podstawie danych uzyskanych w laboratorium Politechniki Rzeszowskiej. Równocześnie, lambda zastępcze dla pustaka z PCM wynosi  $\lambda=0,225$  W/mK, natomiast dla pustaka bez materiału zmiennie-fazowego wynosi  $\lambda=0,220$  W/mK.

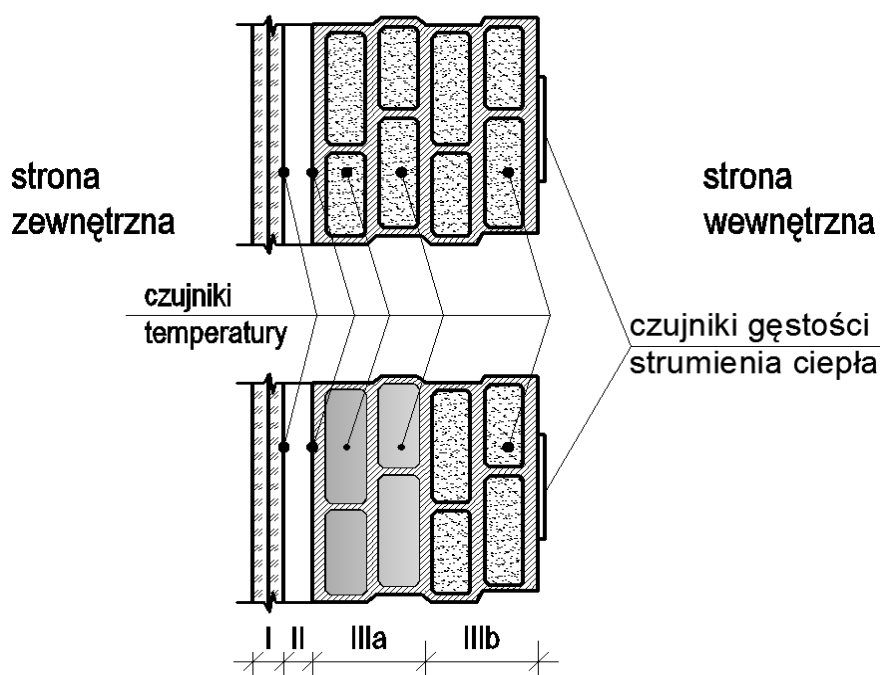
Tabela 1. Wybrane właściwości materiałów wchodzących w skład elementu murowego

Table 1. Selected properties of the materials included in the masonry element

Materiał	Gęstość [kg/m <sup>3</sup> ]	Temp. topnienia [°C]	Temp. krzepnięcia [°C]	Ciepło właściwe [kJ/kgK]	Ciepło utajone [kJ/kg]	Wsp. przew. ciepła [W/mK]
Czerep ceramiczny	885	-	-	1,0	-	0,266
Parafina - stała - ciekła	880 770	22-26	26-22	2,0	230	0,2
Mączka ceglana	1418	-	-	-	-	0,185

## 2.2. Aparatura

Do badań wykorzystano czujniki temperatury oraz płytowe mierniki przepływu ciepła. Czujniki zostały podłączone do systemu aktywizacji danych. Pomiar rejestrowano co 5 minut. Miejsca, w których usytuowano czujniki w przegrodzie przedstawiono na rysunku 4.

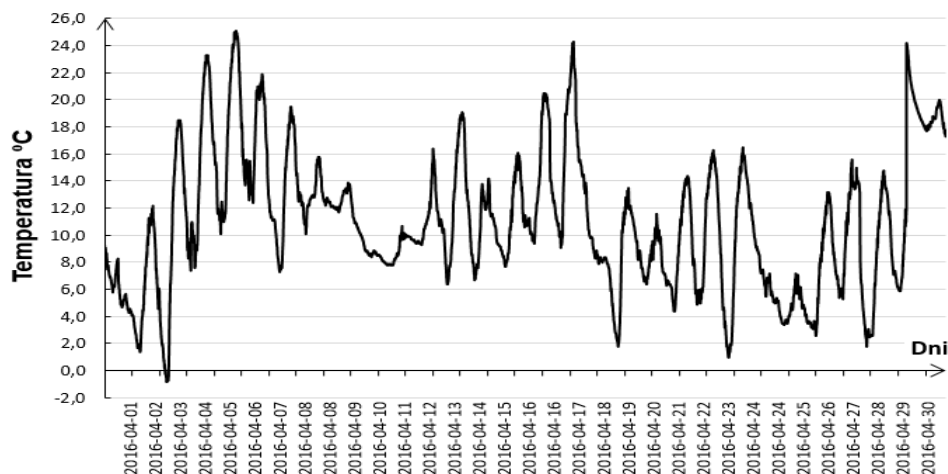


Rys. 4. Schemat przegrody badawczej bez i z materiałem zmienno-fazowym. I – przeszklenie, II – pustka powietrzna, IIIa – szczeliny wypełnione PCM w elemencie ceramicznym, IIIb – szczeliny wypełnione mączką ceglana w elemencie ceramicznym

Fig. 4. Scheme of the wall without and with phase change material. I – glazing, II – air gap, IIIa – gaps filled PCM in the ceramic element, IIIb – gaps filled ceramic powder in the ceramic element

