Wybrane problemy budownictwa

Wydawnictwa Uczelniane
Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego
w Bydgoszczy

Recenzenci

prof. dr hab. inż. Jan Biliszczuk
prof. dr hab. inż. Józef Głomb
prof. dr hab. inż. Oleg Kapliński
prof. dr hab. inż. Cezary Madryas
prof. dr hab. inż. Henryk Nowak
prof. dr hab. inż. Dariusz Gawin
prof. dr hab. inż. Zbigniew Janowski
prof. dr hab. inż. Tadeusz Kasprowicz
prof. dr hab. inż. Czesław Miedziałowski
prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski

Redaktor naukowy
dr inż. Justyna Sobczak-Piąstka

Redaktor merytoryczny
prof. dr hab. inż. Adam Podhorecki

Opracowanie redakcyjne i techniczne
mgr Michał Górecki, mgr inż. Daniel Morzyński

Projekt okładki
mgr inż. Daniel Morzyński

© Copyright
Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego
Bydgoszcz 2015

Utwór w całości ani we fragmentach nie może być powielany
ani rozpowszechniany za pomocą urządzeń elektronicznych, mechanicznych, kopiujących,
nagrywających i innych bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich.

ISBN 978-83-64235-71-9

Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego
Redaktor Naczelny
prof. dr hab. inż. Józef Flizikowski
ul. ks. A. Kordeckiego 20, 85-225 Bydgoszcz, tel. 52 3749482, 52 3749426
e-mail: wydawucz@utp.edu.pl http://www.wu.utp.edu.pl

Wyd. I. Ark. aut. 15,5. Ark. druk. 19,3.
Zakład Małej Poligrafii UTP Bydgoszcz, ul. ks. A. Kordeckiego 20

Spis treści

FIZYKA BUDOWLI

Wybrane aspekty cieplno-wilgotnościowe związane z dostosowywaniem budynków zabytkowych do eksploatacji w nowych warunkach – Dariusz Bajno 9

Analiza metody obliczania strat ciepła do gruntu z wykorzystaniem normy PN-EN ISO 14683 – Andrzej Dylla, Krzysztof Pawłowski, Paulina Rożek 17

Wpływ wybranych czynników środowiskowych na rozwój wykwitów soli na współczesnych murach licowych – Anna Kaczmarek, Maria Wesołowska 25

Zagadnienia cieplne a ochrona akustyczna budynku – Jacek Nurzyński 33

Lokalizacja budynku jako czynnik wpływający na komfort akustyczny – Kinga Szopińska.....39

Mikrostruktura porów cegły klinkierowej w elementach murowych poddanych działaniu naturalnego klimatu zewnętrznego – Maria Wesołowska, Anna Kaczmarek, Tomasz Leszczyński 47

Komponenty budowlane kształtujące zapotrzebowanie na ciepło w wybranych systemach deskowań traconych – Maria Wesołowska, Paula Szczepaniak 55

BUDOWNICTWO OGÓLNE

Przyszłość budownictwa energooszczędnego w świetle nowej perspektywy finansowej Unii Europejskiej (2014-2020) na przykładzie miasta Zielona Góra – Anna Bazan-Krzywoszańska, Andrzej Łączak, Maria Mrówczyńska, Marta Skiba 65

Problemy związane z realizacją dachów zielonych – Jarosław Górecki, Agnieszka Tylec 77

Inwentaryzacja niedostępnych elementów konstrukcji budynku z zastosowaniem georadaru na przykładzie budynku zabytkowego – Łukasz Kosno, Łukasz Sławski, Grzegorz Świt 85

Konstruowanie efektywnych ekologicznie ścian zewnętrznych – Andriy Mazurak, Oksana Mazurak, Ivan Kovalyk, Justyna Sobczak-Piąstka.....93

Komin słoneczny jako energooszczędny system wentylacji – Magdalena Nakielska 101

Zmienność jednostkowego zużycia wody w budownictwie mieszkalnym jednorodzinnym – Rafał Pasela, Julita Milik, Ryszard Okoński, Halina Stosik-Fleszar.....109

INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

Metoda optymalizacji wyboru środków transportowych – Artur Duchaczek, Dariusz Skorupka 119

Łączne koszty budynku w cyklu życia inwestycji budowlanej – Agnieszka Dziadosz, Oleg Kapliński, Mariusz Rejment.....127

Modelowanie potrzeb i wykorzystania konstrukcji pomocniczych w planowaniu budowy – Roman Marcinkowski, Maciej Banach 135

Próba wyznaczenia wielkości buforów czasu przy deterministycznej ocenie czasu zadań – Mieczysław Połoński 143

Zastosowanie metody BIPOLAR do rozwiązania problemu wyboru przedsiębiorstwa budowlanego ze względu na współpracę partnerską – Elżbieta Radziszewska-Zielina 151

Analiza procesu realizacji przedsięwzięć budowlanych wielokrotnie aneksowanych – Anna Starczyk....159

Odkrywanie wiedzy z baz danych w obszarze przedsięwzięć budowlanych – Janusz Szelka, Zbigniew Wrona....171

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA – MOSTY

Odpowiedź kolejowego mostu gruntowo-stalowego na obciążenie dynamiczne – Damian Bęben 181

Ocena konstrukcji zespolonego mostu kolejowego – Juliusz Cieśla, Marek Łagoda, Tomasz Wierzbicki 189

Wiadukty zintegrowane jednoprzęsłowe z prefabrykowanych dźwigarów sprężonych – Andrzej Helowicz....197

Optymalizacja konstrukcji stalowych mostów autostradowych za pomocą wybranych metod analizy wielokryterialnej AHP i EA FAHP – Przemysław Jakiel, Dariusz Fabianowski....207

Analizy ruchowe w aspekcie planowanej budowy przeprawy promowej lub mostowej na wysokości Solca Kujawskiego – Jan Kempa, Grzegorz Bebyn, Jacek Chmielewski 215

Zastosowanie metody emisji akustycznej w analizie wpływu lokalizacji i wielkości zarysowania na trwałość betonowych obiektów mostowych – Aleksandra Krampikowska, Grzegorz Świt 223

Stalowe konstrukcje mostowe – naprawa z zastosowaniem technologii formowania cieplnego – Piotr Kurp....231

Metoda georadarowa w diagnostyce betonowych obiektów mostowych wzdłuż linii Pomorskiej Kolei Metropolitalnej w Gdańsku – Jacek Lachowicz, Magdalena Rucka 241

Szklane mosty – aspekty konstrukcyjne i estetyczne – Grażyna Łagoda, Marek Łagoda....249

Właściwości dynamiczne modelu płyty pomostowej zbrojonej prętami kompozytowymi – Barbara Markiewicz, Karol Pereta, Grzegorz Piątkowski 257

Kompozytowy most pieszo-rowerowy w kampusie Politechniki Gdańskiej – badania doświadczalne – Mikołaj Miśkiewicz, Łukasz Pyrzowski, Magdalena Rucka, Krzysztof Wilde, Marian Klasztorny, Jacek Chróścielewski....265

Pokonywanie przeszkód terenowych za pomocą wojskowych konstrukcji składanych – Janusz Szelka, Zbigniew Kamyk.....273

Nowoczesne technologie mostowe. Nawierzchnie z asfaltu lanego – Krzysztof Wąchalski 281

Innowacyjny moduł ultradźwiękowy systemu monitoringu technicznego mostu podwieszonego w Rzeszowie – Krzysztof Wilde, Mikołaj Miśkiewicz, Aleksandra Mariak, Błażej Meronk, Magdalena Rucka.....289

Badania laboratoryjne fundamentów z blach stalowych stosowanych w mostach gruntowo-powłokowych – Adam Wysokowski, Michał Mońka 297

Innowacyjne technologie mostowe w Firmie GOTOWSKI – Marek Gotowski, Janusz Sochacki, Włodzimierz Sokołowski, Magdalena Sosnowska.....311

FIZYKA BUDOWLI

Wybrane aspekty cieplno-wilgotnościowe związane z dostosowywaniem budynków zabytkowych do eksploatacji w nowych warunkach

Dariusz Bajno

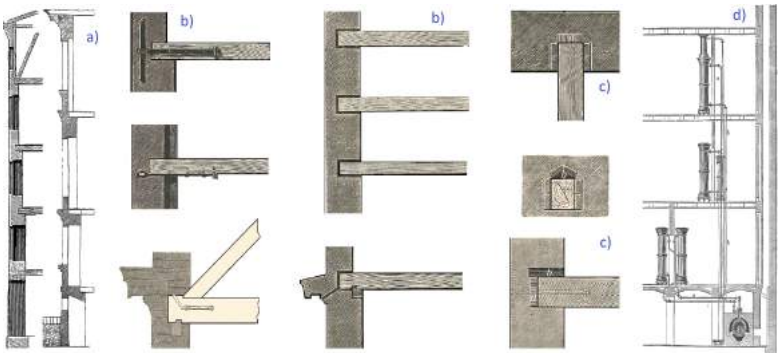
Naczelna Organizacja Techniczna w Opolu, e-mail: bajno@iq.pl

Streszczenie: Praca nawiązuje do często niezauważanych, a nawet pomijanych, problemów związanych z eksploatacją ogrzewanych obiektów budowlanych, w tym budynków zabytkowych. Dotyczy to procesów wymiany ciepła oraz wilgoci w zewnętrznych przegrodach, w których wbudowane zostały materiały budowlane podatne na korozję biologiczną (elementy stropów i dachów), i które mogą zostać zintensyfikowane np. przez modernizację lub tylko termomodernizację budynków. Nie każda poprawa warunków eksploatacji może okazać się w rzeczywistości tą oczekiwaną.

Słowa kluczowe: budynki zabytkowe, korozja biologiczna, docieplenie wewnętrzne.

1. Wprowadzenie

O charakterze budynku decydują jego walory architektoniczne, kulturowe oraz wiek. Ratowanie i utrzymywanie zabytków polega głównie na zachowaniu ich niezmienionej formy, wyglądu oraz charakteru ze względu na ich wyjątkowość oraz stale malejącą liczbę. Do ogrzewania starszych budynków wykorzystywane były zazwyczaj tradycyjne piece, lecz także nowoczesne jak na ówczesne czasy technologie centralnego ogrzewania (rys. 1d) [1], przez co ich przegrody poddawane były innym rodzajom i wielkościom obciążeń, takim jak temperatura i wilgoć, o których nawet obecnie często się zapomina [2].

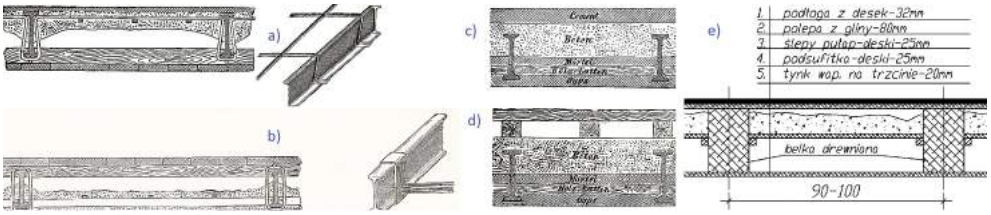


Rys. 1. Zasady kotwienia belek stropowych w murach XIX wiecznych budynków [1]: a) przekrój ściany, b) i c) szczegóły osadzania belek drewnianych, d) instalacja centralnego ogrzewania (XIX w.)

Obiekty zabytkowe stale są dostosowywane do nowych potrzeb i warunków eksploatacji, lecz każda nieprzemyślana ingerencja, nawet ta pozornie mało istotna, jaką może być np. docieplenie przegród (chociaż zabytków nie objęto obowiązkiem dostosowywania do wymagań w zakresie ich ciepłochronności), mogłaby wbrew pozorom okazać się w skut-

kach nieodwracalną w przypadku zlekceważenia procesów fizykalnych, zachodzących w ich wnętrzu, co też w konsekwencji mogłoby doprowadzić do korozji wbudowanych materiałów, lokalnie podwyższonych start ciepła, przemarzań oraz zagrzybień [2].

W minionych okresach do wykonywania elementów nośnych stropów stosowano m.in. drewno i żelazo, a następnie stal [3]. Szczególnie w okresie po 1945 roku już na znacznie szerszą skalę wymieniano wypalone stropy drewniane na konstrukcje stalowe. Poniżej, na Rys.2, zamieszczono przykłady stropów stosowanych w XIX wieku [1].



Rys. 2. Wybrane konstrukcje stropów wykonywanych i eksploatowanych w XIX w. [1]: a) – d) stropy oparte na belkach żelaznych, e) typowy strop drewniany ze ślepym pułapem

Wieloletnie badania i obserwacje ww. konstrukcji potwierdziły, że nieodwracalnym uszkodzeniom najczęściej ulegały końce drewnianych belek stropowych osadzonych w murach zewnętrznych (rys. 3).

Rys. 3. Przykład uszkodzonego stropu w strefie podporowej i przypodporowej: a) brak widocznych z zewnątrz uszkodzeń, b) i c) zaawansowany rozkład brunatny drewna we wnętrzu tej samej belki

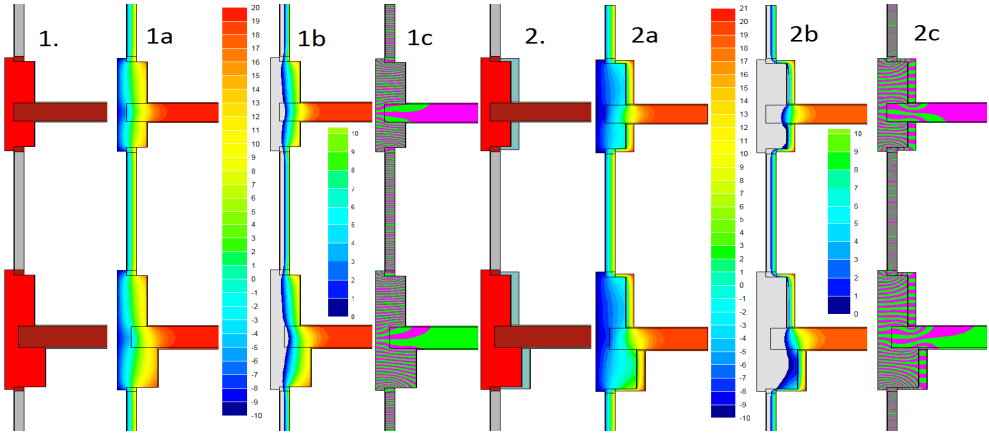
Dla ustalenia przyczyn nader często pojawiającej się korozji biologicznej drewna w ww. lokalizacjach wykonano badania termowizyjne oraz obliczeniową analizę rozkładu temperatury w miejscach osadzenia belek w murach. Badanie termowizyjne wyodrębniło na elewacjach miejsca o znacznie podwyższonych stratach ciepła, tj. na obwodzie ram i ścian okiennych, na wysokości nadproży oraz stropów. Sytuację tę obrazuje rysunek 4 i 5.

Rys. 4. Przykłady występowania mostków termicznych w ścianach zewnętrznych: a) w linii zabudowania stropów i ram okiennych b) w linii stropu i w strefach podokiennych przyziemia, c) w linii stropu

Rys. 5. Lokalizacja punktowych mostków termicznych w miejscach osadzenia belek stalowych w ścianie zewnętrznej – końcówki belek są wyraźnie widoczne

2. Wpływ dociepleń na stan przegród budowlanych

Trwałość obiektów budowlanych, w tym zabytkowych, będzie zależała przede wszystkim od stanu technicznego elementów zabezpieczających je przed wpływem środowiska zewnętrznego, odporności na korozję materiałów użytych do wykonania obiektu oraz skuteczności działań podejmowanych przez osoby odpowiedzialne za ich utrzymywanie. Nie każde czynności naprawcze mogą okazać się trafne, ponieważ to nie chwilowa poprawa parametrów obiektu i jego elementów będzie świadczyła o ich skuteczności, lecz dalszy okres eksploatacji. W pracy podniesiono temat ewentualnych skutków stosowania niektórych technik termomodernizacji w obiektach zabytkowych, a dokładniej docieplania przegród po ich wewnętrznych stronach [4]. Dla przybliżenia problemu posłużono się modelem ściany zewnętrznej opisanej na rysunku 1a, w której osadzone zostały belki stropowe: drewniane i żelazne (stalowe), tj. wykonane z materiałów stosowanych zarówno obecnie, jak i w ubiegłych wiekach. Dla większości obiektów zabytkowych niemożliwym będzie uzyskanie zgody na przeprowadzenie ich termomodernizacji od strony zewnętrznej, chociaż tę metodę należy uznać za zasadną i prawidłową. W takich (wyjątkowych) sytuacjach będzie można posłużyć się rozwiązaniem alternatywnym, tj. dociepleniem od strony wewnętrznej, chociaż dla przegród budowlanych i wbudowanych w nie materiałów nie jest obojętnym, po której stronie będzie znajdowała się termoizolacja [4].

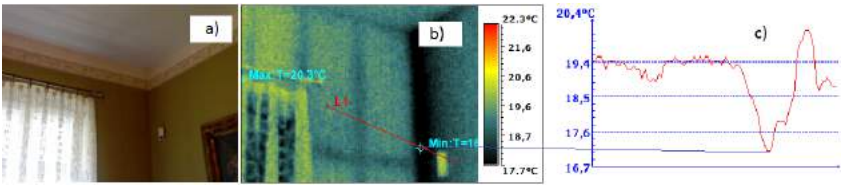


Rys. 6. Modele rozkładu temperatury w ścianie zewnętrznej, w miejscach oparcia belek stropu drewnianego: 1.(2.) model przegrody w stanie pierwotnym (po dociepleniu od wewnątrz), 1a.(2a) pola rozkładu temperatur, 1b.(2b) pole rozkładu temperatur ograniczone izotermą o wartości 0°C, 1c.(2c) linie gęstości strumieni ciepła w strefach oparcia stropów na murze

Na rysunku 6 przedstawiono rozkład temperatury w przekroju XIX-wiecznej ściany elewacyjnej z oknami, w której osadzone zostały końce drewnianych belek stropowych, dla dwóch wariantów: 1. w stanie niezmienionym i 2. po ociepleniu od wewnątrz materiałem o współczynniku przewodzenia ciepła $\lambda = 0{,}045$ W/m^{2}K i grubości 10 cm, przy temperaturze otoczenia równej $t_z = -10$°C i temperaturze powietrza wewnętrznego $t_w = +20$°C. Poniżej na rysunku 7 zamieszczono wyniki badań termowizyjnych zewnętrznej ściany, ocieplonej od wewnątrz wełną mineralną gr. 10 cm i wykończonej suchym tynkiem, gdzie wyraźnie odznacza się jej stalowy szkielet mocujący (model ww. ściany przedstawia rys. 6).

Rys. 7. Diagramy rozkładu pół temperatury w zewnętrznej ścianie frontowej, ocieplonej od środka wełną mineralną gr. 10 cm i wykończonej płytami G-K /a)÷b)/: a) narożnik południowo-zachodni 1 piętra, b) narożnik południowo – wschodni 2 piętra, c) narożnik północno – zachodni 2 piętra ze stropem poddasza – ocieplony obustronnie od zewnątrz, warstwą styropianu gr.10 cm

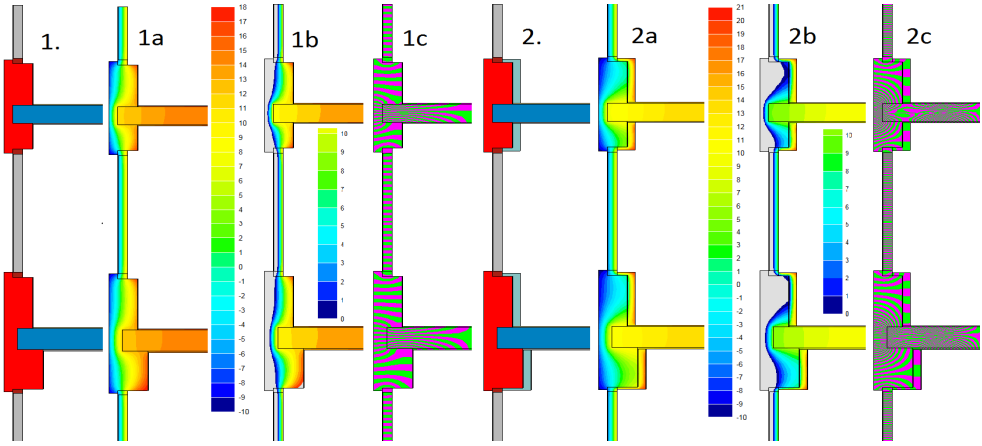
Na kolejnym rysunku (rys. 8) wyraźnie uwidacznia się liniowy mostek termiczny na styku dwóch ścian zewnętrznych, z których jedną ocieplono od wewnątrz, natomiast drugą po stronie zewnętrznej. Różnica temperatury pomiędzy powierzchniami w pełni ocieplonymi a narożem (w miejscu braku ciągłości izolacji) wynosi ok. 3,4°C (badanie termowizyjne wykonano przy $t_z = 0$°C, $t_w = +20$°C i $\varphi_w = 50\%$).



Rys. 8. Diagram rozkładu temperatury w miejscu styku ścian zewnętrznych budynku (Rys.7a), z których frontową ocieplono od strony wewnętrznej, natomiast szczytową od strony zewnętrznej: a) widok ściany, b) układ mostków termicznych w miejscu występowania rusztu oraz w narożu, c) wykres temperatury obejmujący narożnik – $\Delta T = 3{,}4$°C

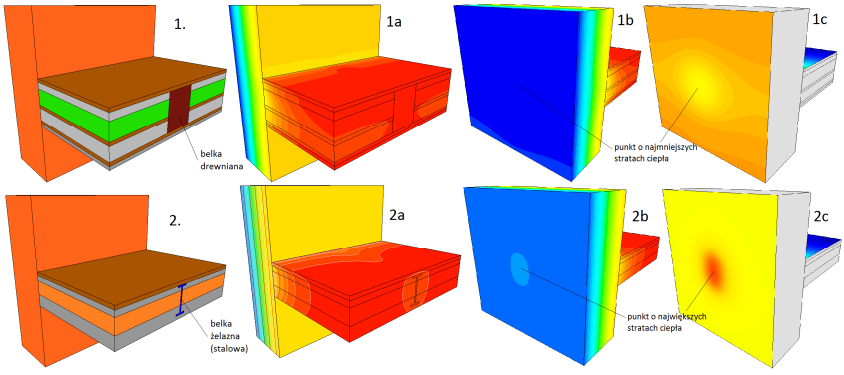
Obliczenia przeprowadzone na modelu przegrody, opierając się na normie [5] i program Physibel Trisco v.12w wyraźnie wskazały na możliwość powrotu sytuacji, w których końce belek stropowych będą okresowo znajdowały się w zasięgu strefy ujemnych temperatur (rys.6.1a-b i 6.2a-b). Kondensacja wilgoci we wnętrzu przegrody spowodowana różnicą temperatur po jej obydwu stronach w okresach jesienno-zimowych, a następnie jej wysychanie w okresach wiosenno-letnich, nie będą obojętne dla drewna wbudowanego w mur, zagrożonego korozją biologiczną. Ponadto zawilgocone drewno, znajdujące się w strefie niskich temperatur o wartościach -6°C (rys. 6.1a) i -8°C dla ściany ocieplonej (rys. 6.2a), będzie narażone na uszkodzenia mrozowe, a jego zmienna wilgotność – będąca przyczyną pęcznienia i skurczu – może go trwale uszkadzać. Drewno może także ulec bru-

natnemu rozkładowi, wywoływanemu przez grzyby z gromady podstawkowych, a następnie zabarwieniu się na kolor brunatny oraz spryzmaceniu (rys. 3) [6].



Rys. 9. Modele rozkładu temperatury w ścianie zewnętrznej, w miejscach oparcia belek stropu żelaznego lub stalowego: 1.(2.) model przegrody w stanie pierwotnym (po docieplenia od wewnątrz), 1a.(2a) pola rozkładu temperatur, 1b.(2b) pole rozkładu temperatur ograniczone izotermą o wartości 0°C, 1d.(2d) linie gęstości strumieni ciepła w strefach oparcia stropów na murze

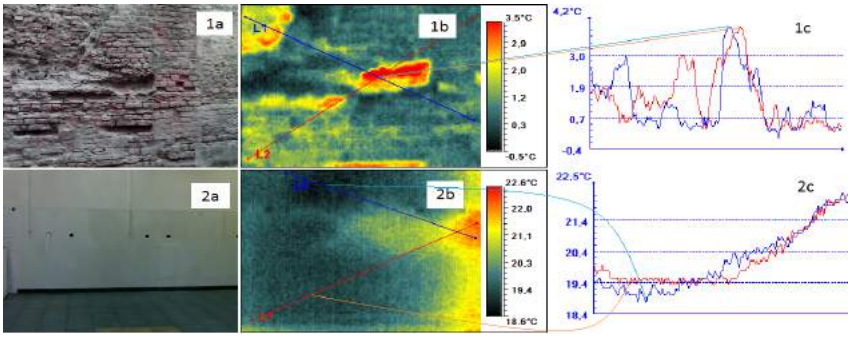
Rysunek. 9.1b oraz 9.2b przedstawia pola rozkładu temperatur ograniczone izotermą o wartości 0°C. Końce belek stalowych, będąc dobrymi przewodnikami ciepła, znajdują się tu w otoczeniu temperatur: +10°C w ścianie nieocieplonej i +9°C w ścianie ocieplonej od środka. Taki układ izoterm jest bardzo korzystny dla niezabezpieczonych przed korozją belek, chociaż te miejsca generują spore straty ciepła (rys. 5, rys. 10.2b-2c). Problemem może się tu okazać zbyt cienka, zewnętrzna warstwa muru osłaniająca końce belek, która może mało skutecznie zabezpieczać żelazo (stal) przed penetracją wód opadowych, a tym samym przed korozją. Na rysunku 10 przedstawiono rozkład pól temperatury w układzie przestrzennym dla przypadków opisanych na rysunku 6 i 9, gdzie wyraźnie widoczne są wyróżniające się pola o wyższych wartościach, lokujące się wokół końcówek belek żelaznych (stalowych).



Rys. 10. Rozkład pól temperatury i pól gęstości strumieni ciepła w modelu przestrzennym: 1.(2.) model węzła zawierającego belkę drewnianą (żelazną lub stalową), 1a.(2a) pola rozkładu temperatur od wnętrza pomieszczenia, 1b.(2b) pola rozkładu temperatur po stronie zewnętrznej ściany, 1c.(2c) pola gęstości strumieni ciepła po stronie zewnętrznej ściany

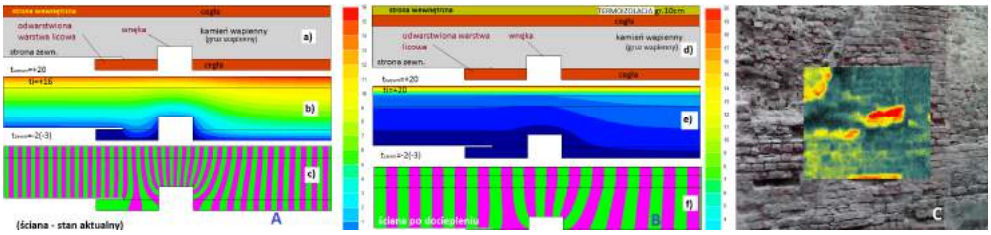
3. Wilgoć w przegrodach

W przeszłości, dosyć często adaptowano pozostałości konstrukcji obronnych na zewnętrzne przegrody budynków [7]. Taki właśnie fragment średniowiecznego muru obronnego o gr. 70 cm poddano analizie cieplno-wilgotnościowej. Składa się on z zewnętrznej warstwy licowej (cegła ceramiczna pełna gr. 12 cm), wewnętrznego rdzenia (obecnie jest to już tylko warstwa gruzu wapiennego gr. ok. 44 cm) oraz otynkowanej ceramicznej warstwy ceglanej o gr. 12 cm. Fragment okładziny muru uległ tu uszkodzeniu wskutek utraty wewnętrznych wiązań (spowodowanych wilgocią), a także utraty stateczności po przejęciu naporu gruzu wapiennego znajdującego się w jego wnętrzu [7] (rys. 11.1a). Na zamieszczonych poniżej diagramach (rys. 11) widoczne są liczne mostki termiczne spowodowane ubytkami i odspojeniem się warstwy licowej. Bez przeprowadzenia wymaganych napraw, nawet po prawidłowym docieplenu, taki mur nie będzie tworzył jednolitej przegrody.



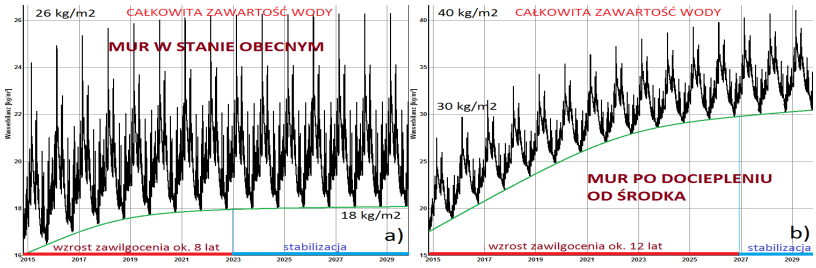
Rys. 11. Fragmenty średniowiecznego muru obronnego wykorzystywane jako zewnętrzna przegroda obiektu użyteczności publicznej: 1a.(2a) widok muru od strony zewnętrznej (wewnętrznej), 1b.(2b) widok mostków termicznych od strony zewnętrznej (wewnętrznej), 1c.(2c) diagramy rozkładu temperatury na zewnętrznej (wewnętrznej) powierzchni ściany

Na rysunku 12 przedstawiono układ pól temperatury i gęstości strumieni ciepła w przekroju muru (jw.) stanowiącego część ścian zewnętrznych budynku użyteczności publicznej, z uwzględnieniem jego defektów. Docieplenie wewnętrznej jego powierzchni warstwą izolacji o gr. 10 cm znacznie poprawiło właściwości termoizolacyjne całej przegrody (temperatura powierzchni wewnętrznej wzrosła o 4°C), przy jednoczesnym przemieszczeniu się strefy niskich temperatur w kierunku warstw ocieplenia.



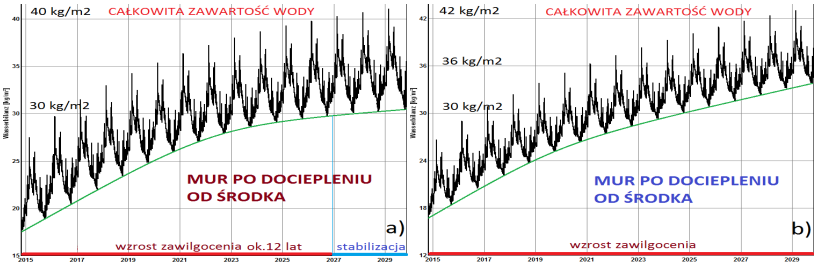
Rys. 12. Modelowy przekrój poziomy ściany zewnętrznej, będącej fragmentem dawnych fortyfikacji (rys. 11): **A** - istniejący układ warstw (**B** – układ warstw po dociepleniu od środka): a) i d) model przegrody z licznymi uszkodzeniami, b) i e) pola rozkładu temperatury w przegrodzie w warunkach pomiaru termowizyjnego (rys. 11.1b i 2b) c) i f) linie gęstości strumieni ciepła, **C** – widok elewacji zewnętrznej

Bardzo istotnym problemem zewnętrznych przegród budowlanych jest gromadząca się w nich wilgoć, będąca wynikiem kondensacji pary wodnej, sorpcji, penetracji wód opadowych, podciągania kapilarnego itp. Stosowanie ocieplenia na wewnętrznych powierzchniach przegród budowlanych zawsze będzie wiązało się ze sprowadzeniem strefy niskich temperatur do miejsca styku powierzchni docieplanych z nową termoizolacją. O ile po pewnym czasie (okres ten może trwać nawet kilka lat) wzrost wilgoci w przegrodzie zostanie zahamowany i ustabilizuje się na stałym poziomie, wówczas możemy mówić o właściwie dobranej metodzie oraz materiałach, w innym przypadku taki stan może doprowadzić do ich pełnej destrukcji. Dobrze zaprojektowana przegroda może gromadzić w sobie wilgoć, lecz powinna jednocześnie charakteryzować się zdolnością jej oddawania w odpowiednich warunkach otoczenia. Poniżej zamieszczono wyniki obliczeń symulujących zmienny stan wilgoci w murze zewnętrznym, wykonanych za pomocą programu WUFI®Pro5.3, odpowiednio dla przegrody opisanej na rysunku 12a i 12d, lecz w stanie nieuszkodzonym (rys. 13).



Rys. 13. Wykres przedstawiający całkowitą zawartości wody w przegrodzie wg rysunku 12, w cyklu dwuletnim, w kg/m^2: a) mur średniowieczny bez uszkodzeń, b) mur jw. bez uszkodzeń, docieplony od środka materiałami o niskim współczynniku przewodzenia ciepła $\lambda = 0{,}045$ W/m·K, niskim współczynniku oporu dyfuzyjnego $\mu \leq 3$ oraz niskiej sorpcji $\leq 6\%$

Nie będzie miała możliwości wysychania przegroda przedstawiona na rysunku 14b, ocieplona od wewnątrz materiałem o wyższym oporze dyfuzyjnym, dla której w całym jej przekroju ilość wilgoci będzie wzrastała w funkcji czasu, co bezpośrednio przełoży się na utratę jej parametrów ciepłochronnych i korozję materiałów, a także pogorszenie się mikroklimatu pomieszczeń.



Rys. 14. Wykres przedstawiający całkowitą zawartości wody w przegrodzie w cyklu dwuletnim, w kg/m^2: a) mur średniowieczny bez uszkodzeń, docieplony od środka (rys. 13a), b) ten sam mur ocieplony w ten sam sposób, lecz materiałami o wyższym współczynniku oporu dyfuzyjnego i wyższej sorpcji

4. Podsumowanie

Rozkład temperatury oraz migracja wilgoci we wnętrzu przegród budowlanych będą zawsze czynnikami decydującymi o ich przydatności eksploatacyjnej oraz trwałości. Aktualnie obowiązujące przepisy [8] wymagają całkowitego wyeliminowania prawdopodobieństwa wystąpienia kondensacji powierzchniowej wilgoci w pomieszczeniach, narastającego w latach zawilgocenia spowodowanego kondensacją pary wodnej i korozji zabudowanych w przegrodach materiałów. Docieplenie przegród po ich wewnętrznych stronach znacznie poprawi ich parametry termoizolacyjne i mikroklimat pomieszczeń, lecz nieumiejętnie zastosowanie tej metody, pozbawione uzasadnienia stosownymi obliczeniami cieplno-wilgotnościowymi, doprowadzi do wręcz odwrotnego skutku niż oczekiwany, z dużym prawdopodobieństwem ich uszkodzenia i wbudowanych w nich materiałów o niskiej odporności na korozję biologiczną. Zjawiska fizykalne zachodzące we wnętrzu przegród budowlanych, w tym w obiektach zabytkowych powinny być zawsze uwzględniane, co pozwoli uchronić je przed częściową lub całkowitą destrukcją (rys. 3).

Literatura

1. Menzel C.A., 1885. Der Steinbau. Handbuch fuer Architekten, Bauhandwerker und Bauschuler. Karlsruhe.
2. Bajno D., 2013. Rewitalizacja konstrukcji budowlanych w obiektach zabytkowych, UTP Bydgoszcz.
3. Czapliński K., 2009. Dawne wyroby ze stopów żelaza. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne Wrocław.
4. Bajno D. Bednarz Ł., 2014. Analiza skuteczności docieplenia ścian zewnętrznych od środka, Polskie Stowarzyszenie Mykologów Budownictwa, Praca zbiorowa pod redakcją Wojciecha Skowrońskiego, Wrocław, 5-13.
5. PN-EN ISO 13788:2003 Cieplno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku. Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa. Metody obliczania.
6. Krajewski A., Witomski P., 2005.Ochrona drewna, surowca i materiału. SGGW Warszawa.
7. Bajno D., 2012.Projekt naprawy zawalonego fragmentu muru obronnego, znajdującego się w Opolu przy ul. ks. Stefana Baldego, oraz wzmocnienie jego pozostałej części. Opole.
8. Rozporządzenie Ministra infrastruktury z 12 kwietnia 2002 r. (z późn. zm.) w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

Selected thermal and moisture issues related to the adaptation of historical buildings to the modern service conditions

Dariusz Bajno

Chief Technical Organization, Opole, e-mail: bajno@iq.pl

Abstract: The paper applies to frequently overlooked and unnoticed issues, related to heated building operation, including historical buildings. It refers to processes of heat and moisture exchange in envelope components with built-in materials that are sensitive to biodegradation (structural floor and roof elements). These materials may be intensified, e.g. with modernization or only with thermal performance improvement of a building. Not all improvements of operation conditions turn out to be successful as expected.

Keywords: historical buildings, biodegradation, internal thermal performance improvement.

Analiza metody obliczania strat ciepła do gruntu z wykorzystaniem normy PN-EN ISO 14683

Andrzej Dylla, Krzysztof Pawłowski, Paulina Rożek

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: kboifb@utp.edu.pl, krzypaw@utp.edu.pl, paulina.rozek@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy poddano krytyce metodę obliczania strat ciepła z budynku do gruntu z wykorzystaniem orientacyjnych współczynników wg normy PN-EN ISO 14683 [1].

Słowa kluczowe: straty ciepła, przegrody stykające się z gruntem

1. Wprowadzenie

Norma Europejska PN EN-ISO 14683: 2008 [1] ma statut Polskiej Normy i jest powszechnie stosowana w przyjmowaniu obliczeniowych wartości liniowych współczynników przenikania ciepła Ψ. W tej normie współczynniki o których mowa, uzyskane metodami uproszczonymi, posiadają wartości **orientacyjne,** i zgodnie z intencją autorów normy – powinny być stosowane „gdy detale budowlane nie zostały jeszcze zaprojektowane…wówczas można dokonać tylko przybliżonego oszacowania udziału mostków cieplnych w całkowitych stratach ciepła". Dokładność przyjętych w normie wartości współczynników Ψ oscyluje, jak podano, w przedziale od 0% do 50%.

W tytule i preambule tej normy zwraca się w szczególny sposób uwagę na tylko pomocniczy charakter podanych wartości Ψ, zalecając przyjmowanie do **obliczeń cieplnych**, wartości dokładniejszych – z katalogów mostków (dokładność ±20%) lub z bezpośrednich obliczeń komputerowych (dokładność ± 5%). Norma bezpośrednio wyjaśnia jakiej metody obliczeń wymaga się w zależności od stadium projektowania dokumentacji, rezerwując wartości z obliczeń komputerowych dla dokumentacji projektowych, „gdy znane są wszystkie detale". Tymczasem w metodologii [4] obliczania wskaźnika EP [kWh/(m^2·rok)], w części dotyczącej strat ciepła z budynku do gruntu [2] dopuszcza się stosowanie orientacyjnych wartości współczynnika Ψ podanych w normie PN-EN ISO 14683 [1].

Wskaźnik EP [kWh/(m^2·rok)] jest aktualnie podstawowym parametrem oceny energetycznej budynku wymaganej w warunkach technicznych [3] i jest przygotowany w roboczej fazie dokumentacji technicznej budynku, kiedy powinny być znane wszystkie detale. Niedopuszczalne jest więc opieranie tych obliczeń na wartościach orientacyjnych. Podane wobec tego w [3, 4] wymagania i metody obliczeń ignorują podstawowe, wymienione wyżej, założenia normy europejskiej PN-EN ISO 14683 [1].

W dalszym ciągu pracy autorzy prowadzą dyskusję w zakresie takiego działania, opierając swoją analizę o rozpatrzenie pewnych przypadków obliczania strat ciepła z budynków do gruntu przy udziale orientacyjnych współczynników Ψ [W/(m·K)].

2. Metody obliczania strat ciepła do gruntu

W zapisach podstawowej normy europejskiej PN-EN ISO 13370 [2] podano cztery, o różnym stopniu dokładności, sposoby obliczania stacjonarnych strat ciepła do gruntu. Wyróżniono:

A. **pełne** obliczenie komputerowe 3D, o największej dokładności, stosowane do rzeczywistych kształtów części budynku stykającej się z gruntem,
B. obliczenie komputerowe 2D **przybliżonych** empirycznie części podziemnych budynku,
C. **przybliżone** obliczenie wg wzorów empirycznych PN-EN ISO 13370 [2] stosowane dla podziemi, uzupełnione obliczeniem numerycznym 2D – które uwzględnia wpływ mostków cieplnych,
D. **orientacyjne** obliczenie wg wzorów jw. (poz. 3) uzupełnione przyjęciem wpływu mostków cieplnych wartościami współczynników Ψ zgodnie z normą PN EN ISO 14683 [1].

Dość powszechne jest również stosowanie w obliczeniach parametru EP [kWh/(m^2·rok)] innej orientacyjnej metody podanej w normie PN-EN 12831:2006 [5], która z założenia nie spełnia kryterium wymaganej w obliczeniach cieplnych dokładności, zupełnie pomijając wpływ mostków cieplnych.

Wskazanie tak wielu metod określania strat ciepła do gruntu wprowadza niepotrzebny bałagan przy wykonywaniu obliczeń cieplnych, bowiem kryteria stosowania poszczególnych metod nie są jasno określone.

Dokładniejsza analiza procedur obliczania przenoszenia ciepła do gruntu wymaga omówienia szczególnych przypadków posadowienia budynku:

– podłogi na gruncie,
– podziemia ogrzewanego,
– podziemia nieogrzewanego,
– podłogi podniesionej (podwieszonej) ponad przestrzeń wentylowaną, która jest szczególnym przypadkiem podanej w pozycji 3.

Wymienione przypadki różnią się zarówno warunkami brzegowymi, jak i strukturą wewnętrzną złączy, wywołującą zakłócenia w przebiegu strumieni cieplnych.

Wymagania cieplne sformułowane w rozporządzeniu [3] w odniesieniu do przegród stykających się z gruntem dotyczą spełnienia dwóch kryteriów:

- w zakresie współczynnika przenikania ciepła podłogi na gruncie – $U \leq U_{max}$,
- podłoga na gruncie powinna mieć izolację cieplną obwodową z materiału izolacyjnego w postaci warstwy o oporze cieplnym co najmniej 2,0 (m^2·K)/W.

W tym miejscu należy zwrócić uwagę na rozbieżności w nazewnictwie izolacji cieplnej występującej w złączu przegród stykających się z gruntem. Izolacja termiczna na ścianach fundamentowych w budynkach nie podpiwniczonych, określana w rozporządzeniu [3] jako **izolacja obwodowa**, w normach określona jest następująco:

– wg PN-EN ISO 13370:2008 [3] – **izolacja krawędziowa** i jest obliczeniowo włączana do wartości współczynnika przenikania ciepła podłogi,
– wg PN-EN 12831:2006 [5] – **izolacja boczna** i nie jest uwzględniana w wartości współczynnika przenikania ciepła podłogi.

3. Metoda z wykorzystaniem współczynników z normy PN-EN ISO 14683 (poz. D.)

Metoda nie wymaga obliczeń komputerowych, posługując się empirycznymi wzorami normy PN-EN ISO 13370:2008 [2], opracowanymi niezależnie dla czterech ww. przypadków posadowienia budynku (poz. 1÷4). Wyliczone straty ciepła uzupełnia się członem dodatkowym, charakteryzującym wpływ mostków cieplnych – w postaci współczynników Ψ. Wartości tych, orientacyjnych współczynników, podane są w normie PN-EN ISO 14683 [1] i obejmują tylko 8 przypadków podłogi na gruncie (poz.1) oraz 8 przypadków podłogi podwieszonej (poz.4) lub ułożonej na stropie nad nieogrzewanym podziemiem (poz. 3).

Przyjęcie współczynników Ψ [W/(m·K)] dla przypadku (poz.2) nie jest możliwe z uwagi na brak w normie szacunku dodatkowych strat ciepła przez podziemia ogrzewane.

Zamieszczone współczynniki zilustrowano w normie rysunkami złączy w miejscu połączenia podłogi ze ścianą zewnętrzną. Wszystkie złącza pozbawione są izolacji krawędziowej w nieocieplonych ścianach fundamentowych bądź podziemnych, co nakazują obowiązujące w rozporządzeniu [3] wymagania. Według normy [1]: „W Tablicy A.2 podano wartości orientacyjne obliczone dla parametrów reprezentujących sytuacje najgorszego przypadku. Wartości te można stosować przy braku lepiej określonych danych dotyczących mostków cieplnych. Zaleca się rozszerzenie lub zmianę Tablicy A.2, jeśli jest to odpowiednie, na podstawie danych krajowych, w celu uwzględnienia szczegółów konstrukcyjnych zwyczajowo stosowanych". Dlatego zasadne stało się prowadzenie szczegółowych obliczeń numerycznych złączy przegród zewnętrznych (m.in. złączy przegród stykających się z gruntem) prezentowanych w [7].

W dalszym ciągu rozważań autorzy przeanalizują sposoby obliczania strat ciepła w podziemnej części budynku, korzystając z **zasadniczej** metody przybliżonej (C), konfrontując wyniki obliczeń z wersją tej metody przyjmującej współczynniki z normy PN-EN ISO 14683 [1] – (D). Rezultaty wykonanych obliczeń oraz symulacji zostaną porównane z wzorcami uzyskanymi w wyniku pełnych obliczeń komputerowych 3D (metoda A). Obliczenia i porównania zostaną przeprowadzone dla podłóg na gruncie i podłóg podwieszonych.

4. Materiały do badań i procedury obliczeń cieplnych

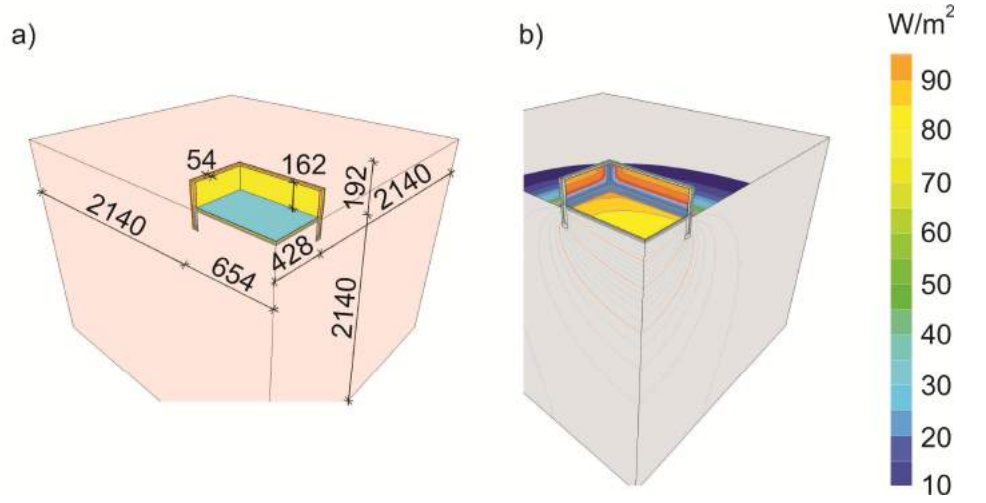
Literatura przedmiotu nie dostarcza wyników badań strat ciepła do gruntu z budynków o różnie ukształtowanej bryle, w której ściany zewnętrzne występują w kontakcie z gruntem.

Do analizy **podłóg na gruncie** wybrano budynek o wymiarach zewnętrznych w poziomie: 8,56 x 13,08 m, uwzględniających ściany zewnętrzne trójwarstwowe grubości 0,54 m, złożone z licówki gr. 12 cm, styropianu gr. 15 cm i od wnętrza – cegły kratówki gr. 25 cm. Podłoga w parterze budynku znajduje się 30 cm nad terenem. Izolacja krawędziowa gr. 11 cm ze styropianu okrywa ścianę fundamentową zagłębioną 1,0 m w gruncie, łącząc się z izolacją cieplną parteru w sposób ciągły. Podłoga na gruncie o typowej budowie jest zaizolowana na całej powierzchni płytą styropianową gr. 10 cm (rysunek 1 i 2).

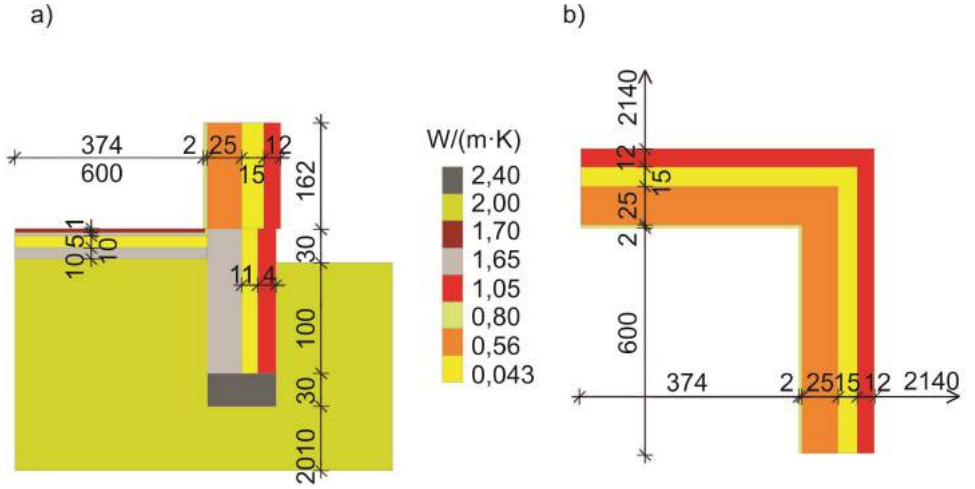
Podłoga podwieszona nad przyziemiem została przyjęta w budynku o identycznym (jak wyżej) rzucie i budowie ścian zewnętrznych. Podłoga przyziemia jest obniżona o 1,0 m poniżej powierzchni terenu i posiada termoizolację ze styropianu gr. 15 cm. Podłoga podwieszona nad nieogrzewanym przyziemiem jest zaizolowana styropianem gr. 5 cm (rysunek 3).

Oba rozważane przypadki podłóg zostały zbadane w pracy [6]. Obliczono w szczególności za pomocą symulacji (obliczenia pełne 3D – metoda A) parametry cieplne, zarówno podłogi na gruncie (przykład 7.2), jak podłogi podwieszonej (przykład 7.4). W następnej kolejności dla porównania, wykonano obliczenia metodą przybliżoną C, uzupełnioną o symulację 2D złączy z mostkami (przykład 7.5 i 7.7).

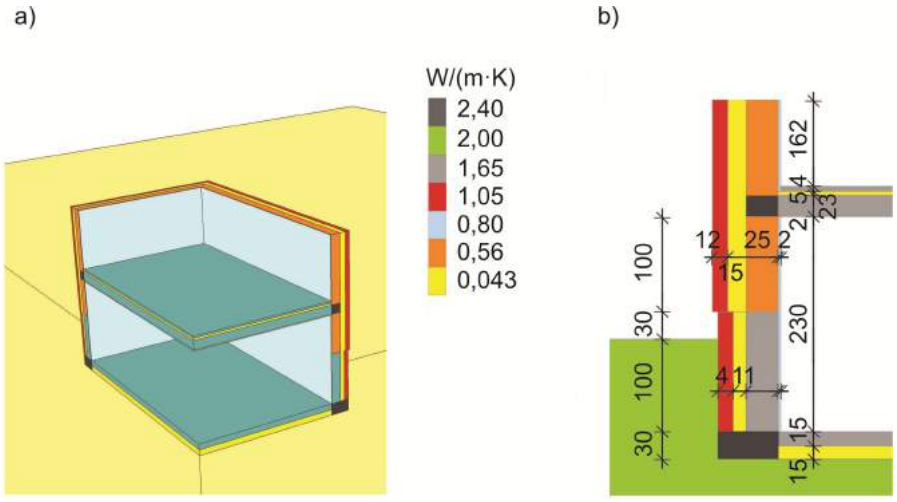
W artykule [6] przeprowadzono uzupełniające obliczenie parametrów podłogi na gruncie metodą D – z udziałem „dyskutowanej w niniejszej publikacji" wartości współczynnika orientacyjnego z normy PN-EN ISO 14683 [1].



Rys. 1. Budynek z podłogą na gruncie [7]: a) model przestrzenny złącza (3D) 1/4 budynku, b) wynik obliczeń 3D (strumienie ciepła)



Rys. 2. Przekrój złącza 3D: a) pionowy i b) poziomy, wymiary w cm



Rys. 3. Podziemie nieogrzewane, a) model obliczeniowy 3D, b) przekrój pionowy

Poniżej zamieszczono analogiczne obliczenie dla podłogi podwieszonej, uzupełniając poszukiwane **parametry metodą D.**

W tej metodzie stosuje się równanie:

$$\mathbf{H_g = A \cdot U + P \cdot \Psi_g}$$

w którym:

– iloczyn **A·U** oznacza przybliżone straty ciepła przez podłogę, operujące uśrednionym współczynnikiem przenikania ciepła U (bez wpływu mostków cieplnych), obliczonym równaniami rozdziału 9 normy PN-EN ISO 13370 [2] dla podłogi podwieszonej (podniesionej),

– iloczyn **P·Ψ$_g$** oznacza straty ciepła wywołane obecnością wszystkich płaskich mostków w granicach złącza na jego krawędzi P, obliczone (**Ψ$_g$**) z uwzględnieniem danych PN-EN ISO 14683 [1].

Iloczyn **A·U** z przykładu 7.7 [7] wynosi odpowiednio: **A·U** = 89,76 ·0,333 = 29,890 W/K. W celu określenia strat ciepła wynikających z występowania mostków cieplnych **przyjęto wartości liniowego współczynnika przenikania ciepła Ψ$_g$ wg PN-EN ISO 14683** [1]. W normie oszacowano zaledwie dwa przypadki złącza ściany trójwarstwowej z ocieploną podłogą podwieszoną GF10 i GF14. W obu przypadkach brak izolacji krawędziowej podziemia czyni to przybliżenie mało precyzyjnym. Przyjęto wartość Ψ_i = 0,85 W/(m·K), wobec wykonywania obliczeń (**A·U**) dla wymiarowania wewnętrznego. Całkowita wartość **współczynnika przenoszenia ciepła przez grunt w stanie ustalonym** wynosi:

$$\mathbf{H_g = A \cdot U + P \cdot \Psi_g} = 29{,}890 + 38{,}98 \cdot 0{,}85 = 63{,}022 \text{ W/K.}$$

Natomiast **średni współczynnik przenikania ciepła podłogi na gruncie z uwzględnieniem mostków występujących w złączu ściana − podłoga podwieszona, odniesiony do powierzchni brutto podłogi wynosi: U$_{śr.}$ = H$_g$/A =** 63,022 / 111,96 = 0,563 W/(m^2 ·K),

Wyniki wszystkich obliczeń i symulacji podane zostały w tablicy 1 i 2.

5. Dokładność rozważanych metod

Przeprowadzane symulacje i analizy pozwalają na porównanie dokładności zastosowanych metod obliczeniowych. Wartości dwóch parametrów decydujących o jakości cieplnej rozwiązania – współczynnika przenoszenia ciepła przez grunt H_g [W/K] oraz średniego współczynnika przenikania ciepła podłogi na gruncie $U_{śr}$ [W/(m^2·K)], zestawiono poniżej (tablica 1 i 2). Średni współczynnik przenikania ciepła uzyskano przez odniesienie wyliczonej wartości strumienia do powierzchni budynku po obrysie zewnętrznym.

Tablica 1 zawiera wyniki parametrów cieplnych budynku z podłogą na gruncie. Analogiczne parametry dla podłogi podwieszonej zestawiono w tablicy 2.

Tablica 1. Parametry cieplne budynku z podłogą na gruncie, obliczone różnymi metodami

Lp.	Metoda obliczeń	**H_g** [W/K]	**$U_{śr}$** [W/(m^2·K)]	Zalecone stosowanie
1	*2*	*3*	*4*	*5*
A	**Trójwymiarowa numeryczna**, symulacja 3D wg PN-EN ISO 10211 [8]	**30,452***	0,272*	+
C	**Przybliżona** wg PN-EN ISO 13370 [2] mostki symulacja 2D wg PN-EN ISO 10211[8]	**27,341***	0,244*	+/- dokładność mierna
D	**Orientacyjna** wg PN-EN ISO 13370 [2] mostki z PN-EN ISO 14683 [1]	**53,958****	0,482**	- niedokładna
*wyniki podane w [7], ** wyniki podane w [6]				

Tablica 2. Parametry cieplne budynku z podłogą podwieszoną nad podziemiem nieogrzewanym, obliczone różnymi metodami

Lp.	Metoda obliczeń	**H_g** [W/K]	**$U_{śr}$** [W/(m^2·K)]	Zalecone stosowanie
1	*2*	*3*	*4*	*5*
A	**Trójwymiarowa numeryczna**, symulacja 3D wg PN-EN ISO 10211 [8]	**40,880***	0,365*	+
C	**Przybliżona** wg PN-EN ISO 13370 [2] mostki symulacja 2D wg PN-EN ISO 10211[8]	**41,32***	0,369*	+ dokładność mierna
D	**Orientacyjna** wg PN-EN ISO 13370 [2] mostki z PN-EN ISO 14683 [1]	**63,022**	0,563	- niedokładna
*wyniki podane w [7]				

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że uzyskane wartości strat ciepła przegród stykających się z gruntem (w postaci parametrów H_g [W/K] i $U_{śr}$ [W/(m^2·K)]) – określane różnymi metodami – różnią się znacząco. Należy szczególnie zwrócić uwagę, że wprowadzenie do obliczeń wartości orientacyjnych liniowych współczynników przenikania ciepła Ψ [W/(m·K)] z PN-EN ISO 14683 [1] powoduje, że wartości całkowitych strat ciepła są niemiarodajne (orientacyjne).

6. Wnioski

Wyniki analizowanych w artykule oraz w [6] i [7], przygotowane, opierając się na algorytmie metod: dokładnej trójwymiarowej symulacji komputerowej oraz – uznanej za najbardziej zaawansowaną – metodzie przybliżonej wg PN-EN ISO 13370:2008 [2], z poprawką na działanie mostków cieplnych wg PN-EN ISO 10211:2008 [8] rzucają światło na skalę dokładności proponowanych w normach przybliżeń. Zarówno w wymaganych przez rozporządzenie [3] obliczeniach cieplnych, jak i w ustaleniach dotyczących świa-

dectw charakterystyki energetycznej budynków [4], metoda przybliżona jest uznawana za poprawną, mimo jej stosunkowo niewielkiej dokładności dla niektórych przypadków posadowień budynków.

Wnioski są jednoznaczne, wynikające bezpośrednio z charakteru i związanej z nim dokładności oszacowań współczynnika Ψ podanej normą PN-EN ISO 14683 [1]. **Norma ta nie powinna być stosowana w praktyce inżynierskiej do projektowania budynków ani szacowania ich charakterystyki energetycznej**, daje bowiem wyniki daleko wykraczające poza dopuszczalne ramy dokładności obliczeniowej.

Literatura

1. PN-EN ISO 14683:2008. Mostki cieplne w budynkach. Liniowy współczynnik przenikania ciepła. Metody uproszczone i wartości orientacyjne.
2. PN-EN ISO 13370:2008. Cieplne właściwości użytkowe budynków. Przenoszenie ciepła przez grunt. Metody obliczania.
3. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 5 lipca 2013 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz. U. 2013. poz. 926.
4. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 3 czerwca 2014 r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku i lokalu mieszkalnego lub części budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno-użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw charakterystyki energetycznej. Dz. U. z 2014 r. poz. 888.
5. PN-EN 12831:2006 Instalacje grzewcze w budynkach. Metoda obliczania projektowego obciążenia cieplnego.
6. Dylla A., Dylla Am., Rożek P., 2015. Ocena metod obliczania wymiany ciepła przez podłogi na gruncie. Materiały Budowlane 5.
7. Dylla A., 2015. Fizyka cieplna budowli w praktyce. Obliczenia cieplno-wilgotnościowe. Wydawnictwa PWN SA Warszawa.
8. PN-EN ISO 10211:2008. Mostki cieplne w budynkach. Strumienie ciepła i temperatury powierzchni. Obliczenia szczegółowe.

The analysis of the method for calculating heat losses to the ground using the PN-EN ISO 14683 standard

Andrzej Dylla, Krzysztof Pawłowski, Paulina Rożek

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: kboifb@utp.edu.pl, krzypaw@utp.edu.pl, paulina.rozek@utp.edu.pl

Abstract: The paper presents the method for calculating heat losses from the building to the ground with indicative factors in accordance with the PN-EN ISO 14683 standard.

Key words: heat losses, partitions osculating with the ground

Wpływ wybranych czynników środowiskowych na rozwój wykwitów soli na współczesnych murach licowych

Anna Kaczmarek, Maria Wesołowska

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: anna.kaczmarek@utp.edu.pl, marysia@utp.edu.pl

Streszczenie: Jednym z problemów współczesnych murów licowych jest obniżenie ich estetyki spowodowane występowaniem przebarwień. Niezależnie od zastosowanego układu element murowy – zaprawa, na większości nowych obiektów w ciągu pierwszych lat ich funkcjonowania pojawiają się wykwity o różnej intensywności i składzie chemicznym. Na podstawie obserwacji rzeczywistych obiektów stwierdzono, że intensywność pojawiających się wykwitów zmienia się z zależności od klimatu zewnętrznego. Dokładne badania wpływu wybranych czynników klimatycznych, tj. temperatury i wilgotności powietrza, przeprowadzono na poligonowym stanowisku murów licowych, zlokalizowanym na terenie Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy. W trakcie kolejnych trzech lat funkcjonowania stanowiska zebrano dane klimatyczne dla Bydgoszczy oraz przeprowadzono, w odstępach trzymiesięcznych, cykliczne badania w zakresie jakościowej i ilościowej analizy soli rozpuszczalnych w wodzie próbek wykwitów pobranych z lica muru.

Z przeprowadzonych badań i analiz wynika, że krytycznym miesiącem dla miasta Bydgoszczy jest kwiecień każdego roku, w którym wyszczególnione parametry klimatu stwarzają dogodne warunki do krystalizacji soli. We wskazanym miesiącu następuje największe nasilenie wykwitów, które utrzymują się przez okres letni, aż do października po czym ulegają dalszym przemianom – przechodząc z wykwitu do wnętrza muru. Analiza chemiczne próbek wykazała, że w składzie wykwitów obok rozpuszczalnych soli mineralnych funkcjonują związki migrujące z zapraw, które tworzą widoczne na powierzchni depozyty przez cały rok.

Słowa kluczowe: wykwit, wpływ czynników środowiskowych, skład chemiczny, mur licowy

1. Wprowadzenie

Współczesne elementy licowe, ze względu na bogactwo kolorów i formatów, dają niezliczone możliwości komponowania elewacji oraz wykonywania detali architektonicznych. Jednak jest to materiał szczególnie wymagający zarówno na etapie doboru składników, jak i samego wykonawstwa. W Eurokodzie EN 1996 [1] mur licowy został zdefiniowany jako element stosowany na zewnątrz lub wewnątrz, który powinien mieć atrakcyjny wygląd. Często okazuje się jednak, że zamierzony efekt nie zostaje osiągnięty – na elewacji pojawiają się wykwity.

Analizując czynniki warunkujące ich powstawanie [2], tj.:

– istnienie źródła soli rozpuszczalnych w wodzie,
– przenikanie do muru wody, w której sole zostaną rozpuszczone,
– występowanie czynnika powodującego ruch roztworu soli,

należy stwierdzić, że istotną rolę odgrywają czynniki środowiskowe. Należą do nich: opady atmosferyczne, woda rozbryzgowa, woda przesączająca (np. awarie sieci), wilgoć podłoża, zalegająca pokrywa śnieżna, obejmujące bezpośrednią depozycję polutantów chemicznych do muru.

Drugą grupę stanowią czynniki wewnętrzne, do których zalicza się właściwości wbudowanych materiałów i ich wzajemne interakcje.

W wielu publikacjach naukowych przedstawiane są metody badań prowadzone na rzeczywistych obiektach budowlanych, na których zlokalizowano miejscowe występowanie wykwitów solnych [3, 4]. Proponowane w pracach metody badań eksperymentalnych HMC (hygroscopic moisture content) kierowane są w zakresie wyznaczenia stopnia zasolenia muru.

Lubelli i in. [5] stosują metodę HMC w celu stwierdzenia obecności soli w murach. Jednakże zauważają ujemne strony tej metody, która pozwala na stosunkowo dokładne określenie tylko jednego rodzaju soli. W przypadku wystąpienia mieszaniny soli wynik badania nie jest konkretny, gdyż daje jedynie możliwość zdiagnozowania obecności substancji bez ilościowej i jakościowej oceny.

W ostatnich latach obserwuje się znaczne zainteresowanie numerycznymi badaniami transportu soli mineralnych w materiałach porowatych [6, 7, 8]. Tworzone modele matematyczne oraz wyniki uzyskiwane w badaniach eksperymentalnych w znaczący sposób przyczyniły się do opracowania programów komputerowych modelujących wpływ procesu krystalizacji soli na wytrzymałość materiałów budowlanych, a w konsekwencji na trwałość murów licowych [9,10,11,12].

2. Metody badawcze

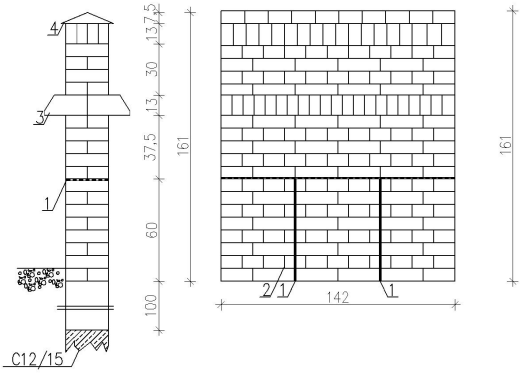
2.1. Stanowisko badań in situ

Poligon doświadczalny do badań *in situ* zlokalizowano na terenie Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy (Polska). Stanowisko badawcze obejmuje osiem murów testowych, gr. 1 cegły i wymiarach 1,61 x 1,42 m, wykonanych w wiązaniu pospolitym. Murki ustawiono szczytami do wyróżnionego na tym terenie kierunku wiatru, ustalonego wg raportów WIOŚ w Bydgoszczy.

Murki wykonano z cegły klinkierowej pełnej w układzie z ośmioma różnymi rodzajami zapraw, z których sześć miało znany skład materiałowy, a dwie pozostałe były gotowymi – systemowymi ze wskazaniem zastosowania do murów licowych w celu wyeliminowania wykwitów (rys. 1). Do badań wytypowano 3 zaprawy o składzie podanym w tabeli 1.