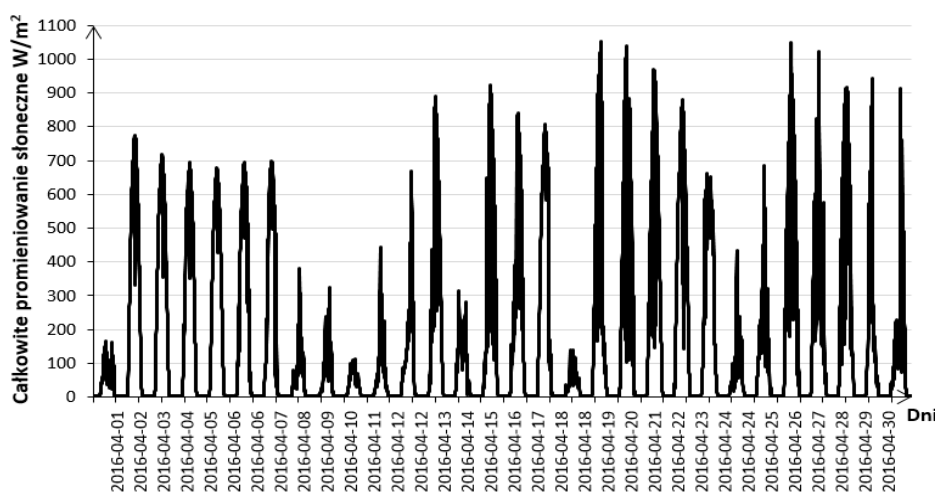
## 3. Wyniki i analiza badań

Miesiąc kwiecień 2016 roku charakteryzował się znacznymi wahaniami temperatur w ciągu dnia i nocy (Rys.5). Minimalna temperatura wyniosła  $-0,8^{\circ}\text{C}$ , maksymalna:  $+25,1^{\circ}\text{C}$ . W większość nocy temperatura spadała poniżej  $+10^{\circ}\text{C}$ . Równocześnie omawiany kwiecień cechował się przewagą dni słonecznych (Rys.6). Maksymalna wartość całkowitego promieniowania słonecznego wyniosła  $1052 \text{ W/m}^2$ . Podczas operacji słonecznej, suma całkowitego promieniowania słonecznego wyniosła około  $113,0 \text{ kWh/m}^2$ .



Rys. 5. Temperatura powietrza zewnętrznego w miesiącu kwietniu 2016 roku

Fig. 5. External air temperature in the month of April 2016 years

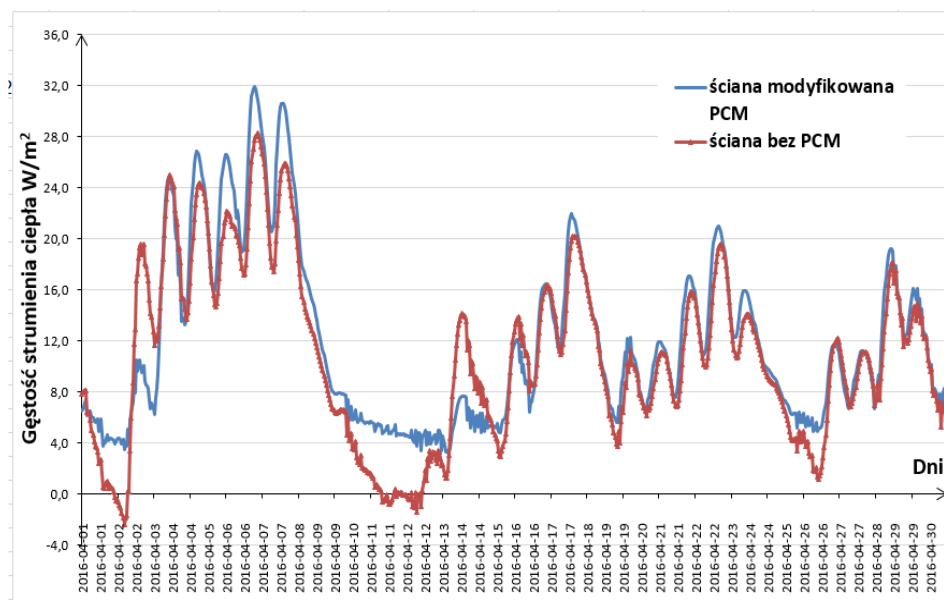


Rys. 6. Całkowite promieniowanie słoneczne w miesiącu kwietniu 2016 roku

Fig. 6. Total solar radiation in the month of April 2016 years

W analizie uwzględniono wartości strumienia ciepła od strony wewnętrznej powierzchni ściany (Rys.7). Średnia wartość miesięczna strumienia ciepła przenikającego do pomieszczenia, była nieznacznie wyższa dla przegrody zmodyfikowanej materiałem zmienno-fazowym i wynosiła  $11,9 \text{ W/m}^2$ . Dla przegrody bez PCM wartość ta wyniosła  $10,7 \text{ W/m}^2$ . Jednak przy wartościach minimalnych różnica w strumieniu ciepła między przegrodami wyniosła  $5,5 \text{ W/m}^2$  - korzyst-

niej dla przegrody z PCM. W przegrodzie modyfikowanej przez cały okres kwietnia, przepływ strumienia był w kierunku pomieszczenia komory.



Rys. 7. Rozkład gęstości strumienia ciepła dla badanych przegród

Fig. 7. Heat flux density for the tested barriers

Po okresie kilku dni słonecznych następujących po sobie, maksymalna różnica wartości gęstości ciepła między przegrodami wyniosła ponad  $4 \text{ W/m}^2$ , z korzyścią dla zmodyfikowanej przegrody. Przez kolejne cztery dni pochmurne występujące po długim czasie nasłonecznienia, w ścianie z materiałem zmienno-fazowym w dalszym ciągu strumień ciepła przenikał do pomieszczenia wewnętrznego i ustabilizował się na poziomie około  $5 \text{ W/m}^2$ . W tym samym okresie w ścianie bez PCM pojawiły się niewielkie straty ciepła. W całym miesiącu trend pracy przegrody jest utrzymany, co świadczy o powtarzalności cyklu pracy zmodyfikowanej przegrody.