Tabela 1. Skład zapraw przyjętych do badań

Zaprawa	Proporcje składników	Skład na 10 dm^3				
		Cement	Wapno	Piasek	Plastyfikator	Woda
		[kg]	[kg]	[dm^3]	[g]	[dm^3]
CEM I	(c:p)=1:3,5	3,78 kg CEM I 42,5N	-	10,5	-	2,53
CEM I z plastyfikatorem	(c:p)=1:3,5	3,78 kg CEM I 42,5N	-	10,5	4,0	2,33
C-W	(c:w:p) = 1:1,25:6,75	1,65 CEMI 42,5N	0,97	9,5	-	3,04



Rys. 1. Mur testowy do badań poligonowych 1 – papa podkładowa – izolacyjna, 2 – kształtka „1/2W", 3 – kształtka „1K", 4 – kształtka „DD"

W zaprojektowanym murze wykonano izolację przeciwwilgociową na dwóch poziomach:

– ścianie fundamentowej (10cm poniżej poziomu gruntu) oraz
– 50 cm nad poziomem gruntu.

Izolacja miała za zadanie zabezpieczyć przed migracją wody z betonowych fundamentów (I poziom) oraz wydzielić obszar narażony na wodę rozbryzgową (II poziom). Obserwację murów prowadzono w odstępach trzymiesięcznych po minimum siedmiu dniach okresu bezdeszczowego. W ramach kontroli wykonywano cyklicznie zdjęcia całych murów i wybranych obszarów.

2.2. Warunki klimatyczne

W celu ustalenia wpływu środowiska na powstawanie wykwitów wykorzystano dane klimatyczne ze stacji meteorologicznych Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Bydgoszczy (Polska: Bydgoszcz – Plac Poznański, Bydgoszcz – ul. Warszawska) z trzech kolejnych lat. Na ich podstawie ustalono średnie miesięczne wartości (średnia arytmetyczna).

2.3. Analiza chemiczna

Po inwentaryzacji murków pobierano próbki wykwitów do badań chemicznych. Powstały depozyt delikatnie zeskrobano z powierzchni licowej ceramiki nie powodując jej naruszenia. Tak przygotowane próbki posłużyły do analizy jakościowej i ilościowej soli rozpuszczalnych w wodzie. W celu przeprowadzenia badania próbki wykwitów zmielono w moździerzu, przesiano przez sito o boku oczka 0,1 mm, i wysuszono do stałej masy. Do zlewek o pojemności 100 cm^3 odważono na wadze analitycznej po około 1 g materiału z dokładnością do 0,0001 g i zalano wodą destylowaną w stosunku 1:50. Próby wymieszano i pozostawiono na 24 godziny w normalnych warunkach. Zawiesiny przesączono do kolbek miarowych o pojemności 100 cm^3. Otrzymany roztwór wykorzystano do analizy ilościowej i jakościowej oraz do identyfikacji rozpuszczalnych soli zawartych w wykwitach.

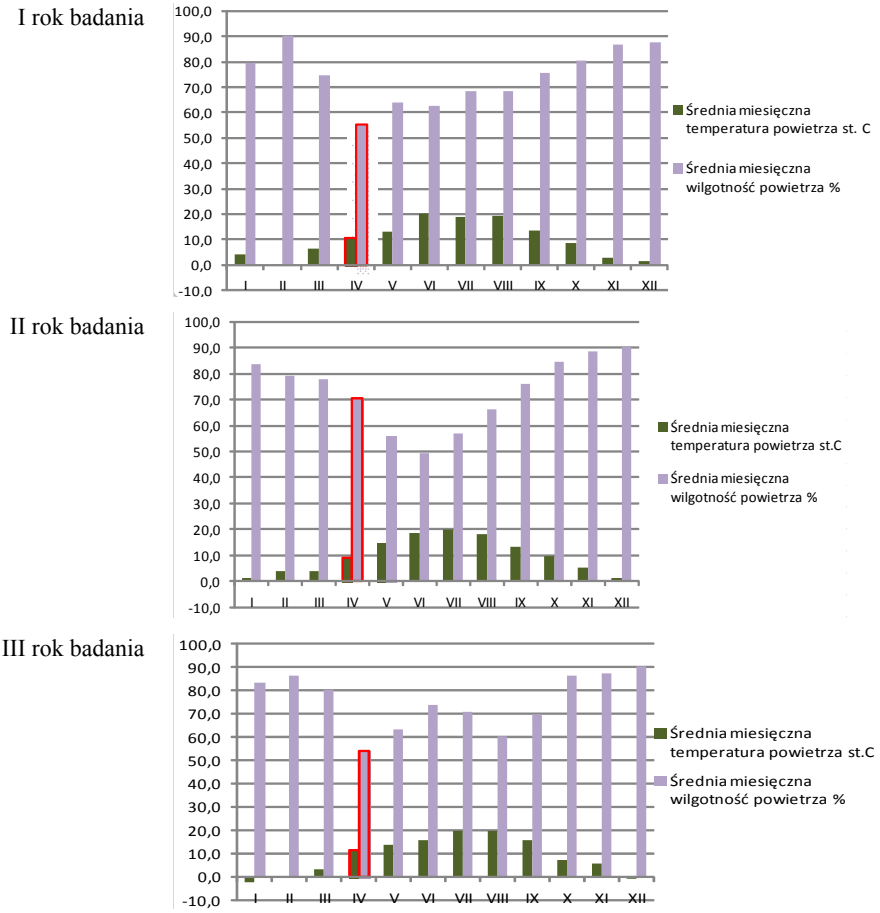
Cześć otrzymanego roztworu przeniesiono do zlewek o pojemności 20 cm^3 i przy zastosowaniu mikrokomputerowego konduktometru (typu CPC firmy Elmetron) zmierzono czujnikiem elektrolityczno oporowym EPS-2ZM przewodność właściwą, wyrażoną w milisiemensach na cm [mS/cm]. Stanowiła ona podstawę do przeliczenia na procentową ilość obecnych w roztworze jonów w stosunku do masy odważki.

Pozostałą ilość przygotowanego roztworu odparowano do 1cm^3 objętości, a następnie poddano mikrokrystaloskopowej analizie jakościowej. Uzyskane wyniki pozwoliły na identyfikację soli rozpuszczalnych zawartych w próbkach materiału.

3. Wyniki badań i dyskusja

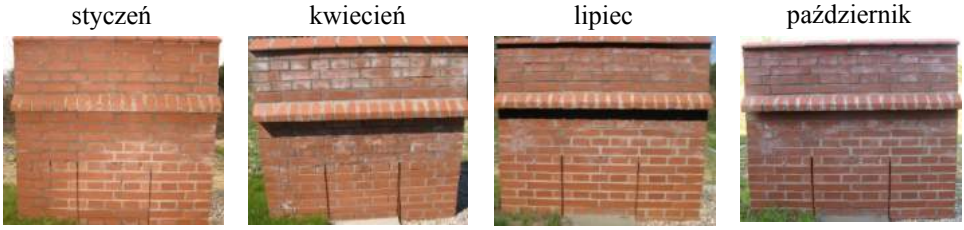
3.1. Wpływ warunków klimatycznych

Przebieg średniej miesięcznej wilgotności względnej powietrza w trzech kolejnych latach, z wyjątkiem kwietnia, nie odbiegał od normy dla analizowanego obszaru. Największe średnie wartości wilgotności zanotowano w grudniu i listopadzie oraz styczniu i lutym. Najmniejszą wartość zanotowano w kwietniu. Miesiąc ten miał największą anomalię ujemną w stosunku do średniej wieloletniej 11 %. Dni parne (prężność pary wodnej ≥18,8 hPa), występowały w okresie od maja do sierpnia. Analizowane lata pod względem termicznym były zdecydowanie cieplejsze od normy wieloletniej. Średnia roczna temperatura powietrza oscylowała wokół lub przekroczyła +9°C. Najwyższe absolutne maksymalne temperatury powietrza zanotowano w lipcu przekroczyły 35°C. Bardzo nietypowym pod względem termicznym okazał się styczeń (rys. 2).



Rys. 2. Zmiany wybranych parametrów klimatu

Ustalono, że intensywność wykwitów jest zależna od pory roku i warunków wilgotnościowych środowiska zewnętrznego. Dla wytypowanych murów, niezależnie od zastosowanych zapraw, kwiecień każdego roku okazał się miesiącem krytycznym – udział powstałych nalotów i osadów był najwyższy w stosunku do pozostałych miesięcy (rys. 3).



Rys. 3. Intensywność wykwitów na wybranym murze testowym (zaprawa cementowa CEM I z plastyfikatorem) w drugim roku badania

3.2. Badania chemiczne

W pobranych próbkach wykwitów stwierdzono obecność związków nierozpuszczalnych i rozpuszczalnych w wodzie (tab. 2).

Tabela 2. Procentowy udział rozpuszczalnych soli w wykwicie

Rok	Mur testowy wykonany na zaprawie:		
	CEM I	CEM I z plastyfikatorem	C-W
1 rok	51,55%	22,16%	8,78%
2 rok	55,54%	53,34%	54,43%
3 rok	64,27%	66,73%	76,16%

Rozpuszczalne sole mineralne należą do następujących grup (tab. 4-6):
– siarczany (wapnia i sodu),
– węglany (sodu),
– chlorki (sodu),
– azotany (wapnia i sodu).

Wszystkie z nich charakteryzują się wysoką rozpuszczalnością (tab. 3). Substancją praktycznie nierozpuszczalną jest węglan wapnia ($CaCO_3$).

Tabela 3. Rozpuszczalność soli stwierdzonych w wykwitach

Rozpuszczalność		KATION	
		Na^+	Ca^{2+}
ANIONY	NO^{3-}	III	III
	SO_4^{2-}	III	II
	Cl^-	III	III
	CO_3^{2-}	III	I
I - substancje praktycznie nierozpuszczalne (ich rozpuszczalność jest mniejsza niż 0,1g) II - substancje słabo rozpuszczalne (ich rozpuszczalność mieści się w granicach od 0,1-1,0g) III - substancje dobrze rozpuszczalne (ich rozpuszczalność jest większa od 1,0g)			

W murze testowym wykonanym na zaprawie cementowej CEM I ilość rozpuszczalnych soli mineralnych w kolejnych latach funkcjonowania wzrasta z poziomu 51,55% do

64,27%. W pierwszym roku użytkowania stwierdzono wysokie ilości siarczanów ($CaSO_4$, Na2SO4) i śladowe ilości azotanów. Nie stwierdzono obecności chlorków i węglanów. W kolejnych latach eksploatacji udział siarczanów zmniejszał się na korzyść węglanów, chlorków i azotanów. Stąd też obserwowana była w cyklach kwartalnych ewolucja wykwitów. Zwiększanie ilości węglanów świadczy o postępującej destrukcji zaprawy murarskiej. Podobną tendencję obserwuje się w murze na zaprawie cementowej z plastyfikatorem. Wykwity na murze wykonanym na zaprawie C–W charakteryzowały się w pierwszym sezonie niskim udziałem rozpuszczalnych soli 8,78%, z przewagą siarczanów i śladowym udziałem azotanów. W kolejnych latach, przy zwiększonym udziale rozpuszczalnych soli mineralnych (do 76,16%), stwierdzono pojawienie się śladowych ilości chlorków oraz wzrost udziału azotanów. W ciągu trzech lat eksploatacji nie stwierdzono obecności węglanów (tab. 5).

Tabela 4. Analiza ilościowa soli rozpuszczalnych w wodzie skumulowanych w próbkach wykwitów pobranych z murka testowego wykonanego na zaprawie cementowej 1

Rok	Analiza jakościowa						
	SO_4^{2-}	CO_3^{2-}	Cl^-	NO_3^-	Ca^{2+}	Na^+	Mg^{2+}
1 rok	+++	-	-	śl.	+	+	-
2 rok	++	śl	+	śl.	+	+	-
3 rok	+	++	++	+	-	+	-
Przyjęte oznaczenia zawartości jonów soli: +++ powyżej 60%, ++ 30-60%, + 10-30%, śl. poniżej 10%, - brak							

Tabela 5. Analiza ilościowa soli rozpuszczalnych w wodzie skumulowanych w próbkach wykwitów pobranych z murka testowego wykonanego na zaprawie cementowej 3

Rok	Analiza jakościowa						
	SO_4^{2-}	CO_3^{2-}	Cl^-	NO_3^-	Ca^{2+}	Na^+	Mg^{2+}
1 rok	++	-	-	śl.	+	+	-
2 rok	+	śl	śl	-	+	+	-
3 rok	+	++	++	+	-	+	-
Przyjęte oznaczenia zawartości jonów soli: +++ powyżej 60%, ++ 30-60%, + 10-30%, śl. poniżej 10%, - brak							

Tabela 6. Analiza ilościowa soli rozpuszczalnych w wodzie skumulowanych w próbkach wykwitów pobranych z murka testowego wykonanego na zaprawie C– W

Rok	Analiza jakościowa						
	SO_4^{2-}	CO_3^{2-}	Cl^-	NO_3^-	Ca^{2+}	Na^+	Mg^{2+}
1 rok	++	-	-	śl.	+	+	-
2 rok	++	-	śl.	śl.	+	+	-
3 rok	+	-	śl.	+	-	+	-
Przyjęte oznaczenia zawartości jonów soli: +++ powyżej 60%, ++ 30-60%, + 10-30%, śl. poniżej 10%, - brak							

Niezależnie od zastosowanych zapraw zauważa się tendencję wzrostową udziału rozpuszczalnych soli mineralnych w ogólnej masie wykwitu.

Analizując warunki przechodzenia do roztworów możliwych soli w nawiązaniu do stwierdzonych parametrów cieplno-wilgotnościowych można zauważyć, że w miesiącach zimowych większość funkcjonuje jako faza ciekła w warstwie przypowierzchniowej muru, co skutkuje ograniczeniem widoczności wykwitów. W okresie od lutego do kwietnia wilgotność powietrza obniża się poniżej progowej wilgotności przechodzenia do roztworu

stwierdzonych soli. W połączeniu ze zwyżkującą temperaturą pojawiają się warunki sprzyjające krystalizacji powierzchniowej soli. Wykwity utrzymują się aż do października, po czym ulegają rozpuszczaniu i migrują w głąb muru. Widoczne na powierzchni naloty stanowią związki nierozpuszczalne funkcjonujące przez cały rok.

4. Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań wynika istotna zależność pomiędzy intensywnością pojawiających się wykwitów na badanych murach a stwierdzonymi warunkami klimatycznymi. Krytycznym miesiącem jest kwiecień każdego roku, w którym wyszczególnione parametry klimatu stwarzają dogodne warunki do krystalizacji soli – w tym okresie występuje najwyższe nasilenie wykwitów. Powstałe naloty i nacieki utrzymują się przez okres letni, aż do października, po czym w wyniku zmiany wilgotności zanikają z wykwitu, przechodząc do wnętrza muru lub też zostają wypłukane przez wodę deszczową. Należy jednak zauważyć, że w składzie wykwitów obok rozpuszczalnych soli mineralnych funkcjonują związki migrujące z zapraw – gips i etringit, które tworzą widoczne na powierzchni depozyty przez cały rok. W badanych murach zauważalna jest tendencja do zanikania wykwitów. Na podstawie wyników badań chemicznych można stwierdzić, że skład wykwitu ewoluuje w kierunku wzrostu udziału soli rozpuszczalnych, które ulegają wypłukaniu przez spływającą po murze wodę deszczową [13].

Literatura

1. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry.
2. Frössel F., 2006. Masonry Drying and Cellar Rehabilitation. Fraunhofer IRB Verlag.
3. Bensted J., 2001.The chemistry of efflorescence. Cement Wapno Beton 4, 133-142.
4. Gonçalves Diaz T., Rodrigues Delgado J., 2006. Evaluating the salt content of salt – contaminated samples on the basis of their hygroscopic behavior: Part I: Fundamentals, scope and accuracy of the method, Science Direct Journal of Coltural Heritage 7.
5. Lubelli B., Heesand R.P.J., Brocken H.J.P., 2004. Experimental research on hygroscopic behavior of porous specimens contaminated with salts. Received 17.02.2004. Delft University of Technology.
6. Pel L., Huinink H., Kopinga K., 2002. Ion transport and crystallization in inorganic building materials as studiem by nu clear magnetic resonance. Applied Physies Letters 81, 2893-2895.
7. Pel L., Huinink H., Kopinga K., 2003. Salt transport and crystallization in porous building materials, Magnetic Resonance Imaging 21, 317-320.
8. Lu X., Lehtinen T., 1998. Modeling of Salt Transport In Brick Structure. Report of the Project BE 96-3290, task 2, Dresden.
9. Koniorczyk M., Gawin D., 2012. Modelling of salt crystallization in building materials with microstructure – Poromechanical approach. Construction and Building Materials 36, 860-873.
10. Koniorczyk M., Gawin D., 2011. Numerical Modeling of Salt Transport and Precipitation in Non-Isothermal Partially Saturated Porous Media Considering Kinetics of Salt Phase Changes. Transp Porous Med 87, 57-76.
11. Lopez-Acevado V., Viedma C., Gonzalez V., Iglesia A., 1997. Salt crystallization in porous materials I Estimation of crystallization process. Journal of Crystal Growth 177, 111-119.
12. Lopez-Acevado V., Viedma C., Gonzalez V., Iglesia A., 1997. Salt crystallization in porous materials II Mass transport and crystallization proces. Journal of Crystal Growth 182,103-110.
13. Wesołowska M., 2009. The suscebility to efflorescences of contemporary fading walls. Conservation News – Journal of the association of monument conservators 26, 115-124.

The impact of selected environmental factors on the salt efflorescence development at contemporary facing walls

Anna Kaczmarek, Maria Wesołowska

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: anna.kaczmarek@utp.edu.pl, marysia@utp.edu.pl

Abstract: One of the problems of contemporary walls is their low aesthetics level due to discoloration. Regardless of the wall structure – mortar system, most of the new constructions are contaminated with efflorescence of varying intensity and chemical composition in the first years of operation. On the basis of observations of real constructions, it has been found that the efflorescence intensity changes depending on external environmental conditions. Detailed studies on the impact of specific environmental factors, i.e. air temperature and humidity, have been carried out at facing wall traverse station located at University of Technology and Life Sciences in Bydgoszcz. In the following three years the environmental data for the city of Bydgoszcz have been collected and cyclical research have been carried out every three months taking into account qualitative and quantitative analysis of the salt samples soluble in water that came from the facing wall.

Based on the study and analysis, the critical month for Bydgoszcz each year is April, when specific environmental conditions provide convenient opportunities for salt crystallization. April is also the month of the highest efflorescence intensity and it lasts through the summer, until October, and then the it evolves by penetrating the wall from the efflorescence. Chemical analysis of samples showed that apart from soluble mineral salts there are also compounds migrating from mortars that are visible in the form of surface deposits throughout the year.

Keywords: efflorescence, environmental factors, chemical compound, facing wall.

Zagadnienia cieplne a ochrona akustyczna budynku

Jacek Nurzyński

Zakład Akustyki, Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie,
e-mail: j.nurzynski@itb.pl

Streszczenie: Zagadnienia związane z izolacyjnością cieplną przegród budowlanych są obecnie traktowane priorytetowo, pozostawiając nieco w cieniu problem ochrony przed hałasem. Ponieważ oba te zagadnienia wpływają w równej mierze na jakość użytkową budynku powinny być rozpatrywane w sposób spójny i równorzędny. Często rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne stosowane ze względów cieplnych powodują ujemne skutki akustyczne i odwrotnie, rozwiązania pozwalające uzyskać lepszą izolacyjność akustyczną mogą być trudne do zaakceptowania pod względem termicznym. Nie można rozwiązywać problemów akustycznych i stosując prostą analogię do rozwiązań skutecznych pod względem cieplnym. W celu zapewnienia wysokiej jakości środowiska zamieszkania konieczne jest kompleksowe podejście uwzględniające w sposób równorzędny oba parametry zarówno w odniesieniu do zagadnień materiałowych, jak też przy formułowaniu przepisów i wymagań.

Słowa kluczowe: fizyka budowli, akustyka, ochrona przed hałasem, izolacyjność akustyczna, izolacyjność cieplna

1. Wprowadzenie

Oszczędność energii jest jednym z priorytetów w europejskiej polityce zrównoważonego rozwoju, co powoduje, że szeroko rozumiane budownictwo jest w coraz większym stopniu skoncentrowane na materiałach i rozwiązaniach pozwalających uzyskać dobre parametry termiczne. W głównym nurcie dyskusji znajduje się budownictwo energooszczędne, budynki pasywne, zeroenergetyczne itp. Taka dominacja zagadnień cieplnych może jednak prowadzić do sytuacji, w której inne parametry użytkowe budynku, np. związane z ochroną przed hałasem, ulegną marginalizacji. Zagadnienia akustyczne już obecnie są często postrzegane przez pryzmat właściwości termicznych, a przekonanie, że zapewnienie odpowiedniej izolacji cieplnej jest równoznaczne z zagwarantowaniem odpowiedniej izolacji akustycznej oraz, że rozwiązania o dobrych właściwościach termicznych mają również dobre właściwości akustyczne, nie należą do rzadkości. Oba zagadnienia powinny być traktowane równorzędnie i rozwiązywane w sposób spójny, jednak z uwzględnieniem zasadniczych różnic, jakie pomiędzy nimi występują.

2. Właściwości akustyczne i parametry cieplne ściany zewnętrznej

Opór cieplny oraz izolacyjność akustyczna właściwa są oznaczone takim samym symbolem; R, co może sugerować występowanie między nimi jakiejś analogii, ale raczej wskazuje na to, że oba obszary wiedzy uznano za na tyle odległe, iż nie ma nawet konieczności różnicowania oznaczeń. W rzeczywistości o występowaniu pewnej korelacji pomiędzy właściwościami termicznymi a akustycznymi można mówić jedynie w przypadku pojedynczych masywnych przegród jednorodnych, przy czym jest to korelacja ujemna.

Jednorodne przegrody masywne mają z reguły słabe właściwości termiczne, obowiązuje tu ogólna zasada: im większa gęstość materiału tym wyższa jest jego przewodność

cieplna. Ustalone dotychczas empiryczne zależności opisujące związek pomiędzy gęstością lub porowatością materiału a jego oporem cieplnym, ze względu na duży rozrzut analizowanych wyników odnoszą się tylko do przegród jednorodnych o określonej konstrukcji, wykonanych z konkretnych materiałów [1, 2, 3]. Z kolei parametry akustyczne przegrody jednorodnej można oszacować z empirycznego prawa masy, które określa zależność występującą pomiędzy wskaźnikiem izolacyjności akustycznej właściwej a masą powierzchniową przegrody (m'), co wiąże się z jej grubością i gęstością zastosowanego materiału. Ogólne prawo masy, uśrednione dla przegród wykonanych z cegły klinkierowej, betonu, bloczków silikatowych, bloczków gipsowych, betonu lekkiego i betonu komórkowego, spełniających warunek m'>150 kg/m^2, można wyrazić wzorem wyprowadzonym na podstawie zależności przedstawionych w normie [4]:

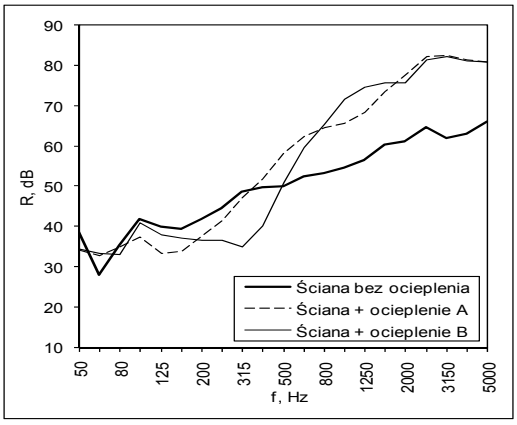
$$R_{A2} = 28{,}5\lg\left(m'\right) - 26dB \tag{1}$$

Ze względu na różnice występujące pomiędzy poszczególnymi materiałami a wyrobami budowlanymi ogólne prawo masy jest mało precyzyjne, zwłaszcza w przypadku cieńszych przegród, obliczona wartość może się różnić od rzeczywistej nawet o 8 dB [4]. Z tego względu w różnych państwach, również w Polsce, są stosowane lokalne prawa masy uwzględniające specyfikę lokalnych wyrobów budowlanych [5]. Ponadto konkretne prawo masy dotyczy określonego wskaźnika, zmiana masy powierzchniowej danej przegrody przyniesie różny skutek w przypadku oceny wykonanej z zastosowaniem różnych wskaźników. A zatem ustalone wcześniej zależności, które odnoszą się do wskaźnika R_w nie mają zastosowania do obecnie używanych wskaźników R_{A1} i R_{A2}.

W odniesieniu do przegród zewnętrznych najbardziej odpowiednimi parametrami do analizy porównawczej i poszukiwania zależności pomiędzy właściwościami cieplnymi i akustycznymi jest wskaźnik izolacyjności akustycznej R_{A2} i opór cieplny R. Biorąc pod uwagę ustalone dotychczas związki występujące pomiędzy oporem cielnym a gęstością lub porowatością materiału oraz opisane prawem masy zależności dotyczące izolacyjności akustycznej, można wyprowadzić zależność wiążącą wartość wskaźnika izolacyjności akustycznej i oporu cieplnego. Jednak zależność ta będzie obowiązywała tylko w odniesieniu do jednorodnych rozwiązań materiałowych konkretnego typu. Ustalenia wynikające z bezpośrednich analiz przeprowadzonych na podstawie wyników badań parametrów termicznych i akustycznych różnych przegród potwierdzają występowanie tych ograniczeń, chociaż analizy te były wykonywane w sposób dość przypadkowy [6, 7, 8].

Ustalenie relacji zachodzącej pomiędzy izolacyjnością termiczną a akustyczną w odniesieniu do ograniczonej grupy wyrobów budowlanych, np. obejmującej tradycyjną cegłę ceramiczną, cegłę silikatową, beton itp., dla których wartości współczynnika przewodzenia ciepła mieszczą się w granicach 0,8-2,5 W/(m·K), będzie miało niewielkie znaczenie praktyczne. Wykonane z tych materiałów ściany zewnętrzne wymagają zastosowania dodatkowej warstwy docieplającej, a ściana masywna z dodatkowym ustrojem izolacyjnym pod względem akustycznym zachowuje się już zupełnie inaczej niż przegroda jednorodna. Dodatkowe ocieplenie ściany zdecydowanie zwiększa jej izolacyjność termiczną, natomiast efekt akustyczny, zwłaszcza przy zastosowaniu lekkich rozwiązań typu ETICS, jest zwykle negatywny. Tego typu ocieplenie jest ustrojem rezonansowymi, który w pewnym zakresie częstotliwości powoduje znaczne obniżenie izolacyjności akustycznej [9]. Zależnie od funkcji budynku oraz od strefy akustycznej związanej z jego lokalizacją może ono istotnie wpływać na stopień ochrony pomieszczeń przed hałasem zewnętrznym oraz na możliwości spełnienia obowiązujących w tym zakresie wymagań.

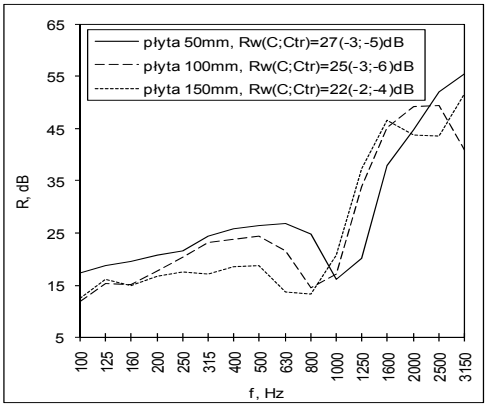
Efekt akustyczny spowodowany zastosowaniem dodatkowego ocieplenia można zilustrować na przykładzie jednorodnej ściany wykonanej z bloczków silikatowych o grubości 240mm, na której zamontowano kolejno dwa ocieplenia typu ETICS należące do tego samego systemu. Warstwa izolacyjna o grubości 150 mm była wykonana ze styropianu oraz z twardej wełny mineralnej typu lamela. Widoczna na rysunku 1 różnica w położeniu częstotliwości rezonansowej jest skutkiem różnej sztywności dynamicznej zastosowanych materiałów izolacyjnych. Dodatkowe ocieplenie spowodowało w jednym przypadku obniżenie wartości wskaźnika izolacyjności akustycznej R_{A2} o 3dB, w drugim o 6 dB w porównaniu do ściany bez ocieplenia. Efekt termiczny zastosowania lekkiego ocieplenia pozostaje w pewnym konflikcie z efektem akustycznym, dlatego powstaje obszar wymagający optymalizacji uwzględniającej oba parametry. Wskazanie odpowiedniego kompromisu jest istotne zwłaszcza w przypadku budynków zlokalizowanych w miejscach szczególnie hałaśliwych.



Rys. 1. Izolacyjność akustyczna ściany z bloczków silikatowych 240mm z ociepleniem typu ETICS i bez ocieplenia, wyniki badań własnych zaczerpnięte z wcześniejszych prac autora [9].

3. Lekkie elementy wypełniające

Zwiększenie grubości przegrody budowlanej wykonanej z konkretnego materiału powoduje w sposób oczywisty wzrost jej izolacyjności cieplnej. W przypadku tradycyjnych masywnych przegród jednorodnych taka sama zasada dotyczy izolacyjności akustycznej, jednak z reguły przestaje ona obowiązywać w odniesieniu do elementów lekkich. Izolacyjność akustyczna lekkich przegród jest w znacznym stopniu uzależniona od zjawisk rezonansowych, które z kolei nie mają żadnego wpływu na właściwości termiczne. Można to zilustrować na przykładzie płyt warstwowych, które są stosowane głównie w budownictwie przemysłowym i magazynowym jednak po odpowiedniej modyfikacji mogą trafić również do budownictwa mieszkaniowego np. w postaci płyt kompozytowych [10]. Układ złożony z izolacyjnego rdzenia oraz obustronnej okładziny charakteryzuje się silnym rezonansem w zakresie średnich częstotliwości. O ile opór cieplny pyty wzrasta proporcjonalnie do jej grubości, to izolacyjność akustyczna wyrażona za pomocą wskaźników jednoliczbowych pozostaje na takim samym poziomie lub nawet zmniejsza się wraz z grubością płyty, co jest widoczne na rysunku 2. Z tego przykładu widać, że poszukiwanie korelacji pomiędzy właściwościami termicznymi a akustycznymi przegród lekkich ma niewielkie szanse powodzenia, a stosowanie analogii przy ocenie ich właściwości będzie prowadziło do fałszywych wniosków.



Rys. 2. Izolacyjność akustyczna płyt warstwowych jednego typu z rdzeniem styropianowym, wyniki badań prowadzonych przez autora w ITB

Brak spójności pomiędzy obydwoma rozpatrywanymi parametrami jest również widoczny w odniesieniu do różnych rozwiązań materiałowych płyt o takiej samej grubości. Płyty warstwowe z rdzeniem z wykonanym z wełny mineralnej charakteryzują się lepszą izolacyjnością akustyczną niż płyty z rdzeniem styropianowym lub wykonanym z pianki poliuretanowej, mają jednak gorsze właściwości cieplne.

4. Przegrody wewnętrzne

Rozbieżności rysujące się pomiędzy właściwościami cieplnymi i akustycznymi dotyczą nie tylko ściany zewnętrznej, ale również przegród wewnętrznych. O ile w przypadku ściany zewnętrznej czynnik akustyczny nabiera większego znaczenie w zasadzie dopiero przy hałaśliwej lokalizacji budynku, to parametry akustyczne przegród wewnętrznych zawsze odgrywają rolę decydującą o jakości środowiska zamieszkania. Obecna dominacja zainteresowania zagadnieniami cieplnymi nieco zaburza prawidłowość oceny tej sytuacji.

Lekkie systemy ocieplenia stropów nad garażem, podobnie jak ocieplenie typu ETICS zastosowane na ścianie zewnętrznej, powodują pewne obniżenie izolacyjności akustycznej nawet, jeżeli składają się z samej twardej wełny mineralnej bez tynku. Efekt obniżenia izolacyjności jest z reguły niewielki, jednak występuje w zakresie niskich częstotliwości, gdzie uzyskanie dobrych parametrów akustycznych samej płyty stropowej jest trudne i strata kilku decybeli może być trudna do zrekompensowania. Ponadto, jeżeli te częstotliwości pokryją się z dominującą częstotliwością hałasu urządzeń działających w obrębie garażu, negatywny efekt ulegnie kumulacji.

Znacznie większy problem występuje jednak w związku z wprowadzeniem wymagań dotyczących parametrów cieplnych ścian oddzielających klatkę schodową od mieszkania. Postawione wymaganie radykalnie ogranicza gamę możliwych do zastosowania rozwiązań spełniających jednocześnie oba parametry, tj. cieplny i akustyczny. Większość tradycyjnych, powszechnie stosowanych rozwiązań zapewniających odpowiednią izolacyjność akustyczną, takich jak cegła, beton lub elementy silikatowe, została praktycznie wyeliminowana. Na ogół rozwiązania, które zapewniają tu odpowiednią izolacyjność cieplną nie spełniają wymagań akustycznych, i vice versa. Pomimo że problem ten był w odpowiednim czasie sygnalizowany [11, 12], przy ustalaniu wymagań cieplnych zabrakło kompleksowego spojrzenia na całość zagadnienia, oraz analizy skutków akustycznych implikowanych tymi wymaganiami. Dalsze propozycje, polegające na wprowadzeniu wymagań termicz-

nych w odniesieniu do ścian wewnętrznych międzymieszkaniowych budzą jeszcze większy niepokój. Ich zamierzonym celem jest ograniczenie przepływu energii cieplnej w okresach, kiedy pojedyncze mieszkania nie są użytkowane i w związku z tym pozostają nieogrzewane. Jednak pominięta została kwestia związanych z tym uwarunkowań akustycznych, nie zastanawiano się nad realnymi rozwiązaniami, które należałoby w takiej sytuacji zaproponować i czy takie racjonalne rozwiązania w ogóle istnieją.

5. Warunki panujące w otoczeniu budynku

Środowisko zamieszkania nie ogranicza się jedynie do wnętrza budynku, do zamkniętej przestrzeni szczelnie odizolowanej od zewnętrznych wpływów. Obejmuje również bezpośrednie otoczenie budynku, ogródki, balkony, loggie, tarasy, zielone dachy. Istotne są także warunki panujące wewnątrz pomieszczeń przy otwartych lub uchylonych oknach. Ze względu na stosowany w budownictwie mieszkaniowym system wentylacji grawitacyjnej taka sytuacja występuje powszechnie przez znaczną część roku, jednak z reguły nie jest brana pod uwagę w ocenie środowiska zamieszkania. O ile panujące na zewnątrz warunki cieplne są w danym rejonie jednorodne, zależnie od położenia geograficznego, to poziom hałasu może się zmieniać w znacznym zakresie. Patrząc z punktu widzenia użytkownika, przy ustalaniu lokalizacji nieruchomości, nawet w skali znacznego obszaru, nie mamy możliwości wyboru odpowiadającego nam klimatu cieplnego, natomiast pod względem akustycznym ten wybór jest bardzo zróżnicowany.

Możliwość pełnego korzystania z przestrzeni znajdującej się na styku budynku i środowiska zewnętrznego zależy od aktualnych warunków pogodowych, użytkownik dostosowuje się do tych warunków. Jednak warunki pogodowe nie są zsynchronizowane z występującym na zewnątrz hałasem, który zawsze będzie zaburzał pobyt na balkonie czy tarasie i trudno się dostosować do rytmu zmian tego hałasu. Orientacja i układ funkcjonalny budynku ustalone ze względu na oświetlenie czy nasłonecznienie konkretnych elewacji może pozostawać w zasadniczej sprzeczności z warunkami akustycznymi. Te uwarunkowania należy brać pod uwagę w pracach planistycznych i przy projektowaniu. W okresie letnim, zwłaszcza w porze nocnej, okna sypialni ze względu na warunki cieplne powinny być otwarte, natomiast ze względu na hałas zamknięte. Trudno w tym zakresie o racjonalny kompromis, zwłaszcza w środowisku zurbanizowanym. Omawiana sytuacja skutkuje złą jakością snu spowodowaną albo czynnikiem akustycznym albo termicznym.

Warunki panujące na zewnątrz wpływają także na wymagane parametry przegrody zewnętrznej, przy czym zarówno wymagania termiczne, jak też akustyczne odnoszą się do sytuacji, w której okna pozostają zamknięte. Duże zróżnicowanie zewnętrznych warunków akustycznych implikuje zróżnicowane wymagania odnośnie do izolacyjności akustycznej ściany zewnętrznej nawet w obrębie jednego budynku lub jego poszczególnych elewacji.

6. Wnioski

Zagadnienia związane z ochroną cieplną i ochroną akustyczną budynku powinny być rozwiązywane w sposób spójny. Nie występuje analogia pomiędzy izolacyjnością akustyczną a oporem cieplnym, dlatego nie można oceniać właściwości akustycznych przegrody na podstawie jej parametrów termicznych, pewna ujemna korelacja pomiędzy obydwoma parametrami może zachodzić jedynie w przypadku masywnych przegród jednorodnych.

W wielu przypadkach rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe powodujące poprawę parametrów cieplnych są niekorzystne pod względem akustycznym i vice versa. Możliwość

występowania takich zależności i sprzecznych tendencji powinna być uwzględniana przy projektowaniu oraz koordynacji przepisów i wymagań wprowadzanych w obu obszarach.

Literatura

1. Pogorzelski A., 2005. Zagadnienia cieplno-wilgotnościowe przegród budowlanych. In: Klemm P. editor. *Budownictwo ogólne, volume 2 Fizyka budowli*. Arkady, 103-364.
2. Matiasovsky P., Koronthalyova O., 2003. Determination of thermal parameters of the composite building materials solid phase. In: Carmeliet J, Hens H, Vermeir G, editors. Research in Building Physics. A.A. Balkema Publishers, 109-113.
3. Khan M.I., 2002. Factors affecting the thermal properties of concrete and applicability of its prediction models. Building and Environment 37, 607-614.
4. EN 12354-1. Building Acoustics. Estimation of acoustic performance of buildings from the performance of elements. Airborne sound insulation between rooms.
5. Szudrowicz B., Tomczyk P., 2009. Właściwości dźwiękoizolacyjne ścian, dachów, okien i drzwi oraz nawiewników powietrza zewnętrznego, ITB.
6. Semprini G, Cocchi A, Marinosci C., 2008. Possible correlation between acoustic and thermal performances of building structures. Acoustics. Paris 08, 4525-4530.
7. Zębala K., Zastawna-Rumin A., Kłosak A., Dulak L., 2012. Relacje pomiędzy izolacyjnością akustyczną a izolacyjnością termiczną ścian jedno i wielowarstwowych. Czasopismo Techniczne. Budownictwo, R.109, Z. 3, nr 2-B, 471-481.
8. Di Bella A, Granzotto N, Pavarin C., 2014. Comparative analysis of thermal and acoustic performance of building elements. Forum Acusticum, 7-12 September 2014, Kraków.
9. Nurzynski J., 2008. The effect of additional thermal lining on the acoustic performance of a wall. Acoustics 2008, Paris. p. 5415-5420.
10. Nurzyński J., 2012. Właściwości akustyczne paneli kompozytowych oraz perspektywa ich zastosowania w budownictwie ogólnym. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska 283(59), nr 3/2012/3, 139-146.
11. Szudrowicz B., 2013. Czy można zgodzić się na traktowanie wymagań akustycznych w budynkach jako wymagań drugiej klasy. Materiały Budowlane 6, 72-74.
12. Szudrowicz B., 2013. Rozwiązania ściany międzymieszkaniowej spełniające jednocześnie wymagania termiczne i akustyczne – analiza zagadnienia. Materiały Budowlane 8, 12-16.

Noise protection versus thermal issues in a building

Jacek Nurzyński

Acoustic Department, Building Research Institute, Warsaw,
e-mail: j.nurzynski@itb.pl

Abstract: Effective thermal insulation of a building envelope is presently perceived as the highest priority and overshadows, in a way, problems related to noise protection. However both issues equally contribute to the quality of a building and it fitness for use, they should be considered in a coherent way. Applied material and construction solutions quite often cause adverse acoustic effects because of their good thermal performance. On the other hand, solutions that provide better sound protection are sometimes difficult to be accepted in terms of energy efficiency. Hence acoustic issues in a building must not be solved with simple analogy to solutions that are thermally effective. A complex approach is essential to provide high quality residential environment. Both discussed parameters should be taken into account as equivalent when deciding on technical solutions, as well as when developing new regulations and requirements.

Keywords: building physics, acoustics, noise protection, sound insulation, thermal insulation.

Lokalizacja budynku jako czynnik wpływający na komfort akustyczny

Kinga Szopińska

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: k.szopinska@utp.edu.pl

Streszczenie: W przypadku pojawienia się w otoczeniu niepożądanych, nieprzyjemnych, dokuczliwych lub szkodliwych dźwięków zwanych hałasem może powstać uciążliwość akustyczna, która w negatywny sposób wpływa na jakość życia ludzi. Uciążliwość ta może doprowadzić do zmniejszenia komfortu akustycznego panującego wewnątrz budynku. Do najbardziej uciążliwego rodzaju hałasu należy hałas pochodzenia drogowego, a szczególnie wrażliwe na jego negatywne oddziaływanie są budynki mieszkalne. Ograniczenie przestrzeni miejskiej powoduje ich lokalizację w bezpośrednim sąsiedztwie dróg o dużym natężeniu ruchu, które to generuje nadmierny poziom hałasu. W związku z tym zapewnienie komfortu akustycznego w powyższych obiektach wymaga m.in. wnikliwej oceny lokalizacji budynków mieszkalnych z uwzględnieniem źródeł hałasu. Powyższa ocena stanie się punktem wyjścia do określenia stopnia uciążliwości akustycznej panującej w otoczeniu, co pozwoli efektywnie określić wymagania izolacyjności akustycznej zewnętrznych przegród budowlanych budynków mieszkalnych.

Celem pracy jest usystematyzowanie wiedzy, wskazanie procedury i wyszczególnienie metod oceny lokalizacji budynku dla określenia komfortu akustycznego ze szczególnym uwzględnieniem strategicznej mapy akustycznej (SMA) jako źródła informacji o hałasie drogowym. Procedurę zweryfikowano na przykładzie budynku mieszkalnego położonego w mieście Bydgoszcz. Do oceny wykorzystano metodę analizy dokumentacji źródłowej, w której podstawą są zasoby strategicznej mapy akustycznej miasta Bydgoszczy.

Słowa kluczowe: komfort akustyczny, strategiczna mapa akustyczna, uciążliwość akustyczna, lokalizacja budynku

1. Wprowadzenie

Hałas środowiskowy to zespół szkodliwych, nieprzyjemnych i dokuczliwych zjawisk dźwiękowych na danym terenie [1]. W przestrzeni miejskich emitowany jest z terenów uciążliwości akustycznej, czyli zagospodarowanych obszarów zurbanizowanych, których obiekty mogą generować dźwięk o uciążliwym charakterze. Ze względu na źródło powstania hałas emitowany z terenów komunikacyjnych można podzielić na hałas pochodzenia drogowego, szynowego oraz samolotowego. Do grupy terenów uciążliwości akustycznej zaliczamy również obszary działalności produkcyjnej i usługowej, których części składowe mogą emitować hałas przemysłowy [2]. Ponadto w przestrzeni zurbanizowanej można wyróżnić obszary, które ze względu na swoje przeznaczenie i pełnione funkcje zwane są terenami wrażliwości akustycznej [3], dla których ustawodawca określił standardy akustyczne w postaci dopuszczalnych poziomów hałasu [4]. Zgodnie z polityką hałasową [5] zadaniem władz jest zapewnienie właściwego klimatu akustycznego na terenach wrażliwości akustycznej, co ma skutkować brakiem przekroczeń obowiązujących norm. Są to tereny przeznaczone pod zabudowę mieszkaniową, szpitale i domy opieki społecznej, budynki

związane ze stałym lub czasowym pobytem dzieci i młodzieży, tereny na cele mieszkaniowo-usługowe, na cele uzdrowiskowe oraz rekreacyjno-wypoczynkowe [4]. Do obszarów szczególnie wrażliwych akustycznie należy zaliczyć tereny przeznaczone pod zabudowę mieszkaniową, na których ponadnormatywny poziom hałasu generowany przez otoczenie wpływa na warunki akustyczne panujące wewnątrz budynku zaburzając jego podstawowe parametry funkcjonalno-użytkowe, co obniża komfort akustyczny i wpływa na jakość życia mieszkańców.

W chwili obecnej, ze względu na ograniczenie przestrzeni miejskiej budynki mieszkalne lokalizuje się w bezpośrednim sąsiedztwie dróg o dużym natężeniu ruchu, co powoduje zaburzenie warunków akustycznych panujących w ich wnętrzu. Ze względu na fakt, iż na komfort akustyczny panujący w budynku ma wpływ nie tylko hałas generowany w jego wnętrzu, ale również hałas docierający z zewnętrz, ochrona przed hałasem wymaga m.in. zapewnienia odpowiedniej izolacyjności akustycznej zewnętrznych przegród budowlanych [6], która nie tylko zależy od funkcji pomieszczeń, ale również od konkretnej lokalizacji budynku i charakterystyki sąsiednich obiektów stanowiących źródła hałasu. Tym samym warunki akustyczne panujące w budynku zależą przede wszystkim od jakości środowiska akustycznego, które autorka definiuje jako ogół obiektów pochodzenia naturalnego i antropogenicznego stanowiących emitory dźwięków (pozytywnych i negatywnych), kreujących określone cechy w danej przestrzeni oraz oddziałujących na pozostałe obiekty.

W związku z powyższym, efektywna ochrona akustyczna budynku wymaga m.in. wnikliwej oceny jego lokalizacji z uwzględnieniem źródeł hałasu, których oddziaływanie może wpłynąć na komfort akustyczny panujący w jego wnętrzu. Powyższa ocena stanie się punktem wyjścia do określenia stopnia uciążliwości akustycznej, a tym samym jakości środowiska akustycznego, co pozwoli efektywnie określić m.in. wymagania izolacyjności akustycznej zewnętrznych przegród budowlanych w budynkach mieszkalnych.

Celem pracy jest usystematyzowanie wiedzy, wskazanie procedury i wyszczególnienie metod oceny lokalizacji budynku dla określenia jego komfortu akustycznego ze szczególnym uwzględnieniem strategicznej mapy akustycznej (SMA) jako źródła informacji o hałasie drogowym. Ponadto w pracy wykonano ocenę lokalizacji wybranego budynku mieszkalnego. Powyższe zrealizowano przy użyciu analizy literatury przedmiotu oraz przepisów prawa, badań materiałów źródłowych, wizji terenowej oraz analizy danych jakościowych przy użyciu programu komputerowego GeoMedia Professional.

2. Ocena lokalizacji budynku dla opisu komfortu akustycznego

2.1. Problem hałasu drogowego

Analizując wyniki wielu prac badawczych [1, 7, 8] oraz rozstrzygnięcia publikacji WHO z marca 2010 roku [9], można stwierdzić, iż na terenie państw europejskich hałas środowiskowy stanowi istotny problem, który wymaga systemowych działań naprawczych polegających na obniżeniu emisji tego oddziaływania. Zgodnie z powyższymi publikacjami do najbardziej dokuczliwej akustycznie grupy źródeł zalicza się hałas pochodzenia drogowego. Na jego szkodliwe działanie narażonej jest 16% ludności europejskiej zamieszkującej aglomeracje powyżej 250 tys. mieszkańców. Podobnie jak w innych państwach europejskich, tak i w Polsce problem hałasu drogowego jest największy. Analizując wyniki badań własnych przeprowadzonych w 2013 roku przy wykorzystaniu danych zamieszczonych na portalu NOISE [7], aż 36% Polaków mieszkających w aglomeracjach powyżej 250 tys. mieszkańców narażona jest na uciążliwość akustyczną w zakresie hałasu drogowego. Ze względu na fakt, iż hałas pochodzenia drogowego powoduje największą uciążliwość

akustyczną na terenach zurbanizowanych stał się on punktem wyjścia do dalszych rozważań w niniejszej pracy.

Podstawowym aktem prawnym regulującym kwestie m.in. ochrony przed hałasem drogowym jest Directive 2002/49/EC [5]. Na terenie Polski implementacja powyższej dyrektywy ma odzwierciedlenie w zapisach Ustawy z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo Ochrony Środowiska [10]. Zgodnie z treścią artykułu 112 ochrona przed hałasem polega na zapewnieniu jak najlepszego akustycznego stanu środowiska poprzez utrzymanie poziomu hałasu nieprzekraczającego wartości dopuszczalnych dwóch grup wskaźników. Pierwsza z nich ma zastosowanie przy ustalaniu i kontroli warunków korzystania ze środowiska w odniesieniu do jednej doby. W tej grupie wyróżniamy wskaźnik dobowy – L_{AeqD} (dB) definiowany jako równoważny poziom dźwięku A dla pory dnia (przedział czasu od godz. 6^{00} do godz. 22^{00}) oraz wskaźnik nocny – L_{AeqN} (dB) określany jako równoważny poziom dźwięku A dla pory nocy (przedział czasu od godz. 22^{00} do godz. 6^{00}). Druga grupa wskaźników ma zastosowanie w długookresowej polityce w zakresie ochrony środowiska przed hałasem i sporządzaniu strategicznych map akustycznych. Do grupy tej zaliczano wskaźnik L_{DWN} – długookresowy średni poziom dźwięku A wyrażony w decybelach wyznaczony w ciągu wszystkich dób w roku z uwzględnieniem: pory dnia (przedział czasu od godz. 6^{00} do godz. 18^{00}), pory wieczoru (przedział czasu od godz. 18^{00} do godz. 22^{00}) i pory nocy (przedział czasu od godz. 22^{00} do godz. 6^{00}) oraz wskaźnik L_N – długookresowy średni poziom dźwięku A wyrażony w decybelach, wyznaczony w ciągu wszystkich pór nocy w roku (rozumianej jako przedział czasu od godz. 22^{00} do godz. 6^{00}).

W trosce o środowisko i zdrowie ludzi na terenach zurbanizowanych określono dopuszczalne poziomy hałasu dla wymienionych powyżej wskaźników. Ich wielkości uzależnione są od źródła hałasu oraz przeznaczenia terenu. Dla przykładu na terenie Polski, zgodnie z obowiązującymi zapisami prawa teren zurbanizowany cechują właściwe warunki akustyczne w zakresie hałasu drogowego, gdy jego dopuszczalne wartości nie przekroczą następujących poziomów [4]:

- dla terenów uzdrowisk i szpitali poza miastem (L_{AeqD}=50 dB, L_{AeqN}=45 dB oraz L_{DWN}=50 dB, L_N=45dB),
- dla terenów zabudowy mieszkaniowej wielorodzinnej (L_{AeqD}=65dB, L_{AeqN}=56 dB oraz L_{DWN}=68 dB, L_N=59 dB),
- dla terenów zabudowy mieszkaniowej jednorodzinnej (L_{AeqD}=61 dB, L_{AeqN}=56 dB oraz L_{DWN}=64 dB, L_N=59 dB).
- dla terenów w strefie śródmiejskiej miast powyżej 100tys. mieszkańców (L_{AeqD}=68 dB, L_{AeqN}=60 dB oraz L_{DWN}=70dB, L_N=65 dB).

2.2. Procedura oceny lokalizacji budynku dla określenia komfortu akustycznego

W przypadku pojawienia się na terenach zurbanizowanych nieprzyjemnych, dokuczliwych lub szkodliwych dźwięków zwanych hałasem może powstać uciążliwość, która pogarszając warunki akustyczne wewnątrz budynku minimalizuje jego potencjał funkcjonalno-użytkowy i wpływa negatywnie na jakość życia ludzi. Skutki zaburzenia komfortu akustycznego w otoczeniu danego budynku są bardzo zróżnicowane. Ich rozmiar i konsekwencje zależą od wielu czynników, do których zalicza się charakterystykę samego dźwięku, funkcję terenu, sposób jego wykorzystania, rodzaj aktywności osób przebywających na danym obszarze oraz czynniki lokalne i kulturowe, które decydują o oczekiwaniach, odbiorze i subiektywnej ocenie hałasu [6].

Komfort akustyczny budynku można określić m.in. poprzez badanie jakości środowiska akustycznego panującego w jego sąsiedztwie. Powyższe przeprowadza się dla zdefiniowanego otoczenia na podstawie oceny lokalizacji budynku, w której Autorka proponuje uwzględnić następujące działania:

- zidentyfikowanie otoczenia (terenu uciążliwości akustycznej) oddziałującego na budynek (nieruchomość wrażliwą),
- przeanalizowanie wzajemnych relacji przestrzennych i funkcjonalnych pomiędzy otoczeniem a budynkiem,
- zlokalizowanie potencjalnych miejsc konfliktów pomiędzy otoczeniem a budynkiem,
- zidentyfikowanie i scharakteryzowanie źródeł hałasu w otoczeniu budynku,
- wskazanie w obrębie budynku miejsc o potencjalnym zagrożeniu akustycznym,
- określenie stopnia uciążliwości akustycznej otoczenia poprzez wskazanie stanu oddziaływania akustycznego,
- określenie jakości środowiska akustycznego w otoczeniu badanego budynku.

Do oceny lokalizacji budynku dla określenia jego komfortu akustycznego autorka proponuje zastosować metody o charakterze obiektywnym (metoda pomiaru i metoda analizy dokumentacji źródłowej) oraz metody o charakterze subiektywnym (metoda pośrednia oraz metoda wywiadu) [3]. W pracy opisano jedną z metod o charakterze obiektywnym – metodę analizy dokumentacji źródłowej, w której podstawowym źródłem informacji są zasoby strategicznej mapy akustycznej (SMA), która jako dokument powstający z nakazu prawa [5, 10] umożliwia precyzyjne określenie jakości środowiska akustycznego.

2.3. Strategiczna mapa akustyczna jako narzędzie oceny lokalizacji budynku przeprowadzonej metodą o charakterze obiektywnym

Zgodnie z dyrektywą 2002/49/WE strategiczna mapa akustyczna (SMA) to uśredniona mapa hałasu emitowanego z różnych źródeł, stanowiąca podstawę przy ocenie narażenia terenów zurbanizowanych ponadnormatywnym poziomem hałasu oraz określeniu przyczyn jego powstawania [5]. Ocena jakości środowiska akustycznego w systemie SMA zostaje przeprowadzona dla wszystkich grup źródeł hałasu. Jej wyniki przedstawia się w postaci cyfrowych map akustycznych dla wskaźników długookresowych, które ukazują poziom hałasu obliczony na wysokości 4m [11, 12]. SMA zbudowana jest z części opisowej i graficznej. Pierwsza z nich zawiera m.in.: charakterystykę badanego terenu, uwarunkowania planistyczne i akustyczne, identyfikację i specyfikację źródeł hałasu oraz diagnozę obszarów zagrożonych hałasem. Część graficzna składa się z szeregu map określających klimat akustyczny obszaru [13]. Dla hałasu drogowego generuje się m.in. mapy emisji wskaźnika L_{DWN} oraz L_N, mapy imisji wskaźnika L_{DWN} oraz L_N oraz mapy terenów zagrożonych hałasem drogowym. Dane i wnioski wynikające z SMA stanowią podstawę do sporządzenia i aktualizacji programu ochrony środowiska przed hałasem (POŚPH) tworzonego dla terenów zagrożonych m.in. negatywnym oddziaływaniem hałasu drogowego. Jego celem jest dostosowanie poziomu hałasu do wielkości dopuszczalnych. W badaniach POŚPH uwzględniony jest hałas powstający przed i po realizacji zadań programu z uwzględnieniem efektywności ekonomiczno-ekologicznej proponowanych działań ochrony akustycznej.

Ocenę lokalizacji budynku wykonaną, opierając się na systemie SMA należy wykonać na podstawie wskaźników długookresowych odniesionych do obowiązujących dopuszczalnych poziomów hałasu (wymagań formalnych) określonych przez ustawodawcę. W systemie SMA wymagania formalne stawiane terenom wrażliwości akustycznej zostały

zobrazowane na mapach imisyjnych, prezentujących dwa stany oddziaływania akustycznego, tj.:

- stan pozytywny (spełnienie wymagań formalnych) – poprawny komfort akustyczny,
- stan negatywny (brak spełnienia wymagań formalnych) – zaburzenie komfortu akustycznego.

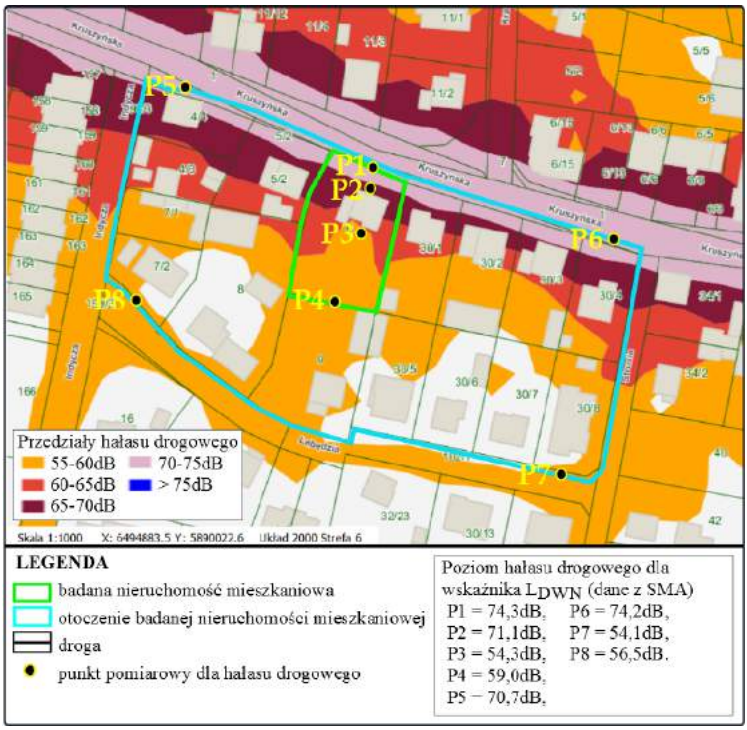
Powyższą ocenę można przeprowadzić dla wszystkich grup źródeł hałasu środowiskowego oraz różnych wskaźników hałasu, co umożliwia całościową analizę klimatu akustycznego i pełne rozpoznanie czynników zewnętrznych wpływających na komfort akustyczny budynku. Wybór wskaźnika hałasu, jak również wybór jego źródła powinien być decyzją badacza sporządzającego ocenę i winien zależeć od przedmiotu badania.

Ze względu na fakt, iż obliczenia akustyczne w systemie SMA przeprowadza się na wysokości 4m oraz ze względu na charakterystykę rozchodzenia się fali akustycznej w przestrzeni, ocenę lokalizacji budynku przeprowadzoną metodą analizy dokumentacji źródłowej autorka proponuje wykorzystać dla budynków mieszkalnych niskich do 4 kondygnacji nadziemnych włącznie. Dla budynków mieszkalnych z pozostałych grup wysokości [14] ocena wykonana zaprezentowaną metodą powinna zostać poszerzona o wyznaczenie stref pionowo-poziomej propagacji fali dźwiękowej na poszczególnych kondygnacjach budynku z uwzględnieniem wszystkich jego elewacji [15]. Pozwoli to w precyzyjny sposób określić komfort akustyczny budynku.

3. Ocena lokalizacji budynku mieszkalnego dla określenia komfortu akustycznego – studium przypadku

Do badań wytypowano nieruchomość mieszkaniową zabudowaną domem jednorodzinnym, dwukondygnacyjnym znajdującą się w zachodniej części Bydgoszcz przy ulicy Kruszyńskiej 45 na działce o powierzchni 0,1012 ha i numerze ewidencyjnym 6. Za otoczenie badanej nieruchomości przyjęto obszar o powierzchni 1,0434 ha. Po przeprowadzeniu wizji terenowej w dniu 10 marca 2015 roku stwierdzono, że jest to teren płaski z zabudową mieszkaniową jednorodzinną, na którym znajdują się nieruchomości zabudowane domami jedno- i dwu-kondygnacyjnymi. Hałas na analizowanym terenie generuje ruch uliczny pochodzący od sąsiednich dróg (ulice: Kruszyńska, Strusia, Łabędzia i Indycza).

Ocenę lokalizacji wybranego budynku przeprowadzono metodą analizy dokumentacji źródłowej. W badaniach wykorzystano dane zaprezentowane na mapie imisyjnej wskaźnika L_{DWN} hałasu drogowego wchodzącej w skład SMA miasta Bydgoszczy [16]. W celu określenia warunków akustycznych wybranego obiektu wytypowano cztery punkty pomiarowe. Jeden zlokalizowano na północnej granicy nieruchomości gruntowej w bezpośrednim sąsiedztwie ulicy Kruszyńskiej (P1), dwa kolejne punkty umiejscowiono w odległości 2 m od północnej – najbardziej wyeksponowanej na hałas (P2) i południowej (P3) elewacji budynku, kolejny punkt (P4) umiejscowiono na południowej granicy analizowanej nieruchomości gruntowej. Ponadto, w celu określenia uciążliwości akustycznej otoczenia wytypowano kolejne cztery punkty pomiarowe (P5–P8). W każdym punkcie odczytano wartość L_{DWN}. Wyniki zaprezentowano na rysunku 1.



Rys. 1. Ocena lokalizacji wybranego budynku mieszkalnego

Po przeanalizowaniu dokumentacji źródłowej stwierdzono, iż północna część wybranej nieruchomości gruntowej znajduje się w uciążliwym akustycznie otoczeniu spowodowanym ruchem pojazdów na ulicy Kruszyńskiej. Potwierdza to rysunek 1, gdzie dla punktów pomiarowych: P1, P2, P5 i P6 nie zostały spełnione wymagania formalne i poziom dopuszczalny został przekroczony dla P1 i P6 o ponad 10dB natomiast dla P2 i P5 o 7dB. Ponadto na podstawie zaprezentowanych badań północną elewację badanego budynku sklasyfikowano jako głośną elewację, która narażona jest na hałas drogowy na poziomie 71,1dB (punkt pomiarowy P2). Zdecydowanie lepsze warunki akustyczne panują w południowej części wybranej nieruchomości gruntowej oddalonej o ponad 40m od ulicy Kruszyńskiej, gdzie otoczenie nie jest emitorem hałasu drogowego, a wartości w punktach pomiarowych nie przekroczyły poziomów dopuszczalnych. Wytypowany budynek jednorodzinny nie posiada elewacji cichej, dla której zgodnie z zapisami prawa [5] dobowy wskaźnik hałasu powinien być o ponad 20dB niższy od największej wartości przy elewacji najbardziej wyeksponowanej na hałas. Potwierdzają to wartości uzyskane dla punktów pomiarowych P2 i P3.

Analizując rozkład przestrzenny hałasu drogowego oraz wartości decybelowe uzyskane dla punktów pomiarowych P1, P2 i P3 (rysunek 1), stwierdzono iż ocena lokalizacji wybranego budynku mieszkalnego zakończyła się wynikiem negatywnym. Tym samym wybrany budynek znajduje się w uciążliwym akustycznie otoczeniu, co jest konsekwencją bezpośredniego sąsiedztwa ulicy Kruszyńskiej. Powyższe może wpłynąć na zaburzenie komfortu akustycznego w pomieszczeniach zlokalizowanych w północnej części budynku. Wyniki przeprowadzonej oceny mogą stanowić rekomendację dla wyboru rozwiązań tech-

nologicznych w zakresie działań modernizacyjnych dla wybranego budynku mieszkalnego pod kątem zapewnienia właściwych warunków akustycznych.

4. Wnioski

Hałas wchodzący w skład środowiska akustycznego generowany jest przez tereny uciążliwości akustycznej, których oddziaływanie może przyczyniać się do pogorszenia warunków akustycznych i zaburzenia komfortu panującego wewnątrz budynku. Do najszerzej rozpowszechnionego rodzaju hałasu zaliczamy hałas pochodzenia drogowego, który ze względu na rozwój terenów zurbanizowanych najsilniej oddziałuje na obiekty wrażliwości, dla których określono standardy akustyczne w postaci dopuszczalnych norm hałasu. Do szczególnie wrażliwych obiektów zaliczono budynki mieszkalne.

Na komfort akustyczny panujący w budynku ma wpływ hałas wewnętrzny generowany przez urządzenia wyposażenia technicznego oraz hałas docierający do pomieszczeń z zewnętrz. W związku z powyższym prawidłowa ochrona przed hałasem wymaga m.in. odpowiedniej izolacyjności akustycznej zewnętrznych przegród budowlanych, która zależy od jakości środowiska akustycznego, lokalizacji budynku oraz charakterystyki źródeł hałasu. Rozpoznanie powyższych parametrów zmusza do przeprowadzenia szczegółowej oceny lokalizacji budynku pod kątem zapewnienia komfortu akustycznego, którą można przeprowadzić przy wykorzystaniu metod o charakterze obiektywnym (metoda pomiaru, metoda analizy dokumentacji źródłowej) i subiektywnym (metoda pośrednia, metoda wywiadu). Ze względu na dostępność źródła powyższą ocenę proponuje się wykonać na podstawie jednej z metod o charakterze obiektywnym, w której wykorzystuje się zasoby strategicznej mapy akustycznej (SMA). SMA stanowi niezastąpione źródło informacji o poziomie hałasu środowiskowego oraz wskazuje jego źródła i potencjalne przekroczenia poziomu dopuszczalnego.

Powyższe potwierdziły badania własne przeprowadzone dla wybranego budynku mieszkalnego, które wskazały iż lokalizacja rozumiana jako emitor hałasu drogowego wpływa na warunki akustyczne panujące w pobliżu budynku, co może skutkować zaburzeniem komfortu akustycznego panującego w jego wnętrzu. Tym samym, przedstawiona w pracy ocena lokalizacji budynku jest narzędziem do rekomendacji wyboru rozwiązań (urbanistycznych, funkcjonalnych i projektowych) w zakresie zachowania komfortu akustycznego w budynkach mieszkalnych.