#### 4. Wnioski

W przeprowadzonej analizie uwzględniono miesiąc kwiecień, czyli okres przejściowy, który na obszarze Polski najczęściej charakteryzuje się znacznymi wahaniami temperatur w ciągu dnia i nocy. Po przeanalizowaniu całego miesiąca, wartość strumienia ciepła jest korzystniejsza dla przegrody modyfikowanej materiałem zmienno-fazowym. W pierwszych dniach słonecznych przegroda bez PCM nagrzewa się szybciej, przekazując energię ciepłą do komory. Jednak

przy dłuższym okresie działania promieniowania słonecznego, w ścianie modyfikowanej materiałem zmienno - fazowym wartość przepływu ciepła do pomieszczenia jest większa i wydłuża się w czasie. Ten korzystny nadmiar ciepła jest dostarczany podczas dni pochmurnych następujących po okresie słonecznym i wpływa na zmniejszenie wahań temperaturowych w przylegającym pomieszczeniu.

Dotychczasowe badania potwierdzają możliwość zastosowania materiałów zmienno-fazowych w elementach ściennych. Wkomponowanie ich zwiększa pojemność cieplną materiałów budowlanych, a tym samym następuje ograniczenie strat ciepła z pomieszczeń oraz poprawa komfortu ich użytkowania w budynku.

### Literatura

- [1] Alawadhi E.M.: Thermal analysis of a building brick containing phase change material, *Energy and Buildings*, vol. 40, 2008, pp. 351-357.
- [2] Principi P., Fioretti R.: Thermal analysis of the application of pcm and low emissivity coating in hollow bricks, *Energy and Buildings*, vol. 51, 2012, pp. 131-142.
- [3] Silva T., Vicente R., Soares N., Ferreira V.: Experimental testing and numerical modelling of masonry wall solution with PCM incorporation: A passive construction solution, *Energy and Buildings*, vol. 49, 2012, pp. 235-245.
- [4] Wang X., Yu H., Li L., Zhao M.: Experimental assessment on the use of phase change materials (PCMs)-bricks in the exterior wall of a full-scale room, *Energy Conversion and Management*, vol. 120, 2016, pp. 81-89.
- [5] Heim D., Isothermal storage of solar energy in building construction, *Renewable Energy*, vol. 35, 2010, pp. 788-796.
- [6] Chwieduk D. A., Dynamics of external wall structures with a PCM (phase change materials) in high latitude countries, *Energy*, vol. 59, 2013, pp. 301-313.
- [7] Chwieduk D. A., Wybrane przykłady zastosowania materiałów PCM w budownictwie, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXII, z. 62 (2/15), kwiecień-czerwiec 2015, s. 29-38.
- [8] Lichołai L., Musiał M.: Wpływ organicznych materiałów zmienno-fazowych na efektywność energetyczną przegrody przezroczystej, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXIII, z. 63 (4/16), październik-grudzień 2016, s. 329-337.

### THE IMPACT OF A PHASE CHANGE MATERIAL ON THE ENERGY PERFORMANCE OF THERMAL STORAGE WALLS IN TRANSITIONAL CLIMATIC CONDITIONS

#### Summary

The article presents the analysis of selected parameters of thermal performance of thermal storage walls modified with a phase-change material (PCM). The tests were carried out in April, in an outdoor chamber, taking into account the actual climatic conditions: the value of solar

radiation and the outdoor air temperature. A reference wall without PCM has been set up in order to compare the test results. During the tests, the internal temperature of the chamber was kept at 20°C. The PCM in the tested chamber was integrated into the ceramic element of the wall and filled half of the element's area. The PCM was placed on the outer side of the element in order to have a suitable temperature sufficient for a phase change process to occur. The thermal storage wall has a glazing with a heat transfer coefficient of  $U = 0.6 \text{ W/m}^2\text{K}$ . While analysing the impact of the PCM, the authors presented and compared the density of the heat flux on the internal side of the walls surface. The aim of the study was to determine the impact of solar radiation value on the modified thermal storage wall during a transitional period, when changing climatic conditions are quite common. Placing PCM on the outer side of the ceramic elements, as a component of the thermal storage walls, is one of the options applied in the carried out tests. Other PCM arrangement solutions will be the subject of further studies in order to select the most beneficial use of this material.

**Key words:** PCM, ceramics, thermal storage wall, solar radiation, heat flux

*Przesłano do redakcji: 1.03.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*

Bartosz MILLER<sup>1</sup>  
Grzegorz PIĄTKOWSKI<sup>2</sup>  
Dominika ZIAJA<sup>3</sup>  
Leonard ZIEMIAŃSKI<sup>4</sup>

## DYNAMIC MEASUREMENTS OF GROT-ROWECKI BRIDGE IN WARSAW

The paper precisely describes the measurement set-up, location of all measurement and excitation points used during the dynamic measurements of Grot-Rowecki Bridge in Warsaw, Poland. Measurement equipment as well as all the obtained results in a form of pairs of related eigenfrequencies and eigenforms are presented in this article.

**Keywords:** dynamics, modal analysis, steel bridge

### 1. Introduction

The Grot-Rowecki Bridge is actually a set of two identical steel bridges, each allowing traffic in opposite direction. The north bridge is in reconstruction since 2009, apart from renewal and repair the bridge deck will be expanded by two additional traffic lanes located on a new cantilevers on both sides of the original bridge. The need to install additional parts caused many questions about their behavior (strength, serviceability). It was required to determine e.g. the fatigue strength of the connection between rib, girder, deck plate and the attached new element.