Literatura

1. Green Paper on Future Noise Policy COM(96) 540 final, 1996.
2. Szopińska K., 2011. GIS jako narzędzie wykorzystywane przy definiowaniu klimatu akustycznego przestrzeni zurbanizowanej. Ekologia i Technika XIX(6), 293-299.
3. Krajewska M., Szopińska K., 2014. Hałas środowiskowy jako element oceny lokalizacji nieruchomości mieszkaniowych, Biuletyn SRMWW 3(41), 23-29.
4. Directive 2002/49/EC of the European Parliament and of the Council of 25 June 2002 relating to the assessment and management of environmental noise – Official Journal of the European Communities L 189 of 18 July 2002.
5. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 października 2012 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku, Dz. U. Nr 0/2012, poz. 1109.
6. Nurzyński J., 2013. Ochrona przed hałasem w zrównoważonym budownictwie. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
7. Noise Observation and Information Service for Europe (on-line). Copenhagen, European Environment Agency, http://noise.eionet.europa.eu, (dostęp: 19.10.2014)

8. Report from the Commission to the European Parliament and the Coincil, On the implementation of the Environmental Noise Directive in accordance with Article 11 of Directive 2002/49/EC, 2011.
9. Health and environment in Europe: progress assessment. WHO Regional Office for Europe ISBN 978 92 890 4198 0, 2010.
10. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo Ochrony Środowiska, Tekst jedn. Dz. U. Nr 25/2008, poz. 150, z późn. zm.
11. Senetra A., Szczepańska A., Wasilewicz-Pszczółkowska M., 2014. Traffic Noise as a Factor Driving Apartment Prices – a Case Study of a Large European Urban Agglomeration. Acoustics Australia 42.1, 47.
12. Szopińska K., Krajewska M., 2013. Prices of Apartments in Relation to Noise Level in Poland. Journal of Civil Engineering and Architecture 7(10), 1189-1195.
13. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 października 2007 r. w sprawie zakresu danych ujętych na mapach akustycznych oraz ich układu i prezentacji, Dz. U. Nr 187/2007, poz. 1340.
14. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz. U. Nr 75/2002, poz. 690.
15. Badania wykonane w ramach Indywidualnego Projektu Kluczowego, realizowanego w ramach Działania 5.4. Regionalnego Programu Operacyjnego Województwa Kujawsko-Pomorskiego „Program pilotażowy w województwie kujawsko – pomorskim *Voucher badawczy*" nt. *Badanie czynników wpływających na zwiększenie komfortu akustycznego budynków wielorodzinnych* realizowanych pod kierownictwem dr inż. Kingi Szopińskiej.
16. Mapa Akustyczna miasta Bydgoszcz. Urząd Miasta Bydgoszczy. Bydgoszcz 2015.

Building location as the determinant of acoustic comfort

Kinga Szopińska

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology,
e-mail: k.szopinska@utp.edu.pl

Abstract: In the case undesired, unpleasant, bothersome or harmful noises appear in the vicinity, acoustic nuisance may appear with detrimental impact upon human life quality. The nuisance may reduce the acoustic comfort inside a building. The most onerous type of noise is that of traffic origin, and the properties which are particularly sensitive to negative noise impact are residential buildings. Limitation of urban space makes the location of residential buildings in the immediate vicinity of roads with heavy traffic, which generates excessive noise levels. Accordingly, the acoustic comfort in these buildings requires a thorough assessment of the location of residential buildings including the sources of noise. This assessment will become the starting point for determining the degree of acoustic nuisance in the environment prevailing in the building, which will effectively determine the sound insulation requirements of external building envelope.
This article aims to systematize knowledge, indicate the procedure and specify the location of the building assessment methods for determining the acoustic comfort, with particular emphasis on strategic noise map (SNM) as the source of information about road noise. The procedure has been verified based on the example of a residential building in the city of Bydgoszcz. Documentary analysis assessment method has been used that is based on resources of strategic noise map of city of Bydgoszcz.

Keywords: acoustic comfort, strategic noise map, acoustic nuisance, location of building

Mikrostruktura porów cegły klinkierowej w elementach murowych poddanych działaniu naturalnego klimatu zewnętrznego

Maria Wesołowska, Anna Kaczmarek, Tomasz Leszczyński

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: marysia@utp.edu.pl, anna.kaczmarek@utp.edu.pl

Streszczenie: Wprowadzane na rynek wyroby budowlane mają deklarowane jedynie podstawowe cechy makroskopowe, na podstawie których trudno jest przewidzieć zachowanie materiału w kontakcie z zaprawą i środowiskiem zewnętrznym.

Podstawową informacją w tym zakresie jest mikrostruktura materiału. Praca dotyczy zmian parametrów mikrostrukturalnych cegły klinkierowej poddanej wieloletniej ekspozycji na środowisko zewnętrzne. W analizie uwzględniono zmiany mikrostruktury warstwy licowej i części środkowej elementu murowego, wykorzystując metodę porozymetrii rtęciowej i gazowej.

Słowa kluczowe: cegły klinkierowe, porozymetria rtęciowa, mikrostruktura, rozkład porowatości.

1. Wprowadzenie

Na przestrzeni ostatnich lat klinkier stał się jednym z najpopularniejszych materiałów budowlanych stosowanych na reprezentacyjnych częściach budynków oraz obiektów małej architektury. Poza niezaprzeczalnymi walorami estetycznymi, powodem jest również wysoka trwałość takich obiektów. Współczesne elementy licowe, ze względu na bogactwo kolorów i formatów, dają niezliczone możliwości komponowania elewacji oraz wykonywania detali architektonicznych. Jednak jest to materiał szczególnie wymagający, zarówno na etapie doboru składników jak i samego wykonawstwa. W Eurokodzie EN 1996 [1] mur licowy został zdefiniowany jako element stosowany na zewnątrz lub wewnątrz, który powinien mieć atrakcyjny wygląd. Jest skonstruowany z atrakcyjnych elementów murowych z zastosowaniem standardowego sposobu wykonania i złączami wypełnionymi zaprawą odpowiednią do typu elementu murowego. Powyższe parametry muszą być utrzymane przez cały okres użytkowania konstrukcji tzn. czas, w którym stan elementów składowych muru odpowiada wymaganiom eksploatacyjnym pod warunkiem właściwego użytkowania. Często okazuje się jednak, że zamierzony efekt nie zostaje osiągnięty.

Wprowadzane na rynek wyroby budowlane mają deklarowane jedynie podstawowe cechy makroskopowe: wymiary, gęstość brutto, wytrzymałość na ściskanie, zawartość aktywnych soli rozpuszczalnych, absorpcja wody, współczynnik dyfuzji pary wodnej i trwałość. Na podstawie wyszczególnionych cech trudno jest przewidywać zachowanie materiału w kontakcie z zaprawą i środowiskiem zewnętrznym. Podstawową informacją w tym zakresie jest struktura materiału [2,3]. Na ogół przyjmuje się, że strukturę charakteryzują następujące wielkości: porowatość ogólna, rozkład porowatości, krętość porów oraz powierzchnia właściwa i przepuszczalność [4].

Praca dotyczy analizy mikrostruktury klinkieru i jej zmian w zależności od ekspozycji na warunki klimatu zewnętrznego oraz usytuowania materiału w elemencie murowym.

2. Metoda badań

2.1. Przygotowanie próbek do badań

Analizą objęto dwie grupy próbek – cegły klinkierowe pełne (250x120x65 mm):
- w stanie początkowym przed wbudowaniem ich w mury,
- wbudowane w mur, poddane ekspozycji na warunki klimatu zewnętrznego w okresie pięciu lat.

6 sztuk cegieł pobrano w sposób losowy. Z każdego wyrobu wydzielono po trzy próbki z następujących obszarów:
- warstwa licowa,
- warstwa środkowa,
- warstwa podstawy.

Wydzielone próbki w postaci prostopadłościanów (rys. 1) wycięto za pomocą piły diamentowej, chłodzonej wodą. Pozostałości po procesie cięcia wypłukano wodą pod ciśnieniem. Tak przygotowany materiał wysuszono do stałej masy.

Rys. 1. Przygotowanie próbek do badań – cegła klinkierowa

Powstałe w ten sposób próbki posłużyły do oceny gęstości objętościowej metodą makroskopową. Na kolejnym etapie część próbek pokruszono w celu dostosowania ich do wymaganej objętości stemu w badaniach porozymetrycznych. Pozostałe posłużyły do wyznaczenia gęstości właściwej i powierzchni BET.

2.2. Badanie porozymetrii rtęciowej

Metoda porozymetrii rtęciowej wykorzystuje unikalne właściwości rtęci:
- ciecz ta nie zwilża materiału (napięcie powierzchniowe (293K) 428 mN/m) dlatego w kontakcie z materiałem porowatym samoistnie nie wnika w pory materiału,
- wykazuje małą zmienność kąta zwilżania materiału (od 112°-142°, 130° powszechnie akceptowana wartość). Porozymetria rtęciowa jest więc stopniowym zapełnianiem struktury porów pod wpływem ściśle kontrolowanego ciśnienia. Z danych ciśnienia i objętości intruzji aparat generuje dane wykorzystując do tego równanie Washburna [5]:

$$D = \frac{4\gamma \cos\theta}{P} \tag{1}$$

D – średnica pora [nm],
γ – napięcie powierzchniowe [mN/m],
θ – kąt zwilżania [0],
P – ciśnienie [bar].

Im większa będzie precyzja pomiaru ciśnienia i objętości rtęci, tym aparat będzie dawał wyniki z lepszą rozdzielczością.

Badania wykonano na porozymetrze AutoPore IV seria 9500 wyposażonym w dwa porty: niskiego i wysokiego ciśnienia o maksymalnej wartości 33000 psia (228 MPa), co pozwala na pomiar w zakresie mezo i makroporów (od 2 nm do 360 μm). Przed właściwym badaniem przeprowadzono kalibrację i test blank – określające objętość, ściśliwość i efekt termiczny użytego penetrometru. Na podstawie pomiarów kontrolnych ustalono czas równowagi wynoszący 30 s. W wyniku pomiarów przygotowanych próbek ustalono następujące parametry struktury:

– całkowitą objętość porów,
– objętość próbki i jej gęstość szkieletową,
– krętość porów.
– rozkład objętości porów w funkcji ich średnicy jako zależność całkową i zależność różniczkową.

2.3. Badanie gęstości właściwej

Do badania gęstości właściwej użyto aparatu AccuPyc. Po zważenia i wprowadzeniu próbki do komory wykonano 10 cykli płukania komory, a następnie 10 cykli pomiarowych. Jeden cykl pomiarowy obejmował zerowanie do ciśnienia atmosferycznego, nabicie komory helem do ciśnienia 19,5 psi (ponad ciśnienie atmosferyczne), stabilizację ciśnienia (przy poziomie równowagi 0,005psi/min) i usunięcie gazu do całkowitego spadku ciśnienia. Wynik badania jest średnią arytmetyczną z 10 pomiarów.

2.4. Badanie powierzchni BET

Do pomiaru powierzchni właściwej użyto aparatu 3Flex Surface Characterization Analyzer. Próbkę do badań umieszczono w zamkniętej komorze, z której następnie usunięto powietrze wytwarzając próżnię, po czym komorę napełniono azotem o określonym ciśnieniu. W trakcie wykonanego badania gaz był absorbowany na powierzchni porów, a masa próbki wzrastała przy jednoczesnym zmniejszaniu się masy gaz w komorze. Po wymaganym okresie czasu zarówno masa próbki, jak i ciśnienie gazu w komorze ustabilizowały się, co oznaczało koniec procesu adsorpcji. W wyniku przeprowadzonego pomiaru określona została powierzchnia właściwa (BET Surface Area).

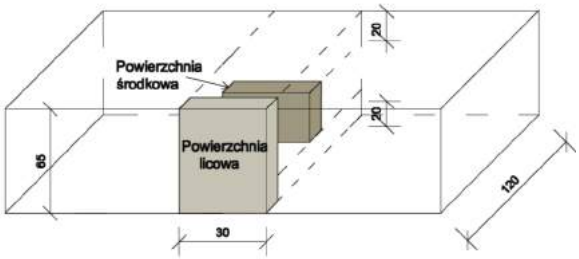
3. Wyniki badań

3.1. Badania wstępne

Badania makroskopowe wykonano na regularnych próbkach materiału wyciętych z cegieł klinkierowych w stanie początkowym, przed wbudowaniem ich w mur oraz po ekspozycji na warunki klimatu zewnętrznego. Wymiary i lokalizację próbek zaznaczono na rysunku 2. Do wyznaczenia porowatości całkowitej wykorzystano wielkość gęstości właściwej. Wyniki zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Porównanie wyników makroskopowych badań – wartości uśrednione

Oznaczenie	Miejsce pobrania próbek			
	Cegły przed wbudowaniem w mur		Cegły poddane 5-letniej ekspozycji na klimat zewnętrzny	
	Warstwa licowa	Warstwa środkowa	Warstwa licowa	Warstwa środkowa
Gęstość objętościowa [g/cm^3]	2,18	2,16	2,16	2,16
Gęstość właściwa [g/cm^3]	2,72			
Porowatość [%]	19,85	20,58	20,58	20,58



Rys. 2. Lokalizacja próbek do badań makroskopowych

3.2. Badanie mikrostruktury materiału

W wyniku porozymetrii rtęciowej otrzymano podstawowe parametry mikrostruktury (tabela 2, 3, 4):

- gęstość objętościową rozumianą jako stosunek masy ciała porowatego suchego do całkowitej objętości próbki porowatej,
- gęstość rzeczywistą materiału szkieletu określaną jako stosunek masy porowatego, suchego materiału do objętości szkieletu,
- porowatość – stosunek objętości porów zawartych w danej objętości ciała porowatego do jego całkowitej objętości,
- krętość jako wielkość geometryczną bezwymiarową, określającą średnią długość toru cząsteczki płynu przemieszczającej się od jednego punktu ośrodka porowatego do drugiego, odniesioną do długości pomiędzy tymi punktami w linii prostej).

Tabela 2. Parametry mikrostruktury próbek materiału – wartości uśrednione

Oznaczenie	Miejsce pobrania próbek			
	Cegły przed wbudowaniem w mur		Cegły poddane 5-letniej ekspozycji na klimat zewnętrzny	
	Warstwa licowa	Warstwa środkowa	Warstwa licowa	Warstwa środkowa
Gęstość objętościowa [g/cm^3]	2,17	2,14	2,14	2,13
Gęstość szkieletu [g/cm^3]	2,65	2,66	2,65	2,65
Porowatość [%]	18,13	19,64	19,33	19,68
Krętość	1,50	1,50	1,49	1,53

Szczegółowe wyniki pozwoliły na przedstawienie rozkładu objętości porów w funkcji ich średnicy (rys. 3, 5). Na podstawie zależności między pochodną funkcji objętości a średnicą porów otrzymano różniczkową krzywą rozkładu porów pozwalającą ustalić średnice dominujące [5].

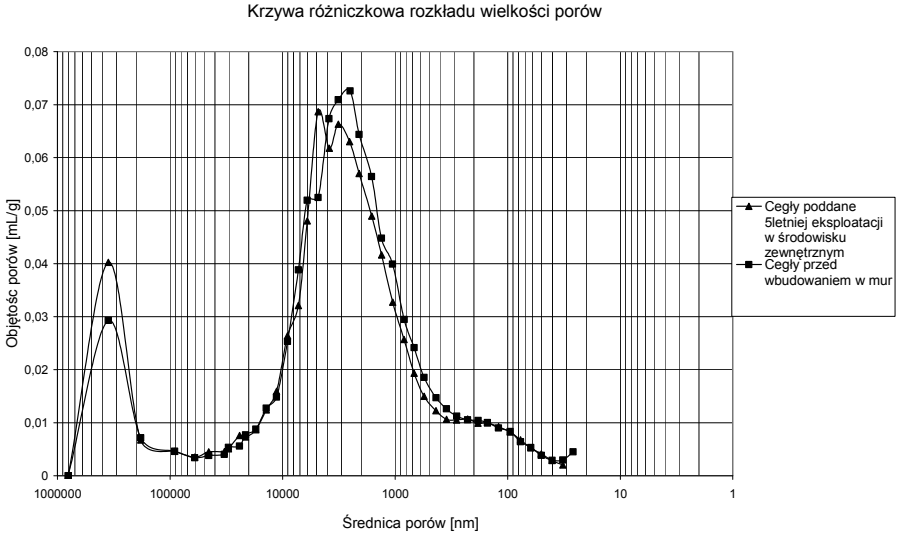
Na podstawie krzywej całkowej rozkładu wielkości porów (rys. 4, 6) ustalono udział mezo- i makroporów w badanych próbkach materiału – tabela 3, 4.

Tabela 3. Procentowe udziały porowatości dla próbek w stanie początkowym przed wbudowaniem ich w mur – wartości uśrednione

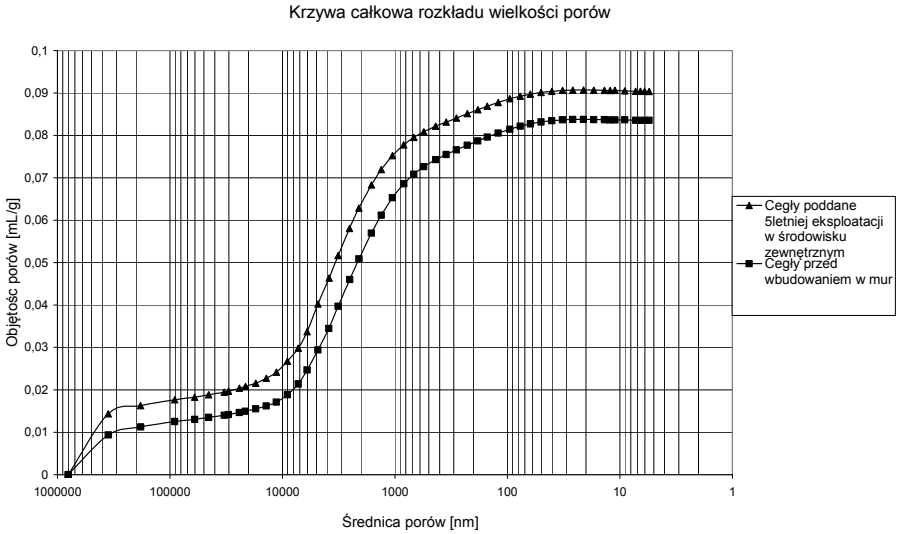
Próbka	Objętość porów [%]			
	Mikropory < 2nm	Mezopory 2-50nm	Makropory > 50nm	Porowatość całkowita
Warstwa licowa	1,72	0,86	17,27	19,85
Warstwa środkowa	0,94	0,79	18,85	20,58

Tabela 4. Procentowe udziały porowatości dla próbek poddanych 5-letniej ekspozycji na warunki klimatu zewnętrznego – wartości uśrednione

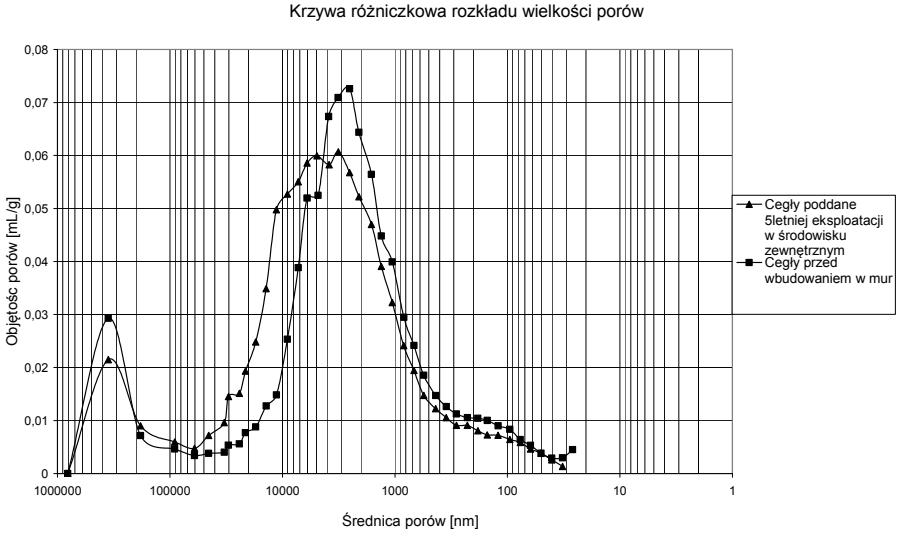
Próbka	Objętość porów [%]			
	Mikropory < 2nm	Mezopory 2-50nm	Makropory > 50nm	Porowatość całkowita
Warstwa licowa	1,25	0,75	18,58	20,58
Warstwa środkowa	0,90	0,60	19,08	20,58



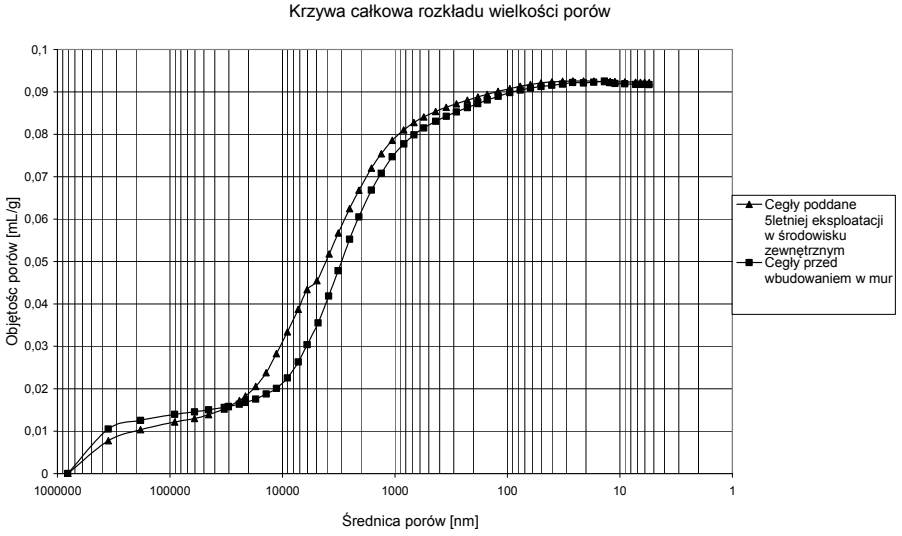
Rys. 3. Krzywa różniczkowa rozkładu wielkości porów dla próbek w stanie początkowym przed wbudowaniem ich w mur i po 5-letniej eksploatacji w środowisku – wartości uśrednione, warstwa licowa



Rys. 4. Krzywa całkowa rozkładu wielkości porów dla próbek w stanie początkowym przed wbudowaniem ich w mur i po 5-letniej eksploatacji w środowisku – wartości uśrednione, warstwa licowa.



Rys. 5. Krzywa różniczkowa rozkładu wielkości porów dla próbek w stanie początkowym przed wbudowaniem ich w mur i po 5-letniej eksploatacji w środowisku – wartości uśrednione, warstwa środkowa



Rys. 6. Krzywa różniczkowa rozkładu wielkości porów dla próbek w stanie początkowym przed wbudowaniem ich w mur i po 5-letniej eksploatacji w środowisku – wartości uśrednione, warstwa środkowa

4. Dyskusja wyników i podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań wstępnych stwierdzono różnice w mikrostrukturze klinkieru. Warstwa licowa charakteryzuje się wyższą gęstością objętościową niż warstwa środkowa w obszarze wyrobu. Zarówno w próbkach pobranych z lica, jak i środka

stwierdzono podobny udział mezoporów. Makropory w obszarze warstwy środowej stanowiły 18,85%, w licu 17,27%. Podstawowa różnica widoczna jest w obszarze mikroporów, których udział w warstwie licowej jest około dwukrotnie wyższy niż w środkowej. Udział ten został obliczony jako różnica pomiędzy porowatością całkowitą a porowatością otrzymaną z badań porozymetrycznych. Makropory odgrywają istotną rolę w przenoszeniu wilgoci do mezoporów i mikroporów. W mezoporach odbywa się transport wilgoci, a na ich powierzchni zachodzi adsorpcja. Mikropory stanowią podstawowy nośnik właściwości sorpcyjnych materiału. Pięcioletnia eksploatacja elementów murowych w środowisku zewnętrznym spowodowała nieznaczne zmiany w mikrostrukturze warstwy środkowej analizowanych wyrobów. Istotne zmiany nastąpiły w warstwie licowej, gdzie zwiększyła się porowatość ogólna wynikająca z powstania dodatkowych makroporów. Obniżył się natomiast udział mikro i mezoporów. Obserwowane zmiany są efektem oddziaływania wilgoci i rozpuszczalnych soli mineralnych. W wyniku zmiennych parametrów klimatu sole krystalizują w warstwach przypowierzchniowych, wypełniając część porów. Kryształy rosnące wewnątrz porów oddziałują na ściany szkieletu powodując pojawienie się dodatkowych naprężeń rozciągających. Badania Koniorczyka, Grymina, Koncy i Gawina [6] wskazują, że w przypadku muru ceglanego przy powierzchni naprężenia mogą osiągnąć wartości bliskie wytrzymałości cegły na rozciąganie równej ok. 1 MPa. Prowadzić to może do powstania rys i uszkodzeń powierzchniowych murów.

Należy zwrócić uwagę, że otrzymane w wyniku badań porozymetrycznych parametry struktury dotyczą wyłącznie porów otwartych w zakresie powyżej 2 nm. Oznacza to, że zarówno gęstość szkieletu, a w konsekwencji porowatość materiału są wyznaczone z błędem wynikającym z obecności mikroporów.

Literatura

1 EN 1996 – 2 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Uwarunkowania projektowe, dobór materiałów i wykonawstwo konstrukcji murowych.
2 Ruebner K. 2006. Characterization of Mineral Building Materials by Merkury Intrusion Porosimetry, Bundesanstalt für Materialforschung und – prüfung, Berlin, Germany, Particle and Particle Systems Characterization 23(1), 20-28.
3 Nikitsin V.I., Brzozowska B.B., 2015. Anisotropy of Ceramic Building Products vs. Liquid Transfer Coefficient. Transp. Porous Med. 106, 611-620.
4 Kowalski S.J., 2004. Inżynieria materiałów porowatych. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.
5 Washburn E.W. 1921. Note on a method of determining the distribution of pore size in a porous material. Proc. Natl. Acad. Sci. 7(4), USA, 115-116.
6 Koniorczyk M., Grymin W., Konca P., Gawin D., 2012. Transport i krystalizacja soli podczas wysychania materiałów budowlanych, 58 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Rzeszów-Krynica.

Praca powstała z wykorzystaniem aparatury zakupionej w ramach projektu „Realizacja II etapu Regionalnego Centrum Innowacyjności" współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Regionalnego Programu Operacyjnego województwa kujawsko-pomorskiego na lata 2007-2013.

The structure of the air-void system of clinker bricks in contemporary wall structures influenced by natural environmental conditions

Maria Wesołowska, Anna Kaczmarek, Tomasz Leszczyński

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,,
e-mail: marysia@utp.edu.pl, anna.kaczmarek@utp.edu.pl

Abstract: Construction products introduced on the market are declared to have only basic macroscopic features, on the basis of which it is difficult to predict the material behavior in contact with mortar and external environment.
The basic information in this area is referred to as a the material structure of the air-void system. This paper refers to changes in air-void system structure of the clinker brick after the multi-year exposure to external environment. The analysis has taken into account the facing layer of the air-void system as well as middle layer of a wall structure using the porosimetry method with Mercury and gas.

Keywords: clinker bricks, Mercury porosimetry, structure, porosity distribution.

Komponenty budowlane kształtujące zapotrzebowanie na ciepło w wybranych systemach deskowań traconych

Maria Wesołowska, Paula Szczepaniak

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: marysia@utp.edu.pl, paula@utp.edu.pl

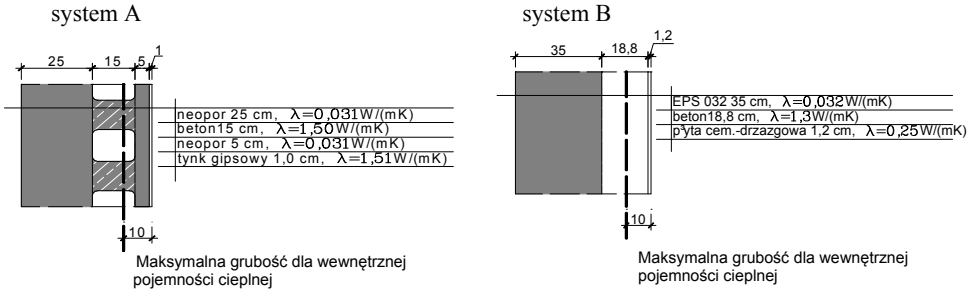
Streszczenie: Systemy izolacyjnych deskowań traconych pozwalają na wznoszenie budynków niskoenergetycznych spełniających wymagania Programu Priorytetowego NFOŚiGW. Większość z nich oferuje rozwiązania materiałowe przegród charakteryzujących się niską wartością współczynnika przenikania ciepła U. Jest to jednak tylko jeden z elementów kształtujących zapotrzebowanie na ciepło. Istotnym jest węzeł styku budynku z gruntem oraz całkowita pojemność cieplna budynku. W pracy przedstawiono porównanie zbliżonych pod względem cieplnym rozwiązań komponentów budynku z uzyskanymi efektami energetycznymi. Konsekwencją zastosowanych układów materiałowych przegród jest różny układ elementów pojemnościowych i związane z tym wykorzystanie zysków ciepła. Stosowane różne rozwiązania posadowienia budynku mają wpływ na straty ciepła przez grunt. Jakkolwiek konstrukcje węzłów zapewniają ograniczenie wpływu mostka poniżej wartości dopuszczalnych, korzystniejsze jest posadowienie na płycie fundamentowej.

Słowa kluczowe: deskowanie tracone, budynek energooszczędny

1. Wprowadzenie

W Polsce od dawna stosuje się przy wznoszeniu budynków z betonu metodę deskowań traconych stanowiącą alternatywę dla czasochłonnych rozwiązań tradycyjnych. Deskowania tracone stanowią pewnego rodzaju formy, umożliwiające ich wypełnienie mieszanką betonową w celu wykonania określonego elementu konstrukcyjnego lub ustroju budowlanego, pozostające na miejscu wbudowania, pełniące w eksploatowanym obiekcie budowlanym funkcję: konstrukcyjną, izolacyjną lub izolacyjno-konstrukcyjną [1].

Najszerzej są znane systemy wznoszenia budynków z wykorzystaniem kształtek styropianowych Izodom 2000 [2], Thermodom, Thermomur [3], IsoteQ, Styrosystem, Kern-Haus. Na rynku oferowane są również rozwiązania, w których materiał izolacyjny po stronie wewnętrznej został zastąpiony szalunkową płytą cementowo-drzazgową (rys. 1). Stanowi ona jednocześnie warstwę wykończeniową – zastępuje tradycyjny tynk cementowo-wapienny [4].



Rys. 1. Przyjęte do analizy rozwiązania ścian w szalunkach traconych

Oferowane w tych systemach rozwiązania pozwalają uzyskać standard energetyczny odpowiadający zarówno wymaganiom postawionym w warunkach technicznych [5] jak i w Programie Priorytetowym NFOŚiGW pt. „Poprawa efektywności energetycznej" [6].

Do wyznaczenia wskaźników niezbędne jest sporządzenie bilansu zapotrzebowania na ciepło budynku, w którym należy uwzględnić:

– właściwości cieplne komponentów budowlanych: współczynniki przenikania ciepła przegród, pojemność cieplną przegród, mostki termiczne generowane w węzłach połączeń głównych elementów budynku,
– strumień powietrza wentylacyjnego i infiltrującego oraz ewentualny odzysk ciepła,
– zyski wewnętrzne i solarne.

Na podstawie dostępnych katalogów systemów [2, 7] ustalono, że wartości Ψ liniowych mostków termicznych zostały określone dla węzłów konstrukcyjnych ścian. W analizie węzła styku budynku z gruntem przedstawiono model uwzględniający tylko strumień przez ścianę [2]. Jest to podejście charakterystyczne dla procedur obliczeniowych normy ISO 12831 [9]. W przywołanej normie straty ciepła przez podłogę nie uwzględniają efektu izolacji krawędziowej i mostka termicznego generowanego przez połączenie budynku z gruntem.

Przy tej samej geometrii budynku parametry związane z wentylacją i zyskami ciepła są stałe. Wartości współczynników przenikania ciepła U przegród w oferowanych systemach są również zbliżone. Wobec powyższego istotnymi stają się sposoby ukształtowania węzłów i pojemność cieplna.

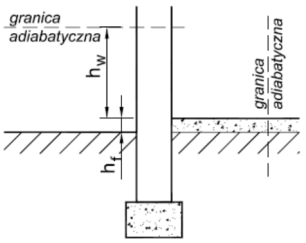
2. Węzeł styku budynku z gruntem

W prezentowanych systemach zastosowano różne systemy posadowienia:

A. w systemie kształtek styropianowych przewidziano masywną monolityczną płytę fundamentową z betonu zbrojonego o grubości 25,0 cm (λ = 2,0 W/(m·K)) wylaną w szalunku z elementów termoizolacyjnych (λ = 0,031 W/(m·K)) (rys. 2);

B. w drugim rozwiązaniu zastosowano tradycyjny układ podłogi na gruncie - podkład betonowy (λ = 1,15 W/(m·K)), EPS 036 35 cm, wylewka betonowa (λ = 1,0 W/(m·K)) i fundament liniowy z całkowitą izolacją obwodową o grubości 30 i 10 cm (λ = 0,036 W/(m·K)).

W obydwóch przypadkach zachowana jest ciągłość izolacji termicznej, ale różne są rozwiązania konstrukcyjne.



$$\Psi_{g,i} = L_{2D} - h_W \cdot U_W - 0{,}5 \times B' \cdot U_g$$

$$\Psi_{g,e} = L_{2D} - \left(h_W + h_f\right) \cdot U_W - 0{,}5 \times \left(B' + w\right) \cdot U_g$$

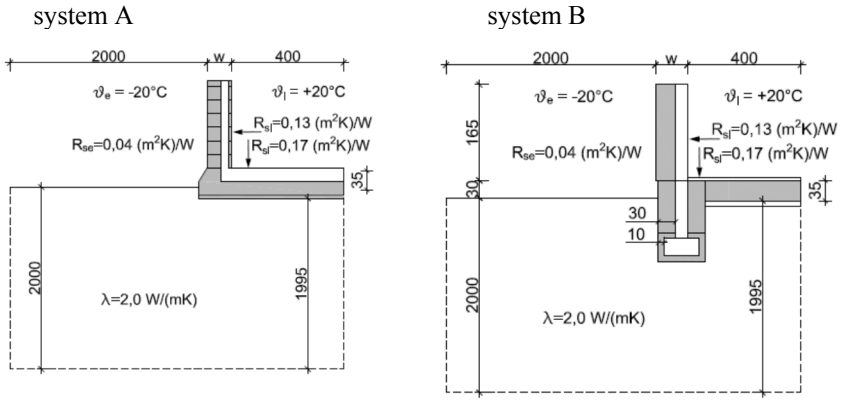
Rys. 2. Model obliczania liniowego współczynnika przenikania ciepła połączenia ściana-podłoga wg metody komputerowo- analitycznej, opcja A [8]

Ocenę wpływu układu materiałowego na liniowe straty ciepła po obwodzie budynku przeprowadzono, wykorzystując analizę stacjonarnego przepływu ciepła w polu dwuwymiarowym. Wartość liniowego współczynnika przenikania ciepła wg [8] może być wyznaczona dwiema metodami:

– komputerowo-analityczną, w której uwzględnia możliwość wymiarowania zewnętrznego i wewnętrznego oraz pełną geometrię węzła (rys. 2),
– komputerową, w której występuje tylko możliwość wymiarowania wewnętrznego.