The paper presents measurements of the dynamic characteristics of a selected part of reconstructed bridge, commissioned in order to provide information to other research. During the measurements the bridge was still under reconstruction, e.g. the cantilevers for new lanes were not installed on

---

<sup>1</sup> Autor do korespondencji / corresponding author: Bartosz Miller, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. (0-17)8651532, bartosz.miller@prz.edu.pl

<sup>2</sup> Grzegorz Piątkowski, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. (0-17)8651494, pgrzes@prz.edu.pl

<sup>3</sup> Dominika Ziaja, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. (0-17)8651618, dziaja@prz.edu.pl

<sup>4</sup> Leonard Ziemiański, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. (0-17)8651353, ziele@prz.edu.pl



a whole bridge and the bituminous surface was not yet spread. The measurements were performed only on one, repeatable (with some major changes) section of the bridge, with the cantilevers already attached. The aim of examination was to receive frequencies and damping coefficients of one appointed bridge section and determination of displacement of cantilever part of the bridge.

The measured signals were recorded in 24 measurement points, the vibrations were excited either by a 5 kg modal hammer or by a passing of a 32000 kg truck (going in turns in both directions, with different speeds). The measured values were accelerations and, in case of application of modal hammer, also the excitation force. The obtained signals were analyzed and the frequencies and forms of one bridge section were obtained.

## **2. The measurement set-up and the measurements**

### **2.1. The excitation**

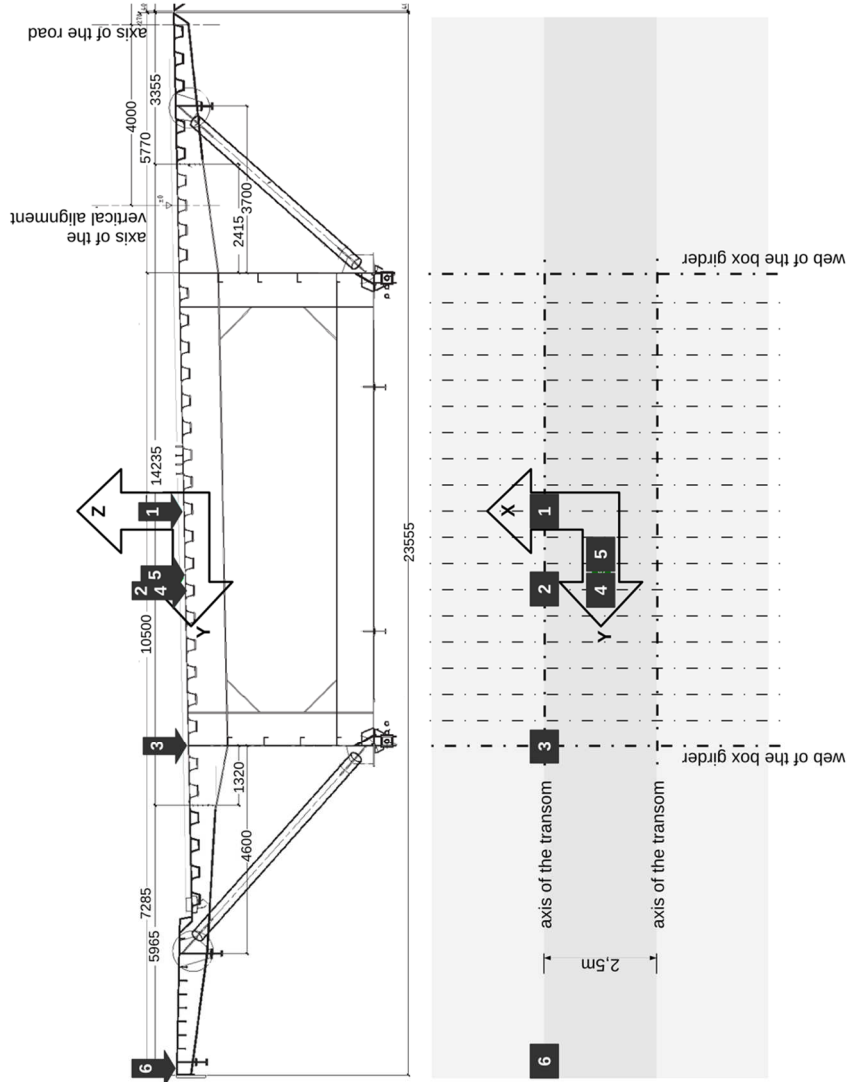
The vibrations of the bridge and/or its elements were excited by a modal hammer or by a passing truck. The modal hammer applied was a PCB Piezotronics 5.5 kg hammer type 086D50, with the sensitivity of 0.23 mV/N and hard or soft tip (both were applied during the measurements).

The impulse excitation was applied in Z direction (vertical), in turns in six points shown in Fig. 1. Each saved measurement was an average of 10 auxiliary measurements, each being measured after separate impulse excitation. The number of auxiliary measurements averaged to give one final measurement was an implication of the time constrains, since the dynamic measurements had to be performed in the gaps between consequent static tests.

The other excitation type was a passing 32000 kg truck, see Fig 2. During the measurements the truck was passing through the bridge section being observed with different velocities, directions, with constant velocity or braking sharply. The vibrations of the bridge were recorded during 12 passes, among them 5 in the east direction (velocities: 5 km/h, 10 km/h, 30 km/h, 40 km/h and 50 km/h), 5 in the west direction (velocities as above), one in reverse gear in the east direction and one in the east direction with sharp braking.