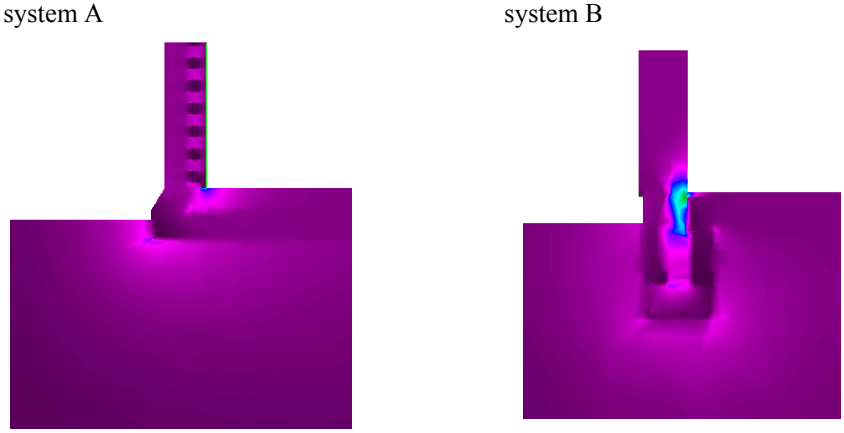
Z uwagi na przydatność do oceny wg Programu Priorytetowego wymagającego zewnętrznego systemu wymiarowania, w analizie przedmiotowego węzła zastosowano metodę komputerowo-analityczną.

W celu obliczenia współczynnika sprzężenia cieplnego L_{2D} przyjęto model obliczeniowy dla ogólnego przypadku budynku o B' = 8,0 m (rys. 3). Budynek zlokalizowany w III strefie klimatycznej (ϑ_e = -20ºC) [9]. Temperatura wewnętrzna ϑ_i = +20ºC, jak dla pomieszczeń przeznaczonych na stały pobyt ludzi [5].



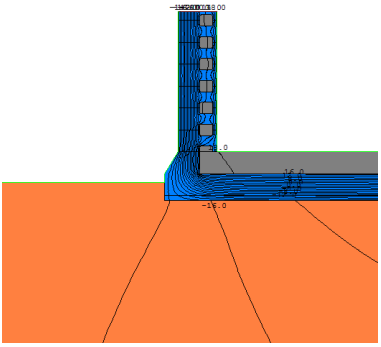
Rys. 3. Modele obliczeniowe węzłów podłogi: a) fundament liniowy z pełną izolacją obwodową, b) fundament płytowy

Na podstawie obliczeń numerycznych uzyskano wartości strumieni ciepła, które posłużyły do wyliczenia liniowych współczynników przenikania ciepła związanych z połączeniem ściana-podłoga.

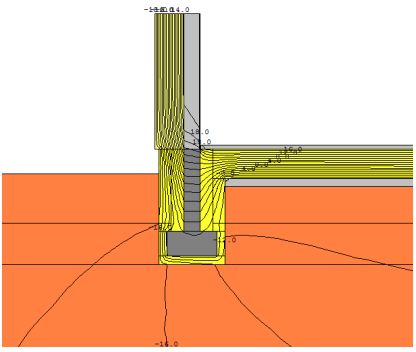


Rys. 4. Rozkład gęstości strumienia ciepła w węzłach analizowanych systemów

system A



system B



Rys. 5. Przebieg izoterm w węzłach analizowanych systemów

3. Pojemność cieplna

Przy tej samej geometrii budynku zyski wewnętrzne i solarne są takie same. Jednak możliwość ich wykorzystania zależy od wewnętrznej pojemności cieplnej przegród.

W przypadku stosowania metody miesięcznej i sezonowej, wewnętrzną pojemność cieplną oblicza się przez zsumowanie pojemności cieplnych wszystkich elementów budynku w bezpośrednim kontakcie cieplnym z powietrzem wewnętrznym z zakresie grubości 10 cm przegrody:

$$C_m = \sum \kappa_j \times A_j \tag{1}$$

gdzie:

C_m – wewnętrzna pojemność cieplna, J/K,

κ_j – wewnętrzna pojemność cieplna na pole powierzchni elementu budynku j, J/(m^2·K), wg wzoru 2,

A_j – pole powierzchni elementu j, m^2.

Wewnętrzna całkowita pojemność cieplna na pole powierzchni elementu budynku przegrody obliczana jest:

$$\kappa_j = \sum_i c_{p,i} \cdot \rho_i \cdot d_i \tag{2}$$

gdzie:

c_p – ciepło właściwe, J/(kg·K),

ρ – gęstość objętościowa, kg/m^3,

d – grubość warstwy materiału, m.

Jest ona zależna od układu materiałowego znajdującego się w analizowanym zakresie grubości (tab. 1).

Bezwymiarowy czynnik wykorzystania zysków ciepła do ogrzewania, $\eta_{H,gn}$ jest funkcją stosunku zysków ciepła do bilansu cieplnego γ_H i parametru liczbowego a_H, który zależy od bezwładności cieplnej budynku, danej równaniem:

$$\eta_{H,gn} = \frac{1-\gamma_H^{a_H}}{1-\gamma_H^{a_H+1}} \tag{3}$$

γ_H – bezwymiarowy stosunek zysków ciepła do bilansu cieplnego dla trybu ogrzewania

a_H – bezwymiarowy parametr liczbowy zależny od stałej czasowej τ_H, zdefiniowany równaniem

$$a_H = a_{H,0} + \frac{\tau}{\tau_{H,0}} \tag{4}$$

Jest to wielkość charakterystyczna dla danego budynku, różna w każdym miesiącu. Oblicza się ją na podstawie składników bilansu, tj. zysków i strat ciepła budynku.

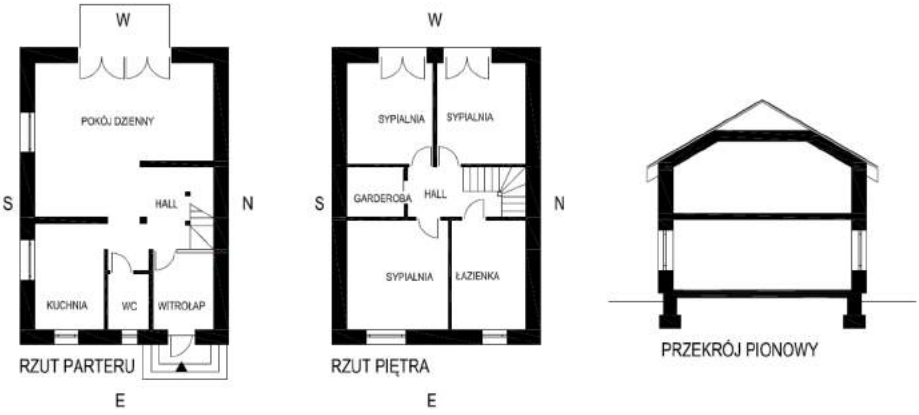
Tabela 1. Wewnętrzna pojemność cieplna komponentów analizowanych systemów

ściana	warstwa	c_p	ρ	d	K
		J/(kg·K)	kg/m^3	m	J/(m^2·K),
System A	tynk gipsowy	1000	1000	0,012	96.895
	neopor	1450	18	0,05	
	beton o śr. Gęstości 2200	1000	2200	0,038	
System B	płyta cem.-drzazg.	2510	1000	0,012	232.520
	beton zbrojony	1000	2300	0,088	
podłoga	warstwa	c_p	ρ	d	K
		J/(kg·K)	kg/m^3	m	J/(m^2·K),
System A	beton zbrojony	1000	2300	0,10	229.997
System B	beton o śr. gęstości 2000	1000	2000	0,07	177.305
	EPS 200-036 parking	1450	30	0,03	

4. Analiza bilansu cieplnego

4.1. Procedura obliczeniowa

Do analizy przyjęto prosty budynek jednorodzinny, niepodpiwniczony, z poddaszem użytkowym i rozwiązaniami przegród proponowanymi przez producentów systemów dla standardu NF15 (rys. 6).



Rys. 6. Geometria analizowanego budynku

Budynek zlokalizowano w III strefie klimatycznej (Warszawa). Założono tę samą powierzchnię użytkową, wentylację mechaniczną ze sprawnością odzysku ciepła 90% i strumieniem powietrza wentylacyjnego 0,5 1/h. Dla proponowanych rozwiązań posadowień i przyjętych modeli obliczeniowych (Rys. 5) wyznaczono wartości liniowego współczynnika przenikania ciepła:

– system A: $\Psi_g = 0{,}0584$ [W/(m·K)],
– system B: $\Psi_g = -0{,}0253$ [W/(m·K)].

Wymagane w obliczeniach pozostałe wartości liniowych współczynników przenikania ciepła Ψ przyjęto na podstawie dostępnych katalogów systemów [2, 7]. Do wyznaczani

strat ciepła przyjęto zewnętrzny system wymiarowania. W budynku wyróżniono dwie strefy: parter i piętro. Dla wydzielonych stref obliczono sezonowe zapotrzebowanie na ciepło, wewnętrzną pojemność cieplną z podziałem na poszczególne przegrody oraz czas trwania sezonu grzewczego.

4.2. Wyniki obliczeń i analiza

W obydwóch systemach otrzymano zbliżone wyniki w zakresie EU_{CO}. Jest to efektem porównywalnych wartości współczynników przenikania ciepła przegród i liniowych współczynników przenikania ciepła mostków termicznych związanych ze ścianami. Wyróżnienie w budynku dwóch stref (parter i piętro) pokazało nierównomierność rozdziału zapotrzebowania na ciepło w różnych technologiach. W przypadku budynku z zastosowaniem systemu deskowania z wewnętrzną płytą cementowo-drzazgową (system B) większe zapotrzebowanie na ciepło dla parteru wynika z wartości liniowego współczynnika przenikania ciepła węzła połączenia budynku z gruntem $\Psi_g = 0{,}0584$ [W/(m·K)]. Jest to wartość znacznie wyższa niż dla rozwiązania fundamentu płytowego systemu A $\Psi_g = -0{,}0253$ [W/(m·K)]. Należy jednak stwierdzić, że wielkość ta nie przekracza wartości granicznej ($\Psi_{g,max} = 0{,}15$ [W/(m·K)]). Otrzymane wartości EU_{CO} są znacznie niższe od wymaganych dla standardu NF15 [6]. Fakt ten wynika nie tylko z izolacyjności termicznej przegród (na poziomie wartości granicznych) ale również z: geometrii budynku i jego orientacji, wielkości strumienia wentylacyjnego, wewnętrznych zysków ciepła i regulacji w zakresie strumienia powietrza wentylacyjnego.

Wykonane w systemie A ściany zachowują wymaganą wartość współczynnika przenikania ciepła U, ale układ trójwarstwowy z izolacją termiczną po wewnętrznej stronie ogranicza zdolności akumulacyjne przegrody (tab. 1, 2). Przekłada się to na stałą czasową budynku a w konsekwencji na bezwymiarowy czynnik wykorzystania zysków ciepła do ogrzewania (wzór 3,4).

Tabela 2. Zestawienie parametrów energetycznych budynku dla analizowanych systemów

Parametry energetyczne budynku		system B		system A	
		parter	piętro	parter	piętro
Sezonowe zapotrzebowanie na ciepło budynku Q_h [kWh/rok]		757,74	532,3	726,62	610,46
		1288,1		1337,1	
Wskaźnik rocznego jednostkowego zapotrzebowania na energięużytkową do celów ogrzewania i wentylacji EU_{CO} [kWh/(m^2·rok)]		10,9		11,3	
Wewnętrzna pojemność cieplna budynku C_m [kJ/K]		55239	56157	47148	45941
Pojemność cieplna wybranych przegród C_m [kJ/K]	Ściana zewnętrzna	21,0	14,1	8,6	6,7
	Ściana wewnętrzna nośna	5,5	-	4,1	-
	Ściana działowa	6,7	17,6	5,8	15,1
	Podłoga	12,1	-	18,9	-
Czas trwania sezonu grzewczego [m-c]		4,12	3,84	4,08	4,0
Stała czasowa strefy τ [h]		484,1	590,3	420,0	458,9

W przypadku rozwiązania z wewnętrzną płytą cementowo-drzazgową parametr ten kształtuje żelbetowa warstwa konstrukcyjna ściany, przy większej powierzchni przegrody (budynek wielokondygnacyjny) generuje dużo wyższą pojemność cieplną całego budynku (tab. 2).

5. Podsumowanie

Omówione w pracy systemy izolacyjnych deskowań traconych są dostosowane do wysokich wymagań Programu Priorytetowego. Rozwiązania materiałowe przegród i ich węzłów zapewniają uzyskanie energetycznych właściwości budynku niższych niż graniczne. Zastosowanie gotowych rozwiązań detali systemowych pozwala uniknąć wysokich wartości liniowego współczynnika przenikania ciepła, jednak w strefie budynku z gruntem mogą pojawić się znaczne różnice. Rozwiązanie z tradycyjnie wykonstruowanym fundamentem liniowym, mimo znacznych grubości izolacji obwodowej generuje znacznie wyższe straty ciepła niż analogiczne z fundamentem płytowym. Jest to podstawowy czynnik, który kształtuje zapotrzebowanie ciepła dla parteru. Analiza wykazała, że równie istotna jest pojemność cieplna przegród, która wpływa na skrócenie sezonu grzewczego. Konsekwencją rozwiązań materiałowych systemów jest różny układ elementów pojemnościowych. Dla systemów bazujących na kształtkach izolacyjnych elementem pojemnościowym jest płyta podłogi, przy czym korzystny wpływ takiego elementu występuje tylko na parterze. Rozwiązanie z wewnętrzną płytą cementowo-drzazgową charakteryzuje się wysoką pojemnością cieplną ścian. W związku z tym, wpływ tego elementu, rozkłada się równomiernie na wszystkie kondygnacje. Wysoka pojemność cieplna komponentów budowlanych wpływa nie tylko na zapotrzebowanie na ciepło, ale również na komfort cieplny użytkowników. W okresie zimowym tłumi różnice temperatur wynikające z przerw w ogrzewaniu budynku. Latem chroni przed przegrzewaniem pomieszczeń, a w przypadku budynków klimatyzowanych wpływa na zapotrzebowanie na chłód [10].

Literatura

1. Korona L., 2011. Innowacyjne technologie deskowań traconych. Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2. Politechnika Białostocka, 307-3017.
2. Zeszyt informacyjny nr 11. Izodom 2000 Polska. Katalog liniowych mostków termicznych wybranych datali konstrukcyjnych systemu Izodom. 2013
3. ETA-07/0018 Thermomur. Zestaw nienośnych styropianowych szalunków traconych.
4. Technologia wykonania energooszczędnych budynków typu „EKOBUD", 2011. Grudziądz.
5. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 roku w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. nr 75 poz. 690, z późn. zm.)
6. Program Priorytetowy NFOŚIGW „Poprawa efektywności energetycznej".
7. Wprowadzenie ekoinnowacji do energooszczędnej technologii typu Ekobud, WBAiIŚ UTP. 2014, Bydgoszcz.
8. PN-EN ISO 10211:2008 Mostki cieplne w budynkach. Strumienie ciepła i temperatury powierzchni. Obliczenia szczegółowe.
9. PN-EN 12831:2006 Instalacje ogrzewcze w budynkach. Metoda obliczania projektowego obciążenia cieplnego.
10. Ickiewicz I., 2012. Wpływ pojemności cieplnej na bilans cieplny budynku. Czasopismo techniczne. Budownictwo 2-B.

Building components influencing the heat demand for SIP formwork systems

Maria Wesołowska, Paula Szczepaniak

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: marysia@utp.edu.pl, paula@utp.edu.pl

Abstract: Insulating SIP formwork systems enable construction of energy-efficient buildings that meet the requirements of the Priority Program of the National Fund for Environmental Protection and Water Management (NFOŚiGW). Vast majority of them offer material solutions that feature low values of thermal conductivity coefficient (U). However, this is only one of the elements that characterize heat demands. The most important elements are the following: the contact point between the ground and the building as well as the building heat capacity. The paper presents a comparison of similar building component solutions in terms of obtained thermal energy effects. Materials utilized in building envelope systems require a different layout of capacitive elements as well as heat gains associated with it. Various building foundation solutions play an important role in heat losses through the ground. Although the construction of contact points ensure lower impact of thermal bridge, that is below the limit values, it is better to use a foundation slab.

Keywords: SIP formwork, energy-efficient building

BUDOWNICTWO OGÓLNE

Przyszłość budownictwa energooszczędnego w świetle nowej perspektywy finansowej Unii Europejskiej (2014-2020) na przykładzie miasta Zielona Góra

Anna Bazan-Krzywoszańska[1], Andrzej Łączak[2], Maria Mrówczyńska[1], Marta Skiba[1]

[1] Wydział Budownictwa, Architektury Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: A.Bazan@aiu.uz.zgora.pl, M.Mrowczynska@ib.uz.zgora.pl, M.Skiba@aiu.uz.zgora.pl

[2] Instytut Prawa i Turystyki, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Sulechowie, ied@wp.pl

Streszczenie: W pracy podjęto próbę określenia przyszłości budownictwa energooszczędnego na przykładzie badań przeprowadzonych na obszarze miasta Zielona Góra, biorąc pod uwagę możliwości pozyskania środków finansowych z Unii Europejskiej w nowej perspektywie finansowej 2014-2020. Na podstawie przeprowadzonych badań określono wpływ i rozkład parametrów energetycznych i ekonomicznych w budynkach, w mieście oraz oszacowano przybliżony koszt remontu termomodernizacyjnego budynków mieszkalnych dla jednego z osiedli wraz z wyznaczeniem, wynikających z tych działań, potencjalnych oszczędności energii.

Jedną z możliwych dróg rozwoju budownictwa energooszczędnego jest zróżnicowanie polityki miejskiej oraz uruchomienie programów wspierania budownictwa energooszczędnego. Drugą, jest wykorzystanie odnawialnych źródeł energii jako środka poprawiającego bezpieczeństwo energetyczne obszarów zabudowanych wraz z jednoczesnym zmniejszeniem emisji gazów cieplarnianych.

Nowa perspektywa finansowa 2014-2020 daje możliwość wsparcia inicjatyw i projektów, których celem jest wykorzystanie energii pochodzącej ze źródeł odnawialnych, głównie do podnoszenia efektywności energetycznej przez termomodernizację budynków i modernizację źródeł ciepła.

Słowa kluczowe: energooszczędność, budownictwo, efektywność energetyczna, polityka lokalna, fundusze strukturalne, odnawialne źródła energii.

1. Wstęp

Na świecie, w Europie, a także w Polsce szybko wzrasta zapotrzebowanie na energię[1], powodując obawy, wyczerpania się nieodnawialnych zasobów energetycznych i wzrost negatywnego oddziaływania na środowisko (ubożenie warstwy ozonowej, globalne ocieplenie, zmiany klimatu itp. spowodowane zwiększoną emisją CO_2) [Balaras et al., 2005].

Udział miast w globalnym zużyciu energii także stale się zwiększa i nic nie wskazuje, że tendencja ta ulegnie zmianie. Zwiększenie populacji, rosnący popyt na usługi budowlane i stałe podnoszenie poziomu komfortu, wraz ze wzrostem czasu spędzanego w budynkach, zapewni dalszy trend wzrostowy zapotrzebowania na energię w przyszłości. Globalny udział zużycia energii przez budynki zarówno mieszkalne, jak i komercyjne wzrósł, osiągając ostatnio poziom pomiędzy 20% a 40% w krajach rozwiniętych [Harris, 2010]. Z tego powodu, ograniczenie zużycia energii cieplnej, elektrycznej i gazowej oraz wzrost wydajności urządzeń w budynkach jest dziś głównym celem polityki energetycznej na poziomie regionalnym, krajowym i między-

[1] Zaktualizowana w 2011 r. prognoza zapotrzebowania na finalną energię elektryczną mówi o jego wzroście z poziomu 120 TWh rocznie w roku 2010 do przeszło 167 TWh w roku 2030, to jest 40-procentowy wzrost – wypowiedź na posiedzeniu Sejmu (Posiedzenie nr 19 w dniu 26-07-2012) Podsekretarz Stanu w Ministerstwie Gospodarki Hanna Trojanowska.

narodowym. Cel ten powinien też znaleźć swoje odzwierciedlenie w polityce lokalnej określającej ramy działań inwestycyjnych.

Polityczne lub ekonomiczne próby wymuszenia zmian klimatycznych poprzez wzrost cen paliw kopalnych, prowadzą do wykluczenia i wzrostu ubóstwa energetycznego czyli powodują skutki socjalne (paliwa kopalne stają się tak drogie, że dużej części społeczeństwa nie stać na ich spalanie). Jedynym sposobem stymulującym niskoenergetyczny rozwój gospodarki jest wzrost liczby badań naukowych, który może przyczynić się do tego, aby energia odnawialna była tania [Wade, 2011]. Idealnym rozwiązaniem byłoby połączenie działań mających na celu energetyczną modernizację miast, a w nich budynków, ze strategiami ich przebudowy oraz ustaleniem przedsięwzięć modelowych i projektów badawczych.

Obowiązująca w Polsce Ustawa z dnia 15 kwietnia 2011 r. o efektywności energetycznej (Dz.U. 2011 nr 94 poz. 551), określa w art. 4, że celem jest zmniejszenie średniego krajowego zużycia energii w ciągu roku przynajmniej o 9% do 2016 roku.

Unia Europejska w swoich dyrektywach przyjęła rozszerzone wykorzystanie odnawialnych źródeł energii (OZE) jako środek osiągnięcia poprawy bezpieczeństwa energetycznego, zmniejszenia emisji gazów cieplarnianych i poprawienia konkurencyjności gospodarek europejskich. Ponieważ jednak na rynku energii szybki rozwój OZE nie nastąpił, powstały różne mechanizmy wsparcia jego rozwoju. Obecnie za kategorię wsparcia przyjęto wprowadzenie białych i czerwonych certyfikatów oraz dopasowywane taryfy [Fouquet et al., 2008]. Doświadczenia wielu krajów w Europie wskazują, które mechanizmy wsparcia bardziej odpowiadają lokalnemu rynkowi i które dostarczają większe i szybsze korzyści przy niższych kosztach. Władze publiczne pragnące zminimalizować koszty wsparcia OZE wybierają najczęściej certyfikaty, których cena jest ustalana przez rynek. Przyjęcie systemu zachęt dla innowacji wprowadzanych przez inwestorów, w których korzyści są większe niż ryzyko, doprowadziło do imponującego wzrostu gospodarczego, szczególnie w Danii, Niemczech i Hiszpanii [Krenz, 2011]. Taki system może być mniej skuteczny w krajach, w których ryzyko czasochłonnych procesów prawnych i niepewność inwestorów powoduje spowolnienie w inwestycjach [Fouquet et al., 2008] czyli między innymi w Polsce.

Polska stoi przed koniecznością dostosowywania polityki rozwoju do wymagań Unii Europejskiej w zakresie zmniejszania produkcji gazów cieplarnianych, głównie przez zmniejszenie eksploatacyjnego zapotrzebowania na ciepło, energię elektryczną, paliwa gazowe (Dyrektywa 2009/29/WE). Jeżeli do współpracy włączą się gminy i miasta (na podstawie Prawa energetycznego w zakresie obowiązku wykonania planów energetycznych w gminach oraz o ustawę o samorządzie gminnym, jak i ustawę o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym) efekty konsultacji społecznych staną się częścią ustaleń miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego i będą stanowić dodatkowe bodźce dla rozwoju OZE i podstawę dla kreowania mechanizmów wsparcia dla małych instalacji i mikroinstalacji.

2. Doświadczenia w finansowaniu gospodarki niskoemisyjnej w ramach polityki spójności w latach 2007-2013

Wsparcie gospodarki niskoemisyjnej w ramach polityki spójności przybiera różne formy. Z jednej strony prowadzone są działania ograniczające energochłonność obiektów budowlanych, a z drugiej tradycyjne źródła energii zamienia się na mniej szkodliwe dla środowiska poprzez wprowadzanie nowych technologii lub pozyskanie energii ze źródeł odnawialnych. Z funduszy unijnych wsparto 839 inwestycji w elektrownie produkujące energię ze źródeł odnawialnych[2]. Najwięcej projektów w Polsce zrealizowano w zakresie

[2] Baza KSI-SIMIK wg stanu na dzień 31.03.2015 roku.

energii słonecznej a najmniej dotyczących biomasy. Natomiast zainteresowanie energią wiatrową i wodną było na zbliżonym poziomie. Zdecydowanie największe nakłady poniesiono na inwestycje w infrastrukturę energii wiatrowej. Wartość nakładów na te inwestycje przekroczyła 62% wszystkich środków zainwestowanych w OZE w ramach funduszy 2007-2013. Na drugim miejscu znalazły się inwestycje w biomasę a dalej w energię słoneczną oraz energię hydrologiczną i geotermalną (tab. 1).

Tabela 1. Nakłady OZE w ramach projektów współfinansowanych z funduszy UE 2007-2013 w zł

Wyszczególnienie	Wartość projektów	Wartość wydatków	Wartość dofinansowania	Wartość dofinansowanie UE
Wiatrowa	5 444 820 554,50	3 883 897 670,79	1 486 267 399,40	1 474 315 342,04
Słoneczna	1 445 228 170,24	1 259 442 295,19	899 687 002,90	854 087 802,02
Biomasa	1 561 480 162,74	1 129 415 884,60	489 345 154,63	477 033 406,26
Wodna	275 159 225,72	211 769 606,02	138 366 807,10	132 274 389,34
Razem OZE	8 726 688 113,20	6 484 525 456,60	3 013 666 364,03	2 937 710 939,66

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych KSI SIMIK, wg stanu na 31.03.2015 r.

Inwestycje OZE można było realizować w ramach ogólnokrajowego Programu Operacyjnego Infrastruktura i Środowisko oraz 16 regionalnych programów operacyjnych.

W ramach PO IiŚ realizowano zdecydowanie większe projekty niż w programach regionalnych. Na 87 projektów wydano ponad 6 mld zł., co stanowiło 70,4% wszystkich środków wydanych na energię odnawialną. Średnia wartość projektu wyniosła ponad 70,5 mln zł. Natomiast z regionalnych programów operacyjnych dofinansowano 752 o łącznej wartości ponad 2,5 mld zł., co stanowiło 29,6%. Inwestycje realizowane w ramach programów regionalnych były przedsięwzięciami niedużymi o średniej wartości około 3,4 mln zł.

Tabela 2. Inwestycje w źródła energii i efektywność energetyczną w ramach polityki spójności 2007--2013 w tys. zł

Wyszczególnienie	Wartość projektów	Wartość wydatków	Wartość dofinansowania	Wartość dofinansowanie UE
OZE	8 726 688 113,20	6 484 525 456,60	3 013 666 364,03	2 937 710 939,66
Energia TEN-E	2 215 182 530,13	1 540 785 308,93	868 424 914,29	868 424 914,29
Energia	133 872 683,76	97 470 629,26	47 125 012,88	45 042 067,43
Efektywność energetyczna	9 068 002 702,54	6 381 400 686,01	3 586 306 924,56	3 542 025 665,80
Gaz ziemny	4 719 934 435,53	2 491 852 951,52	1 341 837 524,77	1 340 628 823,61
Gaz ziemny. Sieć TEN-E	5 911 110 426,40	2 536 869 260,46	1 446 015 477,39	1 446 015 477,39
Razem	30 774 790 891,56	19 532 904 292,78	10 303 376 217,92	10 179 847 888,18

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych KSI SIMIK, wg stanu na 31.03.2015 r.

Łączna wartość wszystkich projektów zrealizowanych w ramach polityki spójności wyniosła prawie 30,8 mld złotych, z czego niespełna 1/3 pochodziła z dofinansowania UE. Skalę prowadzonych inwestycji obrazuje także liczba 3786 zrealizowanych projektów. Najwięcej projektów było związanych z podniesieniem efektywności energetycznej – 2499 i odnawialnymi źródła energii – 839. W efektywność energetyczną zainwestowano 28,5% wszystkich środków. Nieznacznie mniej 28,4% w odnawialne źródła energii. Inwestycje w gaz ziemny łącznie wyniosły natomiast 34,5%.

2.1. Województwo lubuskie i Zielona Góra

Województwo lubuskie, tak jak pozostałe województwa, w ramach polityki spójności 2007-2013 miało do dyspozycji środki z programu regionalnego oraz Programu Operacyjnego Infrastruktura i Środowisko. Łącznie zrealizowano 125 projektów. W zdecydowanej większości były to projekty związane z efektywnością energetyczną (tab. 3).

Tabela 3. Liczba zrealizowanych projektów w województwie lubuskim w ramach polityki spójności 2007-2013

Wyszczególnienie	Liczba projektów
OZE	14
Gaz ziemny	12
Efektywność energetyczna	99
Razem	125

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych KSI SIMIK, wg stanu na 31.03.2015 r.

Kwotowo najwięcej zainwestowano w odnawialne źródła energii. Inwestycje w gaz ziemny oraz efektywność energetyczną pochłonęło około 29%. Łączna wartość projektów w ramach polityki spójności osiągnęła wartość prawie 930 mln zł. Wydatki poniesione województwie lubuskim stanowią jednak jedynie 3% ogólnych nakładów poniesionych na ten cel w Polsce (tab. 4).

Tabela 4. Inwestycje w źródła energii i efektywność energetyczną w województwie lubuskim w ramach polityki spójności 2007-2013 w tys. zł

Wyszczególnienie	Wartość projektów	Wartość wydatków	Wartość dofinansowania	Wartość dofinansowania UE
OZE	389 806 288,56	314 450 743,53	123 492 807,07	121 529 646,90
Gaz ziemny	267 146 348,87	140 312 516,03	78 202 453,11	78 202 453,11
Efektywność energetyczna	272 701 576,71	234 901 329,41	176 260 785,55	176 260 785,55
Razem	929 654 214,14	689 664 588,97	377 956 045,73	375 992 885,56

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych KSI SIMIK, wg stanu na 31.03.2015 r.

W Zielonej Górze zrealizowano w ramach polityki spójności 11 projektów. Jeden projekt związany był z montażem kolektorów słonecznych mających wspierać system grzewczy w szpitalu wojewódzkim. Dwa projekty dotyczyły modernizacji systemów grzewczych a osiem obejmowało termomodernizację obiektów użyteczności publicznej.

Tabela 5. Inwestycje w źródła energii i efektywność energetyczną w Zielonej Górze w ramach polityki spójności 2007-2013 w tyś. zł.

Wyszczególnienie	Wartość projektów	Wartość wydatków	Wartość dofinansowania	Wartość dofinansowania UE
OZE	606 543,96	594 731,51	496 481,85	496 481,85
Efektywność energetyczna	81 641 259,04	66 444 189,34	54 649 298,03	54 649 298,03
Razem	82 247 803,00	67 038 920,85	55 145 779,88	55 145 779,88

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych KSI SIMIK, wg stanu na 31.03.2015 r.

W jednym przypadku termomodernizacja była połączona z wymianą systemu cieplnego na ekologiczny hybrydowy układ grzewczy oparty o OZE.

3. Wsparcie gospodarki niskoemisyjnej w nowej perspektywie finansowej 2014-2020

W strategii Europa 2020 Unia przyjęła do realizacji ambitne plany wdrażania założeń gospodarki niskoemisyjnej. Główne cele tego planu to zmniejszenie emisji gazów cieplarnianych o 20% w porównaniu z poziomami z 1990 r., zwiększenie do 20% udziału energii odnawialnej w ogólnym zużyciu energii i dążenie do zwiększenia efektywności energetycznej o 20%[3]. Znalazły one swoje odzwierciedlenie w przyjętych do realizacji celach strategicznych na lata 2014-2020.

Kierunki interwencji w latach 2014-2020 w Polsce zostały określone w Umowie partnerstwa[4], która jest dokumentem wynegocjowanym z Komisją Europejską. Umowa partnerstwa ma być realizowana za pomocą krajowych i regionalnych programów operacyjnych. Fundusze Europejskie na lata 2014-2020 mają być jednymi z najważniejszych źródeł finansowania inwestycji zapewniających rozwój gospodarczy. Umowa Partnerstwa przewiduje realizację trzech celów strategicznych: zwiększenie konkurencyjności gospodarki, poprawa spójności społecznej i terytorialnej oraz podniesienie sprawności i efektywności państwa[5].

Całkowita alokacja dla Polski w ramach polityki spójności wyniesie 82,5 mld euro. Na politykę spójności otrzymaliśmy 77,3 mld, a do zakontraktowania mamy kwotę 76,6 mld euro. Zgodnie z przyjętymi zasadami realizacji funduszy unijnych wszystkie państwa dokonały podziału środków na 11 celów tematycznych (tab. 6).

Tabela 6. Struktura alokacji celu „Inwestycje na rzecz wzrostu gospodarczego i zatrudnienia" w podziale na poszczególne cele tematyczne oraz fundusze w mln euro w cenach bieżących

Cel tematyczny		Łącznie	W tym		
			EFRR	EFS	FS
1	Wzmacnianie badań naukowych, rozwoju technologicznego i innowacji	10 444,6	10 444,6	-	-
2	Zwiększenie dostępności, stopnia wykorzystania i jakości technologii informacyjno-komunikacyjnych	3 811,0	3 811,0	-	-
3	Podnoszenie konkurencyjności MŚP, sektora rolnego oraz sektora rybołówstwa i akwakultury	5 327,4	5 327,4	-	-
4	Wspieranie przejścia na gospodarkę niskoemisyjną we wszystkich sektorach	8 136,1	4 598,5	-	3 537,6
5	Promowanie dostosowania do zmian klimatu, zapobiegania ryzyku i zarządzania ryzykiem	1079,2	379,2	-	700,0
6	Zachowanie i ochrona środowiska oraz promowanie efektywnego gospodarowania zasobami	5 964,8	2 856,6	-	3 108,2
7	Promowanie zrównoważonego transportu i usuwanie niedoborów przepustowości w działaniu najważniejszej infrastruktury sieciowej	24 174,3	9 342,3	-	14 832,1
8	Promowanie trwałego i wysokiej jakości zatrudnienia oraz wsparcie mobilności pracowników	4 949,0	163,1	4 785,9	-
9	Promowanie włączenia społecznego, walka z ubóstwem i wszelką dyskryminacją	5 454,1	2 657,6	2 796,5	-

[3] Europa 2020 Strategia na rzecz inteligentnego i zrównoważonego rozwoju sprzyjającego włączeniu społecznemu, Komunikat Komisji Europejskiej, KOM(2010) 2020, Bruksela 2010.

[4] Ministerstwo Infrastruktury i Rozwoju, Programowanie perspektywy finansowej 2014-2020 – Umowa Partnerstwa, Dokument przyjęty przez Radę Ministrów w dniu 8 stycznia 2014 roku. Warszawa 2015.

[5] Umowa Partnerstwa, s. 43.

cd. tabeli 6

10	Inwestowanie w kształcenie, w szkolenie oraz szkolenie zawodowe na rzecz umiejętności i uczenia się przez całe życie	3 758,1	585,6	3 172,5	-
11	Wzmacnianie zdolności instytucjonalnych instytucji publicznych i zainteresowanych stron oraz sprawności administracji publicznej	189,0	-	189,0	-
	Program Operacyjny Pomoc Techniczna	700,1	-	-	700,1
	Pomoc techniczna w poszczególnych programach operacyjnych	1 956,4	398,7	1 227,7	330,0
	Programy mobilności, innowacji społecznych oraz współpracy ponadnarodowej	670,5	-	670,5	-
Łącznie CEL 1 (bez YEI)		76 614,6	40 564,5	12 842,1	23 208,0
Łącznie CEL 1 (z YEI)		76 867,1			

Źródło: Opracowanie własne na podstawie Umowy Partnerstwa, s. 101-102

Wsparcie inwestycji w energetykę niskoemisyjną, OZE i efektywność energetyczną będzie możliwe w ramach trzech celów tematycznych: czwartego – Wspieranie przejścia na gospodarkę niskoemisyjną we wszystkich sektorach, - na który przeznaczyliśmy ponad 8,1 mld euro, piątego – Promowanie dostosowania do zmian klimatu, zapobiegania ryzyku i zarządzania ryzykiem z budżetem ponad 1 mld euro i szóstego – Zachowanie i ochrona środowiska oraz promowanie efektywnego gospodarowania zasobami z budżetem prawie 6 mld euro. Łączny budżet na ww. cele wynosi ponad 15 mld euro. Cele będą realizowane za pośrednictwem ogólnokrajowego Programu Operacyjnego Infrastruktura i Środowisko oraz regionalnych programów operacyjnych. W niewielkim zakresie gospodarka niskoemisyjna będzie także wspierana w programach europejskiej współpracy terytorialnej. Największym Programem Operacyjnym jest Infrastruktura i Środowisko. W ramach tego Programu mogą być realizowane m.in. projekty z zakresu:

– zmniejszenia emisyjności gospodarki:
  - wytwarzania energii z odnawialnych źródeł energii (OZE);
  - poprawy efektywności energetycznej i wykorzystanie odnawialnych źródeł energii w przedsiębiorstwach, sektorze publicznym i mieszkaniowym;
  - promowania strategii niskoemisyjnych;
  - ochrony środowiska, w tym adaptacja do zmian klimatu:
    - dostosowanie do zmian klimatu;
    - poprawa jakości środowiska miejskiego.

Wsparcie inwestycji w energetykę niskoemisyjną, OZE i efektywność energetyczną będzie możliwe także w ramach regionalnych programów operacyjnych. W latach 2014--2020 samorządy województw będą zarządzać około 40 proc. funduszy polityki spójności – 31,28 mld euro. Przykładem może być Regionalny Program Operacyjny – Lubuskie 2020, z którego mogą być finansowane inwestycje w Zielonej Górze[6]. Całkowita kwota przyznana na realizację programu wynosi ponad 906 mln euro. Cele gospodarki niskoemisyjnej będą realizowane w ramach trzeciej osi priorytetowej – Gospodarka niskoemisyjna. Celem priorytetu jest:

– zwiększony udział produkcji energii z OZE na terenie województwa lubuskiego,
– zwiększona efektywność energetyczna budynków w sektorze publicznym i mieszkaniowym,

[6] Zarząd Województwa Lubuskiego, Regionalny Program Operacyjny – Lubuskie 2020, Załącznik nr 1 do Uchwały Nr 9/103/15 Zarządu Województwa Lubuskiego z dnia 20 stycznia 2015 r., Zielona Góra 2015.

– ograniczenie niskiej emisji zanieczyszczeń z sektora transportu oraz ograniczenie odpływu pasażerów komunikacji publicznej,
– zwiększony udział energii wytwarzanej w kogeneracji.

Na realizację priorytetu przeznaczono kwotę 108 mln euro.

4. Struktura budynków i zapotrzebowanie na energię w Zielonej Górze

Celem przeprowadzonych w 2011 roku badań było określenie wpływu i rozkładu parametrów energetycznych i ekonomicznych na jednostkę przestrzenną w mieście (EAM, 2011). Zebrany materiał badawczy pozwolił zidentyfikować różnice w energochłonności budynków z rozróżnieniem ich funkcji, technologii, czasu wykonania i stanu technicznego. Do badań wytypowano budynki reprezentatywne dla struktury urbanistycznej Zielonej Góry, przedstawiające zaobserwowane korelacje pomiędzy przyjętymi parametrami krytycznymi: wiek, technologia, źródło zasilania w ciepło, energię elektryczną i gaz, stan techniczny i własnościowy oraz pełniona funkcja. Przyjęto do badań tylko budynki, rekomendowane przez zarządców, od których otrzymano dane dotyczące stanu eksploatacyjnego. Dane umożliwiły ustalenie zapotrzebowania na energię dla całych stref zabudowy o podobnej strukturze urbanistycznej. Budynki inne niż niemieszkalne i budynki gospodarcze zostały pominięte w klasyfikacji. Informacje wygenerowane z mapy zasadniczej, dotyczące m^2 powierzchni zabudowy poszczególnych budynków pomnożone zostały przez liczbę ich kondygnacji. Uzyskany wynik został zsumowany dla terenów poszczególnych osiedli.

Poniżej przedstawiono przykład szacunkowych wyliczeń dla Osiedla Batorego w Zielonej Górze. Osiedle to wybudowane zostało w większości w latach 1993-2008, w technologii prefabrykowanej (EAM, 2011) (tab. 7).

Tabela 7. Zestawienie liczby i powierzchni użytkowej budynków w m^2 na Osiedlu Stefana Batorego w Zielonej Górze

Funkcja	Liczba budynków	Powierzchnia użytkowa w m^2	Szacunkowe zużycie energii końcowej
usługowa	87	49 706,1	252 kWh/m^2/rok
mieszkalna	117	64 340,0	268 kWh/m^2/rok

Źródło: EAM, 2011

Oszacowano, że energii cieplnej, elektrycznej i ze źródeł gazowych wszystkie budynki mieszkalne na Osiedlu Batorego zużyły w 2010 roku, łącznie ok. 62,3 TJ, co stanowi ok. 4% sprzedaży energii cieplnej przez Elektrociepłownię w Zielonej Górze EC (wg danych z 2010 roku). Po termomodernizacji wszystkich budynków mieszkalnych ilość potrzebnej energii byłaby rzędu 55,7 TJ, a oszczędność odpowiadałaby 0,5% energii sprzedanej przez EC w 2010 roku. Gdyby jednak budynki modernizować w celu osiągnięcia parametrów budynków niskoenergetycznych, które zużywają energię na poziomie 70 kWh/m^2/rok, możnaby uzyskać oszczędność rzędu 3% rocznej sprzedaży energii cieplnej przez EC.

Koszt remontu termomodernizacyjnego budynków o zapotrzebowaniu na energię cieplną E_k 70 kWh/m^2/rok (oszacowano na podstawie audytów i ich kosztorysów) to ok. 750,4 zł/m^2. Do obliczeń przyjęto stawki, które uwzględniają już koszty dodatkowe, tj. dokumentację projektową i nadzór oraz roboty budowlane dodatkowe. Jeśli przyjąć średnią wielkość mieszkania na rodzinę, zgodnie z danymi GUS (dane dla Zielonej Góry na 2010 r. – średnia powierzchnia mieszkania zajmowana przez 1 osobę wynosi ok. 25 m^2), można założyć, że koszt modernizacji przypadający na rodzinę, która zajmuje mieszkanie: M2, M3, M4 wyniósłby od 37 do 75 tys. zł (tab. 8).

Tabela 8. Szacunkowy koszt doprowadzenia mieszkań na osiedlu Stefana Batorego do standardu niskoenergetycznego

Liczba mieszkańców	Powierzchnia użytkowa w m^2	Koszt szacunkowy w zł
M2	50	37 520,00
M3	75	56 280,00
M4	100	75 040,00

Źródło: EAM, 2011

Potencjał uzyskanych bądź planowanych[7] oszczędności przedstawiono na podstawie danych audytowych i ich kosztorysów dla wybranych budynków reprezentatywnych dla struktury urbanistycznej Zielonej Góry (tab. 9-12).

Tabela 9. Zestawienie ilościowego i jakościowego rocznego zapotrzebowania na energię końcową dla wybranych budynków wybudowanych przed 1945 w technologii tradycyjnej

Budynki mieszkalnych i mieszkalno-użytkowe wybudowane przed 1945					
Zestawienie zużycia energii przed i po termomodernizacji	Jednostka	Przed modernizacji standard	Po modernizacji standard	Różnica	Potencjał uzyskanych, bądź planowanych oszczędności
Energia końcowa EK	kWh/m^2/rok	435	262	173	40%

Źródło: EAM, 2011

Tabela 10. Zestawienie ilościowego i jakościowego rocznego zapotrzebowania na energię końcową dla wybranych budynków wybudowanych latach 1945-1970 w technologii tradycyjnej

Budynki mieszkalne wybudowane w latach 1945-1970					
Zestawienie zużycia energii przy termomodernizacji	Jednostka	Przed modernizacji standard	Po modernizacji standard	Różnica	Potencjał uzyskanych, bądź planowanych oszczędności
Energia końcowa EK	kWh/m^2/rok	325	240	85	26%

Źródło: EAM, 2011

Tabela 11. Zestawienie ilościowego i jakościowego rocznego zapotrzebowania na energię końcową dla wybranych budynków wybudowanych w latach 1970-1995

Budynki mieszkalne wybudowane w latach 1970-1995					
Zestawienie zużycia energii przy termomodernizacji standard	Jednostka	Przed modernizacji standard	Po modernizacji standard	Różnica	Potencjał uzyskanych, bądź planowanych oszczędności
Energia końcowa EK	kWh/m^2/rok	296	219	77	26%

Źródło: EAM, 2011

Tabela 12. Zestawienie ilościowego i jakościowego rocznego zapotrzebowania na energię końcową dla wybranych budynków wybudowanych w latach 1995-2008

Budynki mieszkalne wybudowane w latach 1995-2008					
Zestawienie zużycia energii przy termomodernizacji standard	Jednostka	Przed modernizacji standard	Po modernizacji standard	Różnica	Potencjał uzyskanych, bądź planowanych oszczędności
Energia końcowa EK	kWh/m^2/rok	268	241	27	10%

Źródło: EAM, 2011

[7] Różnice wynikały z tego, że niektóre termomodernizacje zostały już wykonane w całości, niektóre częściowo a niektóre były zaplanowane zgodnie z wykonanym audytem.

Największy potencjał oszczędności dla standardowych działań termomodernizacyjnych (możliwa jest jeszcze oszczędność energetyczna wynikająca z podniesienia sprawności urządzeń) można uzyskać dla budynków najstarszych, wybudowanych przed 1945 rokiem – ok. 40%. Jest to zrozumiałe, ponieważ zakres termicznej modernizacji jest dla tych budynków największy. Najmniejszy potencjał stwierdzono dla budynków najmłodszych, które realizowane były później, co oznacza, że jakość energetyczna tych budynków była większa już na etapie projektowania.

4.1. Wnioski z badań

Na podstawie przeprowadzonych badań i analizy własnej wyróżniono w mieście Zielona Góra trzy strefy źródeł ciepła wykorzystywanych w budynkach mieszkalnych (tab. 13). Strefy określano na podstawie przeważającego źródła zasilania w ciepło systemu grzewczego, charakterystycznego dla obszaru. Wyróżniono:

- strefę czerwoną: obszary miejskie z przewagą budynków ogrzewanych przy pomocy kotłowni na paliwo stałe (węgiel, miał, koks);
- strefę żółtą: obszary miejskie z przewagą budynków zasilanych w ciepło przez elektrociepłownię miejską;
- strefę zieloną: obszary miejskie z przewagą budynków ogrzewanych przy pomocy kotłów zasilanych gazem ziemnym;
- strefę niebieską: obszary miejskie rozwojowe stanowiące rezerwę terenu dla OZE.

Tabela 13. Wyróżnione strefy energetyczne dla miasta Zielona Góra

Strefa energetyczna	Czerwona	Żółta	Zielona	Niebieska
Dominujące źródło ciepła	piece i lokalne kotłownie węglowe	EC, ciepło skojarzone	piece i lokalne kotłownie gazowa	rezerwa terenu dla OZE
Funkcja zabudowy	mieszkaniowa i mieszkaniowo-usługowa	mieszkaniowa wielorodzinna i usługowa	mieszkaniowa	przemysłowa i mieszkaniowa rozproszona
Technologia zabudowy	tradycyjna	prefabrykowana	tradycyjna	-

Źródło: EAM, 2011

Z uwagi na zróżnicowany potencjał oszczędności i predykcję zysków płynących z oszczędności na skutek działań proenergetycznych polityka miasta powinna być bardziej zróżnicowana. Każdą instalację energooszczędną należy dobierać indywidualnie uwzględniając zużycie energii na poziomie budynku, przy określaniu tych działań należy kierować się czasem zwrotu i opłacalnością inwestycji. Ponadto prace modernizacyjne należy tak planować, aby koszt nakładów początkowych miał szansę zwrócić się w czasie żywotności budynku (okresu do kompleksowego remontu) z uwzględnieniem trwałości wprowadzonych rozwiązań np.: żywotność instalacji solarnej szacuje się na średnio 25 lat, systemu docieplеń na 20-30 lat.

5. Podsumowanie

Miasta polskie nie uzyskały jeszcze stopnia urbanizacji porównywalnego z zachodnimi krajami europejskimi, zatem można założyć, że liczba ludności zamieszkała w miastach będzie nadal się zwiększać. Zmiany te mogą być korzystne dla miast polskich, w których duża część zasobów mieszkaniowych jest w złym stanie technicznym i o niskim

standardzie, ponieważ każda nowa inwestycja stanowi szansę na poprawę stanu istniejącego i tym samym bilansu energetycznego miasta.

Polityka miasta Zielona Góra powinna wspierać zmiany umożliwiające zwiększenie efektywności energetycznej budynków na terenie miasta i inwestycje OZE. Polityka energetyczna miasta powinna być bardziej zróżnicowana. Należałoby uruchomić programy wspierania budownictwa energooszczędnego tak, aby podpowiadać potencjalnym inwestorom korzystne rozwiązania wraz z możliwością ich wsparcia finansowego.

W przyszłości przed rozpoczęciem budowy nowego budynku, inwestorzy będą musieli przeanalizować techniczne, środowiskowe i ekonomiczne możliwości wykorzystania alternatywnych systemów dostawy energii opartych na energii ze źródeł odnawialnych. Przepisy dotyczące konieczności zapewnienia, aby budynek charakteryzował się niemal zerowym zużyciem energii, dotyczą budynków nowych od 2020 r. Inwestor będzie musiał dysponować dokumentacją z zapisami w tym zakresie. Podobne wymagania będą dotyczyły również już istniejących budynków, a także ich modułów, w przypadku wykonywania ważniejszych renowacji, czyli takich, w których na przykład całkowity koszt prac renowacyjnych związanych ze ścianami zewnętrznymi lub systemami technicznymi budynku przekracza 25% wartości budynku lub w których renowacji podlega ponad 25% powierzchni ścian zewnętrznych. Ważne jest zatem, aby istniał system umożliwiający integrowanie informacji i podejmowanie optymalnych decyzji na poziomie miasta, a zapisanych w dokumentach planistycznych. Nowa perspektywa finansowa daje możliwość wsparcia budowy elektrowni produkujących prąd ze wszystkich rodzajów źródeł odnawialnych. Umożliwia modernizację sieci w celu ograniczenia strat przesyłowych. Środki można także wykorzystać na podnoszenie efektywności energetycznej, głównie poprzez termomodernizację oraz modernizację źródeł energii. Wymaga to jednak strategicznego działania władz samorządowych.

Głównym podmiotem odpowiedzialnym za monitorowanie CO_2 i zmniejszanie zapotrzebowania na energię, jak i procesów wdrożeniowych są samorządy gminne. Z uwagi na konieczność wypełnienia założeń polityki UE istotną rolę odgrywać będą samorządy regionalne, które mogą wspierać samorządy lokalne. Gminy formułując swoją politykę energetyczną muszą uwzględnić poziom akceptacji przez odbiorców opłat jak i rozwój infrastruktury energetycznej przez przedsiębiorstwa. Poprawa efektywności i bilansu energetycznego oraz 20% udziału energii z OZE może zostać uwieńczona powodzeniem, gdy do współpracy włączą się gminy i miasta.

Literatura

1. Asadi E., Da Silva M., Antunes C., Dias L., 2012. A multi-objective optimization model for building retrofit strategies using TRNSYS simulations, GenOpt and MATLAB. Building and Environment 56, 370-378.
2. Balaras C., Droutsa K., Dascalaki E., Kontoyiannidis S., 2005. Heating energy consumption and resulting environmental impact of European apartment buildings. Energy and Buildings 37, 429-442;
3. Bourdic L., Salat S., 2012. Building energy models and assessment systems at the district and city scale: a review. Building Research and Information 40(4), 518-526
4. Bourdic L., Salat S., Nowacki C., 2012. Assessing cities: a new system of cross-scale spatial indicators. Building Research and Information 40(5), 592-605.
5. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2010/30/UE z dnia 19 maja 2010 r. w sprawie wskazania poprzez etykietowanie oraz standardowe informacje o produkcie, zużycia energii oraz innych zasobów przez produkty związane z energią.
6. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/29/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. zmieniająca dyrektywę 2003/87/WE w celu usprawnienia i rozszerzenia wspólnotowego systemu handlu uprawnieniami do emisji gazów cieplarnianych.
7. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2010/31/UE z dnia 19 maja 2010 r. w sprawie charakterystyki energetycznej budynków.

8. EAM, 2011. Energetyczny Audyt Miejski dla miasta Zielona Góra, Zadanie badawcze nr 1: Analiza możliwości i skutków socjoekonomicznych wzrostu efektywności energetycznej w budownictwie. Umowa Nr SP/B/1/91454/10, NCBiR, Zielona Góra.
9. Fabbri K., Zuppiroli. M., Ambrogio K., 2012.. Heritage buildings and energy performance: Mapping with GIS tools. Energy and Buildings 48, 137-145.
10. Fouquet D, Johansson Th., 2008. European renewable energy policy at crossroads – Focus on electricity support mechanisms. Energy Policy 36, 4079-4092.
11. Harris N., 2010. Discretion and expediency in the enforcement of planning controls, The Town Planning Review 81(6). Centenary Volume: Town Planning Review 1910-2010, Liverpool University Press, 675-700.
12. Kopietz-Unger J., 2010. Założenia planowania przestrzennego na rzecz ochrony klimatu i oszczędności energii. Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego.
13. Krenz A., 2011. Analiza wzrostu efektywności energetycznej w budownictwie duńskim. Przegląd Budowlany 5, 68-73
14. Ministerstwo Infrastruktury i Rozwoju, Programowanie perspektywy finansowej 2014-2020 – Umowa Partnerstwa, Dokument przyjęty przez Radę Ministrów w dniu 8 stycznia 2014 roku, Warszawa 2015.
15. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 26 sierpnia 2003 r. w sprawie wymaganego zakresu projektu miejscowego zagospodarowania przestrzennego (Dz.U. 2003 r. nr 164 poz. 1587).
16. Ustawa z dnia 10 kwietnia 1997 r. Prawo Energetyczne (Dz.U. 2012 poz. 1059 brzmienie od 25 września 2012).
17. Ustawa z dnia 15 kwietnia 2011 r. o efektywności energetycznej (Dz.U. 2011 nr 94 poz. 551).
18. Ustawa z dnia 27 marca 2003 r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym (Dz.U. 2003 Nr 80 poz. 717 z późn. zm.).
19. Wade R., 2011. How can low-income countries accelerate their catch up with high-income countries? [In:] Noman, Akbar and Botchwey, Kwesi and Stein, Howard and Stiglitz, Joseph E., (eds.) Good growth and governance in Africa: rethinking development strategies. Oxford University Press, New York, USA, 246-272.
20. Wade R., 2011. Income inequality: should we worry about global trends. European Journal of Development Research 23(4), 513-520.
21. Zarząd Województwa Lubuskiego, Regionalny Program Operacyjny – Lubuskie 2020, Załącznik nr 1 do Uchwały Nr 9/103/15 Zarządu Województwa Lubuskiego z dnia 20 stycznia 2015 r., Zielona Góra 2015.

The future of energy-efficient buildings in the new EU financial perspective (2014-2020) on the example of Zielona Gora

Anna Bazan-Krzywoszańska[1], Andrzej Łączak[2], Maria Mrówczyńska[1], Marta Skiba[1]

[1] Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, University of Zielona Góra, e-mail: A.Bazan@aiu.uz.zgora.pl; M.Mrowczynska@ib.uz.zgora.pl; M.Skiba@aiu.uz.zgora.pl;

[2] Institute of Law and Tourism, High Professional School in Sulechow, ied@wp.pl

Abstract: The article attempts to define the future of energy-efficient construction based on the example of research conducted in Zielona Gora city. It takes into account the possibility to obtain the support from the new European Union financial perspective 2014-2020. Based on the survey the impact and distribution energy and economic parameters on the Zielona Gora housing construction have been determined. Moreover, the approximate cost of the housing thermomodernization for one of the residential communities with the designation of potential energy savings has been estimated.
One of the possible ways to develop energy-efficient sustainable construction is to diversify urban policies and support programs for them. The other way is to use renewable energy sources as a means to improve energy security and built-up areas together with simultaneous reduction of greenhouse gas emissions.
The new financial perspective 2014-202 provides the opportunity to support initiatives and projects aimed to use energy from renewable sources, mainly to improve energy efficiency by thermomodernization of buildings and modernization of heat sources.

Keywords: energy efficiency, buildings, local politics, renewable energies, structural founds

Problemy związane z realizacją dachów zielonych

Jarosław Górecki, Agnieszka Tylec

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: gorecki@utp.edu.pl

Streszczenie: Tworzenie ogrodów dachowych jest dość skomplikowanym sposobem pokrywania stropodachów lub dachów ze względu na dużą liczbę różnorodnych warstw, zapewniających im sprawne funkcjonowanie. Podjęcie decyzji o wykonaniu dachu w formie ogrodu lub zazielenieniu istniejącego stropu powinno być poprzedzone analizą możliwości technicznych, jak i ekonomicznych. Każde przedsięwzięcie polegające na wykonaniu zielonego dachu powinno opierać się na ścisłej współpracy inwestora, inspektorów nadzoru budowlanego, projektantów i wykonawców branży budowlanej i ogrodniczej. Współdziałanie tych podmiotów minimalizuje ryzyko związane ze spełnieniem oczekiwań stawianych zielonym dachom. Ważne jest podnoszenie jakości konstruowania i wykonawstwa dachów zielonych, poprzez ukazanie konieczności opanowywania problemów realizacyjnych w ujęciu technologiczno-organizacyjnym.

Słowa kluczowe: zielone dachy, technologia i organizacja budowy, utrzymanie.

1. Wprowadzenie

Postępujące procesy urbanizacyjne związane między innymi z tendencjami migracyjnymi na świecie prowadzą do wzrostu intensywności zabudowy będącej nieodzownym elementem rozwoju miast. Taka sytuacja z kolei, powoduje szereg konsekwencji, m.in: wzrost poziomu zanieczyszczeń, problemy z gospodarką wodną, natężenie efektu tzw. „miejskiej wyspy ciepła". Ma to szczególne znaczenie na terenach miast, gdzie właśnie w procesie urbanizacji ogranicza się tereny zielone, bez możliwości ich kompensacji. W dobie coraz większego zaludnienia i większej koncentracji zabudowy miejskiej, pojawia się zagadnienie zrównoważonego rozwoju, a realizacja prośrodowiskowych inwestycji budowlanych jest jednym z jego elementów [1].

Wraz z gwałtownym wzrostem urbanizacji pojawiają się problemy z zachowaniem odpowiedniej liczby terenów biologicznie czynnych, które mają pozytywny wpływ na środowisko. W dużych miastach wysokie ceny gruntów powodują, że inwestorzy skupiają się na wykorzystaniu przestrzeni w sposób jak najbardziej funkcjonalny i dochodowy, zapominając o walorach krajobrazowych.

Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska [2] określa zasady i warunki korzystania z zasobów środowiska uwzględniając politykę zrównoważonego rozwoju. Wymagania zawarte w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [3] zwracają również uwagę na konieczność zachowania lub kształtowania powierzchni biologicznie czynnych w trosce o równowagę przyrodniczą. W zwartej zabudowie miast czasami jedynym sposobem na odzyskanie terenów zazielenionych jest konstruowanie dachów zielonych. W przytoczonym Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury istnieje zapis o tym, że przy projektowaniu obiektów wielorodzinnych, budynków opieki zdrowotnej oraz oświaty i wychowania należy przeznaczyć minimum 25% powierzchni

działki na teren biologicznie czynny, chyba że miejscowy plan zagospodarowania terenu przewiduje inną wartość. W rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2009 roku [4] zmieniono definicję terenu biologicznie czynnego i jest nim „teren z nawierzchnią ziemną urządzoną w sposób zapewniający naturalną wegetację, a także 50% powierzchni tarasów i stropodachów z taką nawierzchnią, nie mniej jednak niż 10m^2, oraz woda powierzchniowa na tym terenie".

W celu zapewnienia powyższych wymagań powstaje coraz więcej stropodachów zielonych. Dachami zielonymi nazywamy stropy, które pokryte są roślinnością [5].

Mogą one pełnić funkcje zarówno użytkową jako ogród, jak i nieużytkową.

Realizacja dachów zielonych w odróżnieniu od kształtowania zieleni poza obiektem budowlanym traktowana jest w świetle prawa jako roboty budowlane [6].

Wobec tego wykonawstwo dachów zielonych może być utożsamiane z przedsięwzięciem budowlanym rozumianym jako zorganizowane, złożone wielopodmiotowe działanie, przeprowadzane przez ludzi wyposażonych w odpowiednie zasoby, zgodnie z założonym planem. Działanie to zwykle ma na celu wytworzenie nowych obiektów budowlanych, ewentualnie ich części lub osiągnięcie pożądanego stanu funkcjonalnego, estetycznego, względnie technicznego istniejących obiektów budowlanych.

Popularność zielonych dachów wzrasta z każdą dekadą także w Polsce. Na rynku pojawia się coraz więcej rozwiązań systemowych różnych producentów, a ceny materiałów są coraz niższe.

W 1972 roku założono w Łodzi jeden z pierwszych zielonych dachów przy parkingu samochodowym. Najbardziej znanym jest zielony dach Biblioteki Uniwersytetu Warszawskiego, gdzie można podziwiać różnorodne gatunki i odmiany roślin podzielone na oddzielne sekcje połączone ścieżkami i mostkami. Mniej zróżnicowany pod względem formy jest zielony dach domu handlowego Arkadia w Warszawie, pokryty niską roślinnością ekstensywną. Zastosowanie warstwy substratu glebowego o grubości 10 cm przyczyniło się do znacznego odciążenia kanalizacji miejskiej. Nie powstały jeszcze krajowe normy odnośnie projektowania i pielęgnacji zielonych dachów. Zasady powszechnie obowiązujące w Polsce i w Europie opierają się na niemieckich normach i wytycznych. Najważniejsze z nich to wytyczne FLL – Stowarzyszenia Kształtowania, Badania i Rozwoju Krajobrazu „Richtlinie für die Planung, Ausführung und Pflege von Dachbegrünungen" [7].

W pracy podkreślono interdyscyplinarność zagadnień związanych z realizacją dachów zielonych. Projektowanie, wykonawstwo i utrzymanie takich dachów musi być rozpatrywane w kontekście współistnienia zastosowanych rozwiązań budowlanych i wymagań ogrodniczych. Wskazano specyficzne cechy zielonych dachów jako tło rozważań problemów związanych z ich realizacją, w szczególności w obszarze technologiczno-organizacyjnym. Ukazanie konieczności opanowywania niektórych problemów realizacyjnych ma na celu podnoszenie jakości konstruowania i wykonawstwa zielonych dachów.

2. Specyfika realizacji zielonych dachów

Rosnąca świadomość ekologiczna w społeczeństwie przyczyniła się do tego, że z roku na rok wykonuje się coraz więcej dachów zielonych w Polsce i na świecie. Na terenach mocno zurbanizowanych zaczęto dostrzegać potencjał w wykorzystywaniu płaskich dachów budynków i stropów garaży podziemnych jako tereny zielone, które mogą pełnić funkcję dekoracyjną, jak i rekreacyjną.

Dachy zielone korzystnie wpływają na naturalne środowisko, poprawiają mikroklimat wewnątrz pomieszczeń, poprzez regulację wilgotności i temperatury. Latem zapobiegają przed nagrzewaniem się wnętrz, a zimą znacznie redukują straty ciepła i tym samym koszty

ogrzewania. Są nie tylko świetnym izolatorem termicznym, ale także i akustycznym, tłumią w znacznym stopniu hałasy pochodzące z zewnątrz.

Roślinność oddziałuje na warunki klimatyczne, zmniejszając zanieczyszczenie powietrza i hałas. Zazielenianie terenów miejskich jest sposobem na przywracanie wartości przyrodniczych. Zielone obszary wywierają pozytywny wpływ na samopoczucie mieszkańców ze względu na walory estetyczne, jak i dodatkowe miejsca rekreacji [8].

Masowe uszczelnianie powierzchni poprzez wzrastającą zabudowę powoduje przeciążenie sieci kanalizacyjnych. Warstwa wegetacyjna i drenażowa w zależności od swoich parametrów jest w stanie zatrzymać większość wody opadowej i tym samym zmniejszyć ilość wody dostającej się do kanalizacji. Przy projektowaniu sieci odprowadzającej wodę opadową w budynkach z zielonym dachem można zastosować przewody o mniejszych średnicach, co redukuje koszty inwestycji [7].

Ze względu na zastosowanie substratów i roślinności na wierzchnią warstwę, izolacje wodoszczelne charakteryzują się większą trwałością, gdyż nie są narażone na działania czynników atmosferycznych i ludzi, co wydłuża czas bezawaryjnej eksploatacji [8].

Projekt inwestycyjno-budowlany związany z wykonaniem zielonego dachu, to zorganizowany (wydzielony organizacyjnie) system złożonych wielopodmiotowych działań, ograniczony w czasie (z wyróżnionym początkiem i końcem) i budżecie, przeprowadzany przez ludzi wyposażonych w odpowiednie zasoby, zgodnie z założonym planem, zmierzający do wytworzenia innowacyjnego produktu w postaci dachu zielonego, o sprecyzowanych wymaganiach jakościowych, mający na celu tworzenie lub zwiększanie majątku trwałego inwestora w sposób opisany jako rezultat projektu.

Osiągnięcie zaplanowanego rezultatu wiąże się z ryzykiem, które najogólniej można postrzegać jako rozmijanie się przebiegu zdarzeń z przewidywaniami. Zatem wrażliwość na ryzyko określonego obszaru działalności może być postrzegana jako jego podatność na oddziaływanie czynników zakłócających. Ryzyko w projekcie definiuje się jako prawdopodobieństwo odchyleń od założeń planistycznych, przy czym odchylenia te mogą mieć zarówno zwroty niekorzystne (zagrożenia), jak też korzystne (szanse). Trzeba jednak zwrócić uwagę na to, że niezależnie od zwrotu powyższych odchyleń zawsze stanowią one porażkę planistyczną.