### **2.2. Measuring equipment**

The measuring set-up consisted of a recorder/analyser and 24 accelerometers. As a recorder/analyser multi-channel Scadas Mobile by LMS International was applied (see Fig. 3), giving the possibility to conduct both experimental and operational modal analysis [1, 2] using PolyMAX algorithm.



Rys. 1. Lokalizacja punktów wymuszenia (wymuszenie młotkiem modalnym)

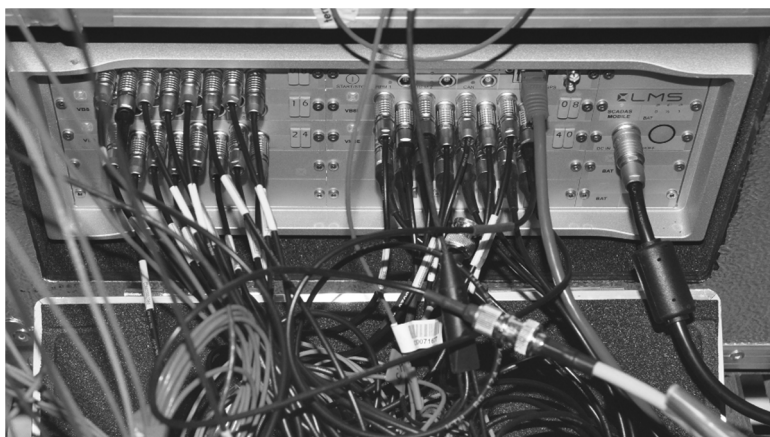
Fig. 1. Impulse excitation points

The recorded acceleration signals after the transformation into the frequency domain were in 0–50 Hz range with a resolution of 0.04883 Hz.



Rys. 2. Samochód ciężarowy wykorzystywany do wzbudzenia drgań mostu

Fig. 2. Passing truck



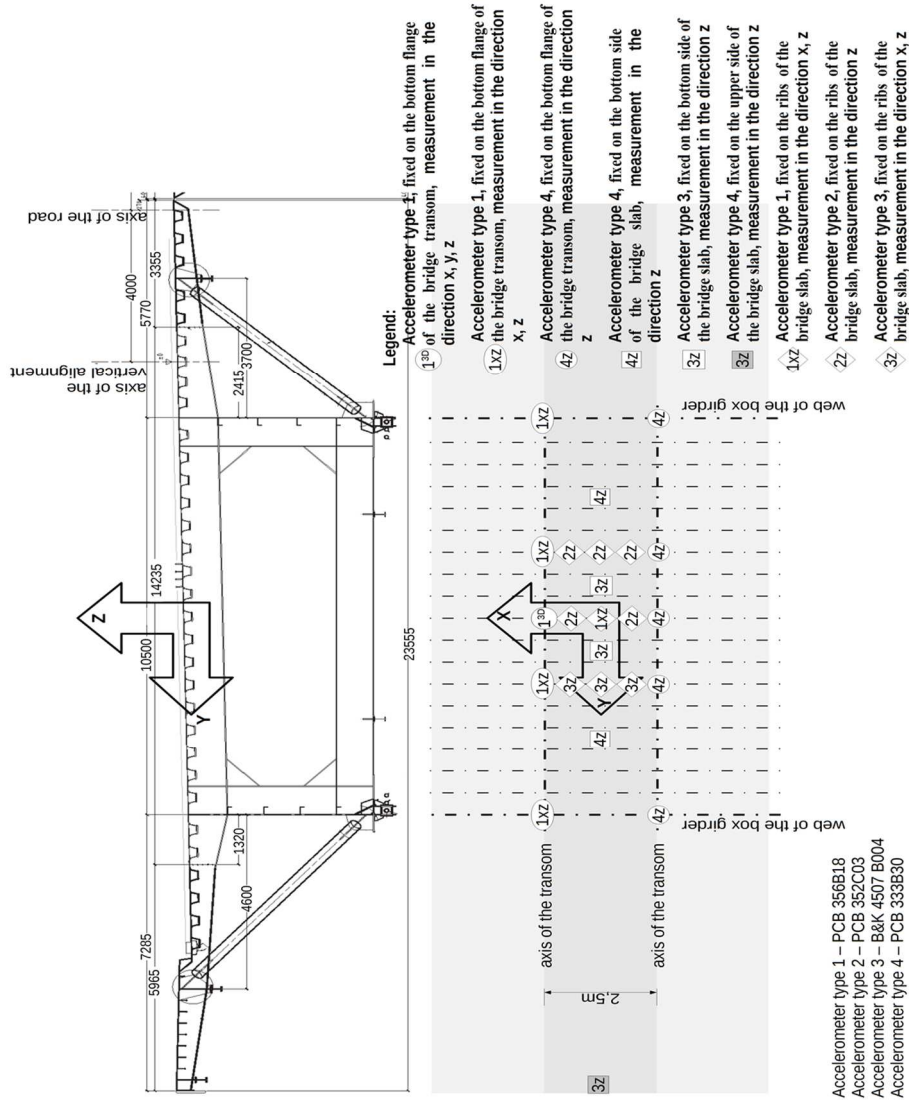
Rys. 3. Wielokanałowy rejestrator/analizator Scadas Mobile firmy LMS International

Fig. 3. Multi-channel Scadas Mobile signal recorder/analyser by LMS International

The accelerometers applied during measurements were:

- type 1: tri-axial accelerometers (3-D) by PCB Piezotronics, model T356B18, sensitivity 1000 mV/g, measuring range 0.3–5000 Hz,
- type 2: one-axial accelerometers (1-D) by PCB Piezotronics, model T352C03, sensitivity 10 mV/g measuring range 0.3–15000 Hz
- type 3: one-axial accelerometers (1-D) by B&K, model 4507 B004, sensitivity 98 mV/g measuring range 0.3–6000 Hz
- type 4: one-axial accelerometers (1-D) by PCB Piezotronics, model T333B30, sensitivity 100 mV/g, measuring range 0.5–3000 Hz.

Altogether 31 acceleration signals were measured (six 3-D and 18 1-D accelerometers, some 3-D accelerometers were measuring in three and some in two perpendicular directions).



Rys. 4. Rozmieszczenie punktów pomiarowych

Fig. 4. Location of measurement points

### 2.3. Location of measurement points

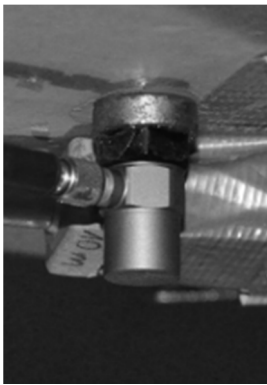
The vibrations were measured in 24 measurement points (in one, two or three directions) shown in Fig. 4:

- on the bottom flange of the rib of bridge slab (see Fig. 5 and Fig. 6),
- on the bottom flange of the bridge transom (see Fig. 7),

- on the bottom side of bridge slab (see Fig. 8),
- on the upper side of bridge slab.

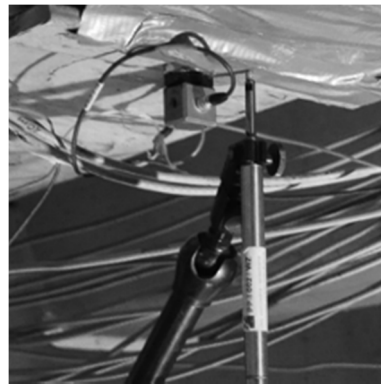
Fig. 4 shows, apart from the location of measurement points, also types of adopted accelerometers and measurement directions. The applied set of coordinates X, Y, Z is shown in Fig. 4:

- X direction: horizontal, along the main axis of the bridge
- Y direction: horizontal, perpendicular to the main axis of the bridge
- Z direction: vertical.



Rys. 5. Jednoosiowy czujnik przyspieszeń zamocowany na dolnej półce żebra

Fig. 5. 1-D accelerometer fixed on the bottom flange of the rib



Rys. 6. Trójosiowy czujnik przyspieszeń zamocowany na dolnej półce żebra

Fig. 6. 3-D accelerometer fixed on the bottom flange of the rib



Rys. 7. Trójosiowy czujnik przyspieszeń zamocowany na dolnej półce poprzecznicy

Fig. 7. 3-D accelerometer fixed on the bottom flange of the bridge transom

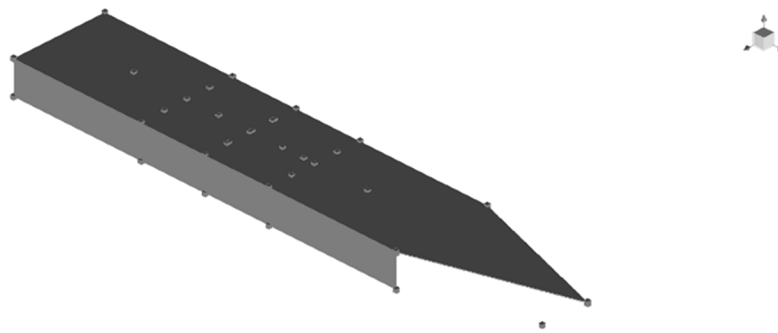


Rys. 8. Jednoosiowy czujnik przyspieszeń zamocowany od spodu płyty pomostu

Fig. 8. 1-D accelerometer fixed on the bottom side of the bridge slab

### 3. Results of modal analysis

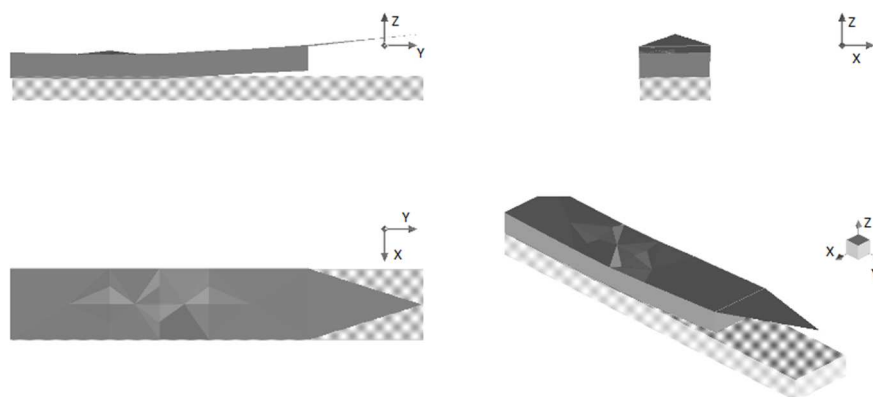
Results of modal analysis for all type of excitation are collected in Table 1. Presented results were obtained using commercial code TestLab by LMS International with PolyMAX algorithm [3, 4]. Modal shape visualizations were obtained for geometrical model of examined element (slab panel, transom) shown in Fig. 9. The first six modes obtained from measurements done during one pass of a truck are presented in Fig. 10 through Fig. 15. The numbering of modal shapes corresponds to Table 1.



Rys. 9. Model geometryczny

Fig. 9. Geometrical model

The first few modal forms are associated with vibrations of a whole bridge, but in some of them different behavior of ribs can be noticed. The biggest displacements of cantilever are visible in eigenmodes with natural frequencies in the range 12–25 Hz. Above 25 Hz the horizontal component of vibration of bottom flange of transoms is noticeable.



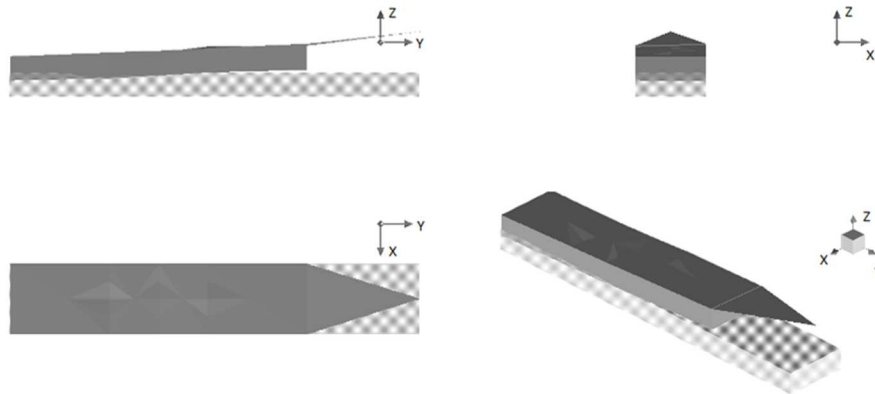
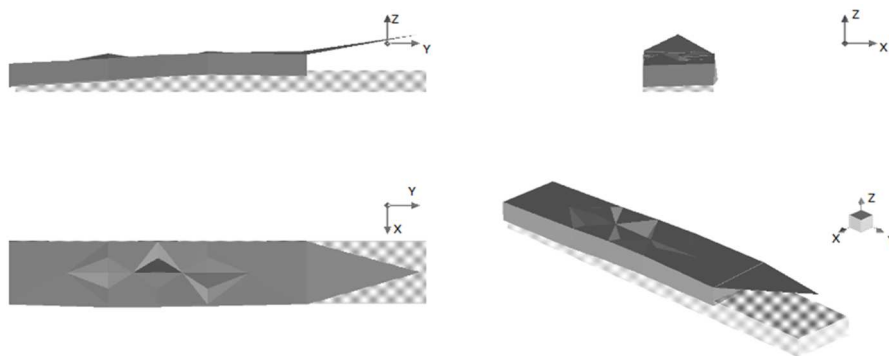
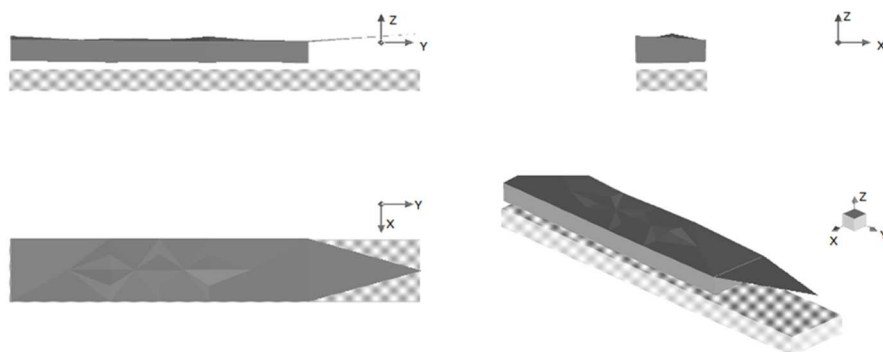
Rys. 10. Pierwsza postać drgań dla  $f=1.40$  Hz, maksymalne przemieszczenie w pionie

Fig. 10. First modeshape for  $f=1.40$  Hz, maximum displacement in the direction of „+Z”

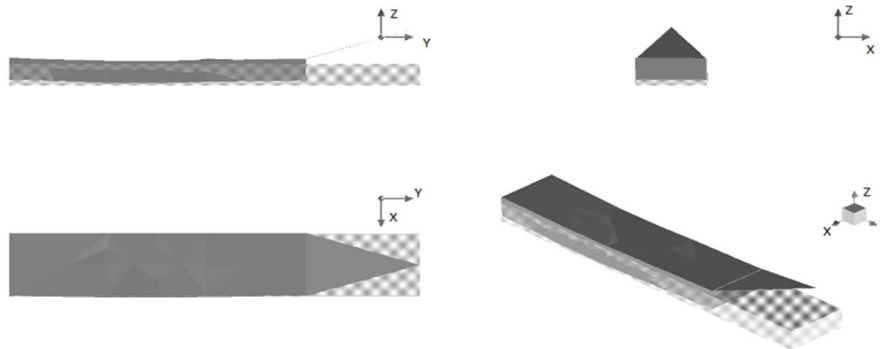
Tabela 1. Częstotliwości drgań i współczynniki tłumienia

Table 1. Eigenfrequencies and damping coefficients

Excitation by a truck					Impulse excitation	
Single passing			All passings			
No.	Frequencies [Hz]	Damping coefficient [%]	Frequencies [Hz]	Damping coefficient [%]	Frequencies [Hz]	Damping coefficient [%]
					1,30	0,28
1	1,40	0,68	1,40	0,57	1,45	0
2	2,05	0,38	2,10	0,24	2,10	0,08
3	2,50	0,01				
4	3,40	0,17	3,60	1,16		
			4,10	0,89	4,15	0,03
			10,05	0,36		
			12,90	0,15	12,95	1,08
5	13,15	0,07	13,30	0,07		
6	17,20	0,22				
7	17,70	0,11				
			18,75	0,08		
8	19,45	0,23			19,10	0,22
			20,00	0,03		
9	21,40	0,47			21,25	0,55
10	21,70	0,07	22,00	0,18	22,00	0,53
			22,60	0,08	22,60	0,17
			22,80	0,15		
11	23,55	0,18				
			24,85	0,05	24,05	1,12
12	25,45	0,05				
13	25,70	0,04	25,65	0,15		
			26,10	0,07	26,10	3,19
14	26,50	0,18	26,55	0,05		
			27,15	0,18		
			27,60	0,03		
			28,00	0,04	28,00	0,13
					28,55	0,92
15	29,00	0,01	29,55	0,18	29,30	0,44
16	30,20	0,01	30,10	0,11		
			31,40	0,56	31,50	2,7
					31,55	3,09
			31,95	0,08		
17	32,45	0,03			32,30	0,74
			33,35	0,04	33,30	0,48
			34,00	0,04	33,70	0,61
			34,50	0,24	34,85	0,13
					34,95	0,12
			35,80	0,03	35,75	0,65
					36,55	0,67
18	38,55	0,06	38,50	0,04	38,35	0,7
			39,10	0,01	39,75	0,16
					41,10	0,89
					41,35	1,16
					41,55	0,53
19	42,65	0,08	42,75	0,05		
20	42,90	0,12				
					43,20	0,49
					44,75	0,22
			45,65	0,02	45,70	1,04
			46,60	0,01		

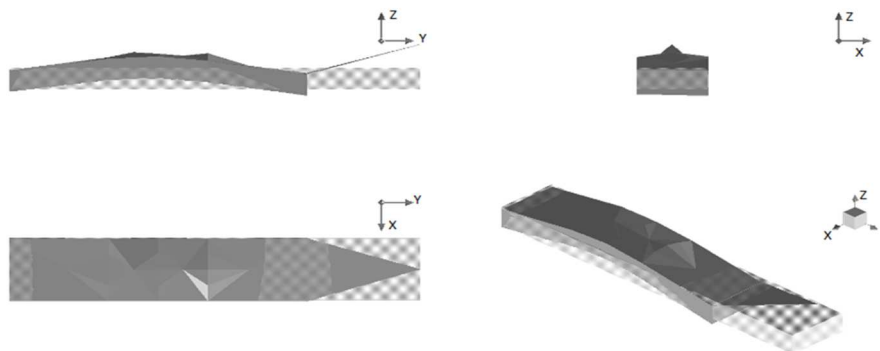
Rys. 11. Druga postać drgań dla  $f=2,05$  Hz, maksymalne przemieszczenie w pionieFig. 11. Second modeshape,  $f=2,05$  Hz, maximum displacement in the direction of „+Z”Rys. 12. Trzecia postać drgań dla  $f=2,50$  Hz, maksymalne przemieszczenie w pionieFig. 12. Third modeshape,  $f=2,50$  Hz, the maximum amplitude in the direction of „+Z”Rys. 13. Czwarta postać drgań dla  $f=3,40$  Hz, maksymalne przemieszczenie w pionieFig. 13 Fourth modeshape,  $f=3,40$  Hz, the maximum amplitude in the direction of „+Z”





Rys. 14. Piąta postać drgań dla  $f=13,15$  Hz, maksymalne przemieszczenie w pionie

Fig. 14. Fifth modeshape,  $f=13,15$  Hz, the maximum amplitude in the direction of „+Z”



Rys. 15. Szósta postać drgań dla  $f=17,20$  Hz, maksymalne przemieszczenie w pionie

Fig. 15. Sixth modeshape,  $f=17,20$  Hz, the maximum amplitude in the direction of „+Z”

#### 4. Final remarks

According to the data presented in Table 1 there are some differences of eigenfrequencies obtained from measurements involving impulse excitation and the excitation by a truck.

It should be emphasized, that the measurements were rather complex and the measuring time was limited. The examined structure was only a small part of whole bridge, therefore obtained results in the form of natural frequencies and damping coefficients are now being verified and compared with the numerical model results, but it is clearly visible, that there are some frequencies, in which the cantilever parts resonate.

## Bibliography

- [1] Uhl T.: Komputerowo wspomagana identyfikacja modeli konstrukcji mechanicznych, Wydawnictwa Naukowo Techniczne, Warszawa 1997.
- [2] Uhl T.: Lisowski W., Praktyczne problemy analizy modalnej konstrukcji, Wydawnictwo AGO, Kraków 1996.
- [3] LMS Test.Lab, The LMS Test.Lab Spectral Testing manual, LMS International 2009.
- [4] Bart Peeters, Herman Van der Auweraer: PolyMAX. A Revolution in Modal Parameter Estimation, LMS International, Belgii.

## BADANIA DYNAMICZNE MOSTU GROTA-ROWECKIEGO W WARSZAWIE

### Streszczenie

W artykule precyzyjnie opisano sprzęt pomiarowy, lokalizację punktów wymuszenia i czujników przyspieszeń wykorzystanych w trakcie pomiarów dynamicznych mostu Grot-Roweckiego w Warszawie (Polska). Zaprezentowane zostały także rezultaty przeprowadzonych badań w postaci form drgań swobodnych i odpowiadających im częstotliwości.

**Słowa kluczowe:** dynamika, analiza modalna, most stalowy

*Przesłano do redakcji: 22.02.2017 r.*

*Przyjęto do druku: 31.03.2017 r.*



## Informacje dodatkowe

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 64(4/17) oraz na stronie internetowej:  
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/)  
(dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:  
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/)
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:  
[www.oficyna.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/)
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:  
[oficyna.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/](http://oficyna.prz.edu.pl/informacje-dla-autorow/)
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:  
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/)
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:  
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorow/)  
oraz  
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/) w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):  
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/)

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy będą również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 64 (4/2017).