Ryzyko projektu, obejmującego realizację dachów zielonych, jest związane ze spełnieniem stawianych im oczekiwań. Czynniki tego ryzyka, jako zagrożenia natury technologiczno-organizacyjnej, winny być rozpatrywane na gruncie specyfiki konstruowania zielonego dachu.

Projekty inwestycyjno-budowlane, których częścią jest realizacja dachów zielonych, charakteryzują się wysokim poziomem ryzyka. Wynika ono zarówno z ogólnych cech obiektów budowlanych (ich złożoności i wielkości), jak też cech specyficznych realizacji zielonego dachu, a także z warunków i czasu trwania realizacji przedsięwzięć budowlanych. Roboty budowlane są w dużej mierze wrażliwe na warunki klimatyczne i pogodowe. Pojawia się również problem sezonowości produkcji budowlanej, mający wpływ na ryzyko przewidywań harmonogramowych. Na ryzyko to ma także wpływ długi czas trwania przedsięwzięć budowlanych. Różnorodność robót budowlanych implikuje szeroki wachlarz problemów związanych z wdrażaniem innowacji technologicznych. Z kolei, zróżnicowanie zapotrzebowania zasobowego budowlanych projektów inwestycyjnych wymaga wykorzystania odpowiednich systemów logistycznych [9].

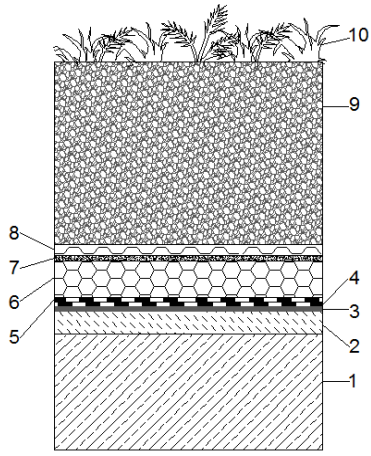
Warto zauważyć, iż przyjęte rozwiązania technologiczno-organizacyjne, sprawność i skuteczność kierowania i zarządzania znacząco wpływają na przebieg przedsięwzięć budowlanych [10], w tym na przebieg realizacji dachów zielonych.

3. Problemy w toku realizacji zielonych dachów

Struktura zielonego dachu w zależności od rodzaju roślinności może być mniej lub bardziej złożona. W podstawowym projektowaniu uwzględnia się takie warstwy jak: zieleń, warstwa wegetacyjna, warstwa filtracyjna, warstwa drenująca, warstwa zabezpieczająca (ochronna), hydroizolacja, termoizolacja [7].

Decydując się na założenie zielonego dachu trzeba przewidzieć jego przyszłą funkcję i nasadzenia. W zależności od tego, czy dach będzie pełnił funkcję użytkową, czy nie, oraz od tego jaką roślinność przewiduje się zasadzić, zależą grubości i wymagania dla poszczególnych warstw dachu.

Dach zielony można projektować jako stropodach odwrócony lub tradycyjny, w pierwszym przypadku termoizolacja jest kładziona na szczelnej warstwie wodochronnej. Głównymi zaletami tego rozwiązania jest zapewnienie wyższej trwałości izolacji przeciwwodnej, ponieważ nie będzie ona poddawana wysokim różnicom temperatur. Decydując się na układ odwrócony nie trzeba stosować warstwy paroszczelnej, ze względu na fakt, że nie występuje ryzyko kondensacji pary wodnej poniżej hydroizolacji [11], (rys. 1).



Rys. 1. Układ warstw zielonego dachu na przykładowym stropodachu budynku (opracowanie własne). Oznaczenia: 1 – Strop żelbetowy, monolityczny o grubości 25 cm, 2 – Warstwa spadkowa o grubości 5 cm wykonana z wylewki betonowej, 3 – Grunt, 4 – Papa podkładowa, 5 – Papa nawierzchniowa antykorzenna, 6 – Polistyren ekstrudowany o grubości 8 cm, 7 – Geowłóknina, 8 – Warstwa drenażowa i filtracyjna, 9 – Substrat o grubości warstwy 40 cm, 10 – Projektowana roślinność.

Konstrukcja dachu musi stworzyć warunki do właściwej pielęgnacji roślin, odpowiedniej do rodzaju zazielenienia. Istnieje kilka sposobów zapewnienia odpowiedniej wilgotności roślinom.

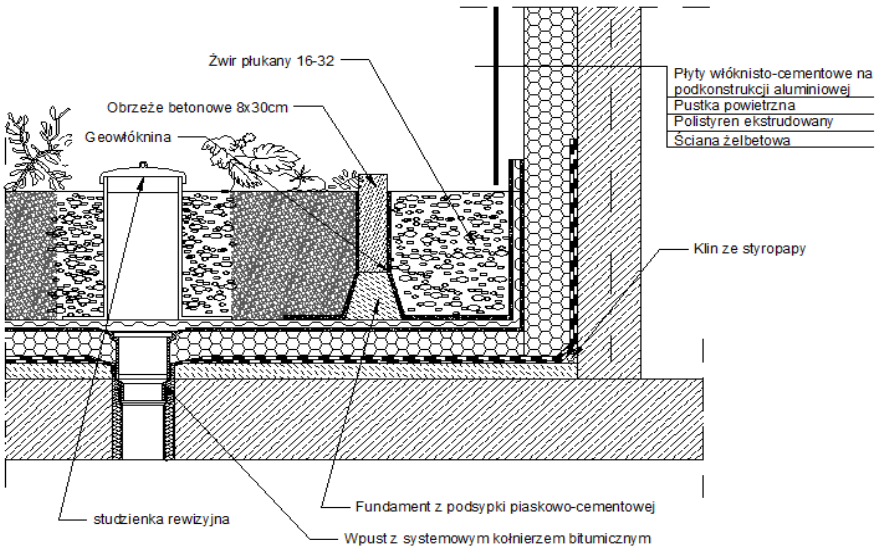
Z uwagi na specyfikę ogrodów zakładanych na dachach konieczne jest założenie systemu nawadniania. Nawadnianie naturalne z wykorzystaniem wody opadowej sprawdza się przy niskiej roślinności. Woda opadowa zatrzymuje się w warstwie wegetacyjnej i drenażowej, a dzięki temu korzenie roślin pobierają potrzebną ilość wody. Nawadnianie przez zraszanie jest to podlewanie za pomocą gumowych wężów rozłożonych powierzchniowo i podłączonych do zaworu. Zraszanie może być uruchamiane ręcznie lub automatycznie. Nawadnianie kroplowe polega na dostarczaniu wody za pomocą wężyków rozło-

żonych w substracie lub na jego powierzchni. Wężyki wyposażone w małe otwory równomiernie nawadniają całą powierzchnie zielonego dachu [12].

Podobnie jak nawadnianie, bardzo ważny jest sprawny system odwadniający. Przy dużych opadach atmosferycznych zastosowana warstwa drenażowa i wegetacyjna może niewystarczająco spełniać swoje funkcje i powodować obumieranie roślin wskutek zalania.

Nadmiar wody można usunąć poprzez zaprojektowanie wpustów dachowych, orynnowania zewnętrznego, wewnętrznego lub zastosowanie rzygaczy.

Odwodnienie zielonego dachu projektuje się za pomocą wpustów dachowych z fabrycznie zgrzanym kołnierzem bitumicznym. Kołnierz bitumiczny należy zgrzewać podczas wykonywania pierwszej warstwy hydroizolacji z papy podkładowej. Na zamocowanym wpuście umieszcza się specjalną nasadę, która dochodzi do wierzchniej warstwy termoizolacji i umożliwia odbieranie nadmiaru wody bezpośrednio z maty drenującej. Całość przykrywa się systemową studzienką rewizyjną i obsypuje wokół żwirem. Należy regularnie oczyszczać wpust i studzienkę z liści oraz innych zanieczyszczeń (rys. 2).



Rys. 2. Projekt opaski żwirowej przy ścianach zewnętrznych oraz studzienki rewizyjnej nad wpustem dachowym (opracowanie własne).

Prawidłowy montaż wpustów dachowych jest bardzo ważny, ze względu na zachowanie ciągłości warstwy hydroizolacji i tym samym szczelności.

Wpust dachowy powinien znajdować się w najniższym punkcie dachu, dlatego ważne jest to, aby odpowiednio ukształtować spadki w jego kierunku.

Spadki można uzyskać za pomocą trzech sposobów: ukształtowanie warstwy konstrukcyjnej, dodatkowej warstwy wylewki betonowej lub łatwej w obróbce izolacji termicznej [13].

W odległości 30 cm od lica ściany należy na drenażu przygotować fundament z podsypki cementowo-piaskowej, na którym ustawi się obrzeże betonowe. Przed wbudowaniem obrzeży należy wywiercić w nich otwory, które będą kierować nadmiar wody w stronę roślinności. Górna krawędź obrzeża betonowego powinna wystawać 5 cm nad projektowa-

ną warstwą substratu, zapobiegać będzie to mieszaniu się warstwy substratu ze żwirem. Między kolejnymi obrzeżami należy zostawić pustą przerwę na około 5 mm. Obie strony obrzeża należy obłożyć geowłókniną i folią kubełkową, zachodząc także na pionowe ściany. Przestrzeń między obrzeżem, a ścianą zewnętrzną należy wypełnić żwirem płukanym o frakcji 16-32 mm.

Czynnikiem ryzyka technologicznego budowy dachów zielonych jest jakość wykonania opasek żwirowych wzdłuż ścian zewnętrznych obiektu oraz wokół wpustów dachowych. Opaski żwirowe chronią przed gromadzeniem się wody przy ścianach budynku i przed ich zawilgoceniem. W przebiegu budowy zielonych dachów można zwykle wyróżnić następujące elementy scalone:

- wykonanie wylewki betonowej ze spadkiem,
- przerwa technologiczna,
- zagruntowanie podłoża i zgrzanie papy podkładowej,
- zgrzanie papy nawierzchniowej,
- ułożenie termoizolacji, geowłókniny i maty drenującej,
- wykonanie opaski żwirowej,
- transport substratu i rozładunek,
- rozścielenie substratu po powierzchni stropodachu,
- zasadzenie roślinności wraz z montażem systemu nawadniającego i korowaniem.

Do wykonania takiego zadania stosuje się metodę kolejnego wykonania, przy czym poszczególne czynności są realizowane najczęściej przez różnych specjalistów. Pojawia się zatem ryzyko harmonizacji działań, skutkujące stratami czasu wskutek przerw w pracy.

Jednym z problemów organizacyjnych budowy i utrzymania zielonych dachów jest interdyscyplinarność tego zagadnienia, a w konsekwencji konieczność współdziałania międzybranżowego. Na przykład rośliny powinny zostać posadzone przez firmę zieleniarską, która specjalizuje się w wykonywaniu zielonych dachów. Przy wykonaniu nasadzeń należy uwzględnić rodzaj rośliny i jej wymagania odnośnie sposobu sadzenia i dalszej pielęgnacji. Zarówno roboty budowlane, jak też nasadzeniowe są wrażliwe na ryzyko pogodowe, związane z sezonowością występującą w budownictwie i ogrodnictwie.

Badania sondażowe Aleksandra Byrdy i Igi Iskry, przeprowadzone wśród projektantów, wykonawców i użytkowników dachów zielonych, pozwalają zauważyć, że na dachach najczęściej uprawiane są mchy i trawy, byliny i inne uprawy ekstensywne. Badani projektanci i wykonawcy wskazali najczęściej występujące problemy eksploatacyjne, tj.: przecieki (41,7% respondentów), zagrzybienie powierzchni wewnętrznych dachów (33,3%), zbyt słaba izolacyjność termiczna dachów (25,0%) oraz niedrożności odwodnienia (16,6%). Ponad 66% badanych projektantów i wykonawców twierdziło, że problemy techniczne występują czasami lub nigdy, a tylko 8,3% respondentów spotykało się z tymi problemami regularnie. Pomimo zaobserwowanych problemów eksploatacyjnych i konieczności dokonywania zabiegów pielęgnacyjnych roślinności, większość użytkowników zielonych dachów, tj. 66,7% wykazała wysoki poziom zadowolenia z możliwości użytkowania dachów zielonych [14].

4. Podsumowanie

Tworzenie ogrodów dachowych jest skomplikowanym sposobem pokrywania stropodachów lub dachów ze względu na dużą liczbę warstw, pełniących różne funkcje, zapewniających im sprawne funkcjonowanie. Ich projektowanie ma charakter interdyscyplinarny: budowlano-ogrodniczy.

Podjęcie decyzji o wykonaniu dachu w formie ogrodu lub zazielenieniu istniejącego stropu powinno być poprzedzone analizą możliwości technicznych i ekonomicznych. Konieczne jest przeprowadzenie analizy ryzyka budowy, jak też utrzymania takiego obiektu.

Każde przedsięwzięcie polegające na wykonaniu zielonego dachu powinno opierać się na ścisłej współpracy projektantów branży budowlanej, architektury krajobrazu i ogrodniczej, jak też inwestora, inspektorów nadzoru budowlanego oraz firmy wykonawczej (z doświadczeniem ogólnobudowlanym i ogrodniczym).

Przepisy regulujące wymagania odnośnie minimalnej powierzchni terenów biologicznie czynnych dla nowobudowanych inwestycji skłaniają inwestorów do zazieleniania stropów najwyższych kondygnacji lub garaży podziemnych. Zniechęcające może być jednak to, że brakuje polskich norm, które określałby zasady projektowania i pielęgnacji. Obniżenie opłat za odprowadzenie wód opadowych mogłoby wpłynąć na zwiększenie popularności, ponieważ zielone dachy są rozwiązaniem droższym od tradycyjnych struktur dachowych.

Pomimo że dachy zielone są rozwiązaniem znanym od wielu wieków ich popularność nadal nie jest zadowalająca.

Zakładanie ogrodów dachowych niesie za sobą wiele korzyści ekologicznych, technicznych i ekonomicznych, dlatego warto podjąć dalsze działania mające na celu ich promowanie.

Odpowiednia polityka ekologiczna, edukacja społeczna i skuteczna reklama może sprawić, że dachy zielone zaczną częściej pojawiać się w architekturze naszego krajobrazu.

Upowszechnienie budowy zielonych dachów spowoduje wzrost doświadczenia wykonawców takich przedsięwzięć, a tym samym pozwoli na dopracowanie skutecznych sposobów opanowywania ryzyka związanego z ich realizacją i utrzymaniem.

Literatura

1. Nawrot Ł., Żaryn M., 2013. Zrównoważony rozwój czy efektywność ekonomiczna – wybrane aspekty realizacji inwestycji w „zielone dachy" w Polsce. Biuletyn Stowarzyszenia Rzeczoznawców Majątkowych Województwa Wielkopolskiego 1-2(35-36), 16-24.
2. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (tekst jedn.: Dz. U. z 2013 r. Nr 0, poz. 1232 z późniejszymi zmianami).
3. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. 2002 nr 75 poz. 690).
4. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2009 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. 2009 nr 56 poz. 461).
5. Sokołowska B., Krajczyński M., 2004. Stropodachy: projektowanie i wykonawstwo, Wydawnictwo Politechniki Koszalińskiej.
6. Rabiński J.A., 2011. Dachy zielone – zagadnienia formalno-prawne. Cz. 1.. Zieleń Miejska 7-8, 60-62.
7. Szajda-Birnfeld E., Pływaczyk A., Skarżyński D., 2012. Dachy zielone. Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego, Wrocław.
8. Rokiel M., 2006. Hydroizolacje w budownictwie: wybrane zagadnienia w praktyce: poradnik. Dom Wydawniczy MEDIUM.
9. Górecki J. 2014. Ryzyko logistyczne budowlanych projektów inwestycyjnych. Logistyka 6, 4031-4040.
10. Jaworski K.M., 1999. Metodologia projektowania realizacji budowy. PWN Warszawa.
11. Ślusarek J., 2010. Rozwiązania strukturalno-materiałowe balkonów, tarasów i dachów zielonych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.

12. Neufert E., 1995. Podręcznik projektowania architektoniczno-budowlanego. Tłum. S. Gawroński, Arkady Warszawa.
13. Byrdy Cz., Stropodachy płaskie z odwodnieniem wewnętrznym cz. 1, 31.12.2014, http://www.dachy.info.pl/przeglad/stropodachy-plaskie-z-odwodnieniem-wewnetrznym-cz-1-/
14. Byrdy A., Iskra I., 2012. Stan techniczny dachów zielonych wykonywanych w budynkach w Polsce – wyniki badania sondażowego. Izolacje 3.

The problems associated with the implementation of green roofs

Jarosław Górecki, Agnieszka Tylec

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: gorecki@utp.edu.pl

Abstract: The paper indicates that roof gardens are quite complicated due to a large number of layers with different functions that make roofs more reliable. A decision about creating a roof in the form of a garden, or greening existing roof should be preceded by a technical and economic analysis. Each realization of a green roof project should be based on a close cooperation with designers, investors, building control inspectors and corporate executives. The cooperation of these subjects mitigates the risk connected with meeting green roof project objectives. This paper aims to improve the quality of design and workmanship concerning green roofs by showing the necessity of mastering implementation problems in terms of technology and organization.

Keywords: green roofs, technology and organization of construction, maintenance.

Inwentaryzacja niedostępnych elementów konstrukcji budynku z zastosowaniem georadaru na przykładzie budynku zabytkowego

Łukasz Kosno, Łukasz Sławski, Grzegorz Świt

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach,
e-mail: lkosno@tu.kielce.pl, lukaslaw@poczta.fm, gswit@tu.kielce.pl

Streszczenie: Obiekty historyczne i zabytkowe w ciągu całej swojej historii bywają wielokrotnie poddawane przebudowom i modernizacjom. Przez lata zmieniają swoje przeznaczenie. Przebudowy w czasie eksploatacji budynku często przeprowadzane były bez inwentaryzacji. Dlatego z reguły brak jest aktualnej dokumentacji obiektu. Zagadnienie to ma istotne znaczenie szczególnie w przypadku prac konserwatorskich lub uregulowania statusu prawnego zabytku. Zastosowanie metod nieniszczących, umożliwia zlokalizowanie niewidocznych starych elementów nośnych, pomieszczeń do których dostęp jest ograniczony, a tym samym sporządzenie aktualnej inwentaryzacji budynku a na jej podstawie projektu. Jedną z takich technik są metody radarowe wykorzystujące fale o wysokiej częstotliwości, pozwalają na uzyskanie dokładnych informacji na temat lokalizacji oraz wymiarów niedostępnych elementów i części budynku. W niniejszej pracy przedstawiono wykorzystanie techniki radarowej do inwentaryzacji budynku zabytkowego w którym mieści się obecnie „Muzeum Zabawy i Zabawek" w Kielcach. Przeprowadzone badania pozwoliły na określenie stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektu oraz lokalizacji i kształtu pomieszczeń, do których dostęp był niemożliwy lub ograniczony (podejrzewano występowanie zasypanych piwnic). W przyszłości pomieszczenia te mają stanowić ciąg edukacyjny dla dzieci odwiedzających Muzeum.

Słowa kluczowe: budynek zabytkowy, GPR, metoda radarowa, metody nieniszczące

1. Wprowadzenie

Obiekty zabytkowe w przeszłości często zmieniały swoje przeznaczenie, adaptowane były do celów publicznych lub prywatnych innych niż miały służyć pierwotnie. Mogło się to wiązać z poważnymi zmianami konstrukcyjnymi. W przypadku prac budowlanych realizowanych w obiektach zabytkowych częste zmiany nie były dokumentowane, stąd brak jest z reguły aktualnych projektów tych budynków. Dlatego też należy szukać technik badawczych, które umożliwiałyby tworzenie aktualnych projektów i inwentaryzacji obiektów zabytkowych. Taką techniką może być metoda radarowa. Georadar (GPR) urządzenie, którego działanie bazuje na tej metodzie emituje fale elektromagnetyczne i rejestruje fale odbite od warstw charakteryzujących się zmianami własności dielektrycznych. Ogólne zasady i metodologie badań radarowych są przedstawiane przez wielu autorów. W tym przypadku oparto się na pracach Annan [1] i Daniels [2]. W pracy opisano zastosowanie technik radarowych do inwentaryzacji budynku zabytkowego „Muzeum Zabawek i Zabawy" w Kielcach. Postawiony cel, którym było zastosowanie georadaru do zobrazowania podpiwniczenia budynku został zrealizowany.

2. Rys historyczny muzeum

Omawiany budynek zabytkowy przedstawiony na rysunku 1 stanowił integralny element zabudowy tak zwanego „Nowego Rynku" (obecnie Plac Wolności) w Kielcach i był określany mianem „Bazarów". Został wzniesiony w latach 1871-1873 na dwóch placach miejskich, z przeznaczeniem na cele targowe (parter) oraz mieszkalne (piętro). Gmach utrzymany był w stylu eklektycznym, z przewagą elementów klasycyzujących. Budynek funkcjonował jako handlowy do II wojny światowej; w międzyczasie był kilkakrotnie odnawiany (między innymi w 1896 r. i w 1905 r.). Po wojnie przeznaczono go na cele użyteczności publicznej – były tu biura i różnorakie instytucje (redakcja gazety, drobne sklepiki, a nawet siedziba związku zawodowego). W skrzydle północnym urządzono drukarnię. Aktualnie został adaptowany na potrzeby „Muzeum Zabawek i Zabawy".

Rys. 1. Widok na budynek Bazarów (Źródło: humus.livejournal.com)

3. Metodologia badań

Inwentaryzacja obiektu, dokonana poprzez zastosowanie metody radarowej, miała na celu zweryfikowanie warstw gruntu zalegających pod posadzką oraz poszukiwanie ewentualnych zasypanych pomieszczeń. Badania przeprowadzono z zastosowaniem georadaru typ RIS-K2 Alladin z wykorzystaniem anteny bipolarnej o częstotliwości 900 MHz. Użyto 1024 próbek do cyfrowania sygnału, akwizycję prowadzono w oknie czasowym 71 ns. Pomiary wykonano w stałych interwałach odległościowych. Optymalny krok pomiarowy wynosił 6 cm i został wyrażony wzorem (1) zaczerpniętym z prac Annan [3] oraz Doerksen [4]:

$$\Delta x = \frac{c}{4 \cdot f \cdot \sqrt{e_r}} \text{ [m]} \tag{1}$$

gdzie:

- c – prędkość fali elektromagnetycznej w próżni,
- f – częstotliwość fali propagującej w ośrodku [MHz],
- e_r – względna stała dielektryczna ośrodka.

Głębokość penetracji jest związana z zarejestrowaną amplitudą, a zatem zależy od częstotliwości emitowanego sygnału oraz tłumienia tego sygnału podczas jego rozprzestrzeniania się. W tym przypadku sięgał on około 3 metrów. Zasięg ten ustalono na podstawie prac Malhorta i Carino [5].

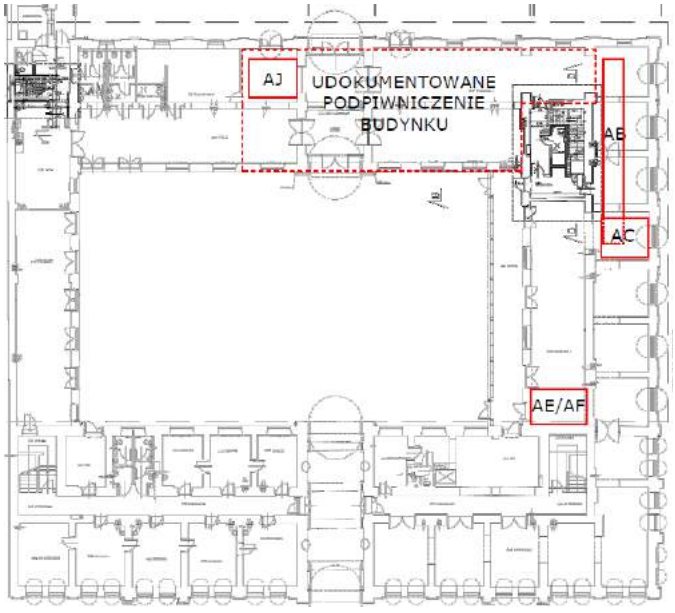
Jedną z najważniejszych czynności wykonanych podczas badań była filtracja uzyskanych radargramów. Polegała ona na poprawie stosunku sygnału użytecznego do szumu, poprawienie korelacji i ciągłości refleksów użytecznych, zminimalizowanie szumu losowego i eliminacji zakłóceń zdeterminowanych. Posłużono się takimi procedurami jak:

- Move start time – filtr przesuwający cały skan do poziomu 0;
- Filtr usuwający tło – wyznaczenie średniego śladu w profilu;
- Filtr liniowy wzmacniający – wzmocnienie trasy radarowej według charakterystyki liniowej;
- Jednopunktowy filtr wycięciowy – zmiana widma amplitudowego sygnału wejściowego;
- Dewow (odejmowanie średniej ruchomej) – usunięcie niskoczęstotliwościowych zakłóceń;
- Pionowy filtr przepustowy – filtr częstotliwościowy (zakres od 600 do 900 MHz)

Dobór filtrów oraz ich kolejność została ustalona przy pomocy prac Karczewskiego [6] oraz Ortyla [7].

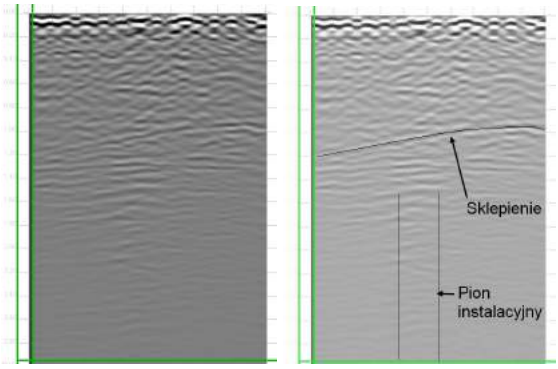
4. Wyniki badań

Metoda radarowa pozwoliła na zlokalizowanie przestrzeni, do której dostęp był utrudniony lub niemożliwy. W aktualnej dokumentacji projektowej brakuje wzmianki na temat wykrytych pomieszczeń. Prace odkrywkowe przeprowadzane były do głębokości 1 metra poniżej poziomu posadzki, jednakże wierzch stropu zlokalizowanych piwnic występował na głębokości około 1,2 metra. Wykonano podbicia części fundamentów, odkopano również mury fundamentowe odcinkami do głębokości 1 metra poniżej poziomu posadzki. Z tego powodu na etapie przebudowy i modernizacji obiektu nie zlokalizowano dodatkowych pomieszczeń w częściowo podpiwniczonym budynku. Poniżej pokazano schemat podziału obszarów skanowania na trasy pomiarowe na rzucie parteru (rys. 2).

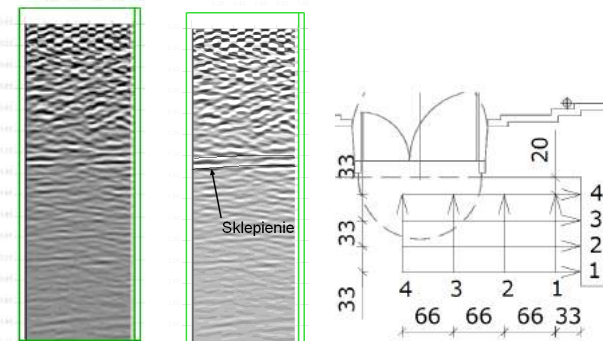


Rys. 2. Rzut parteru wraz z naniesionymi obszarami skanowania

Rysunek 3 i 4 przedstawiają radargramy uzyskane poprzez skanowanie podłogi parteru w miejscu, pod którym występuje piwnica budynku. Na podstawie tej informacji, literatury oraz uzyskanej dokumentacji technicznej określono odpowiednie procedury filtracyjne. Na obydwu radargramach widoczne jest sklepienie. Na rysunku 3 widoczny jest pion instalacyjny, którego lokalizacja jest zgodna z dokumentacją techniczną.

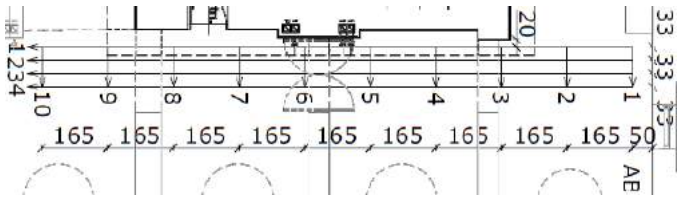


Rys. 3. Radargram obszaru AJ (skan poziomy nr 4) – widok piwnicy widocznej na dokumentacji

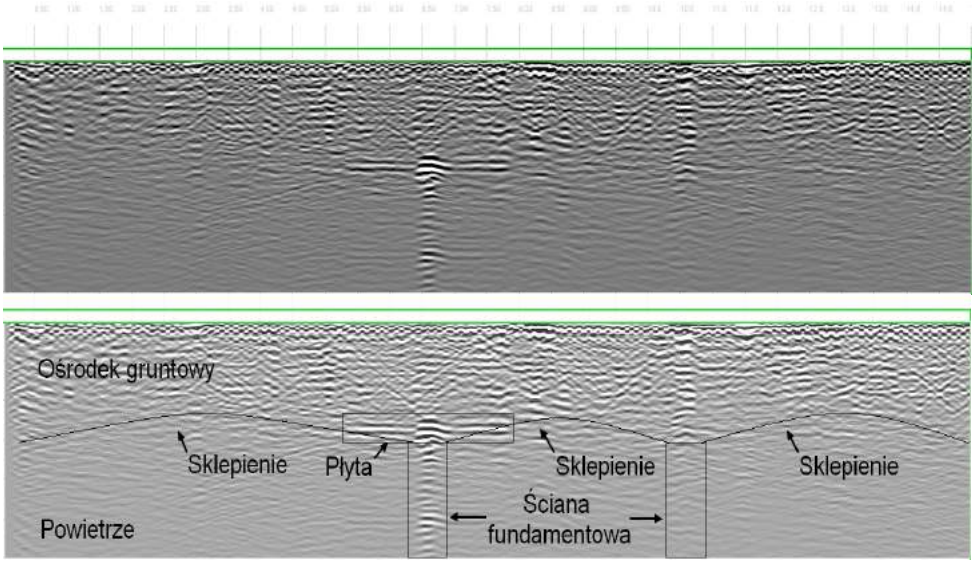


Rys. 4. Radargram obszaru AJ (skan pionowy nr 1) – widok piwnicy widocznej na dokumentacji i schemat tras pomiarowych

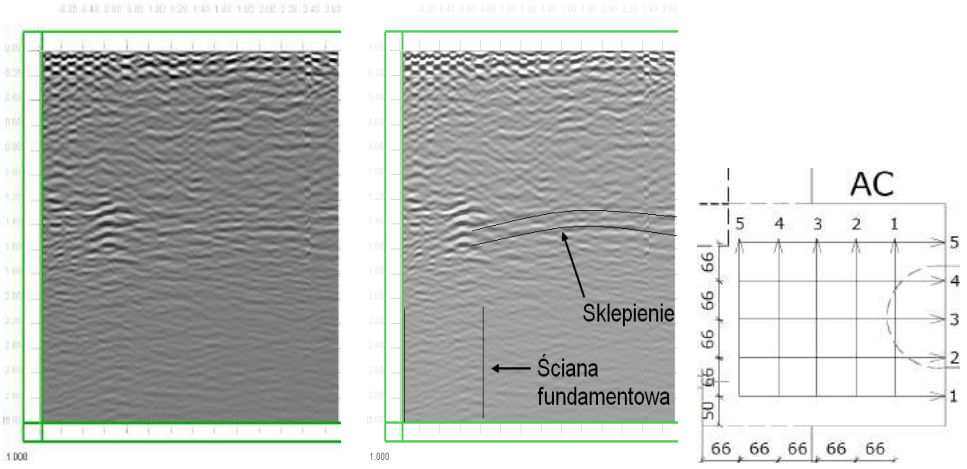
Powyżej przedstawiono widok korytarza parteru umiejscowionego w północno-wschodnim narożu obiektu z podziałem na trasy pomiarowe. Tak jak we wcześniejszym pomiarze, strefę tę podzielono na układ skanów w równych odległościach. Na przedstawionych radargramach zauważyć można pomieszczenia, o istnieniu których nie było wiadomo. Zlokalizowano układ sklepień oraz ściany fundamentowe, na których się opiera (rys. 5). Poniżej przedstawiono radargramy uzyskane w innych częściach budynku, gdzie również stwierdzono obecność nieudokumentowanych pomieszczeń (rys. 6, 7).



Rys. 5. Schemat tras pomiarowych obszaru AB

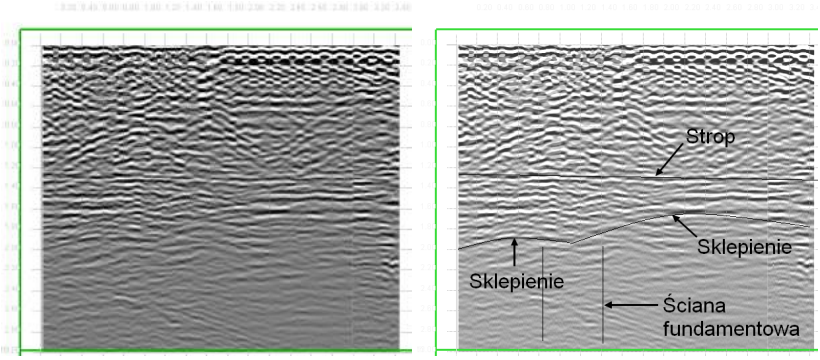


Rys. 6. Radargram obszaru AB (skan pionowy nr 1) – widok wykrytej piwnicy



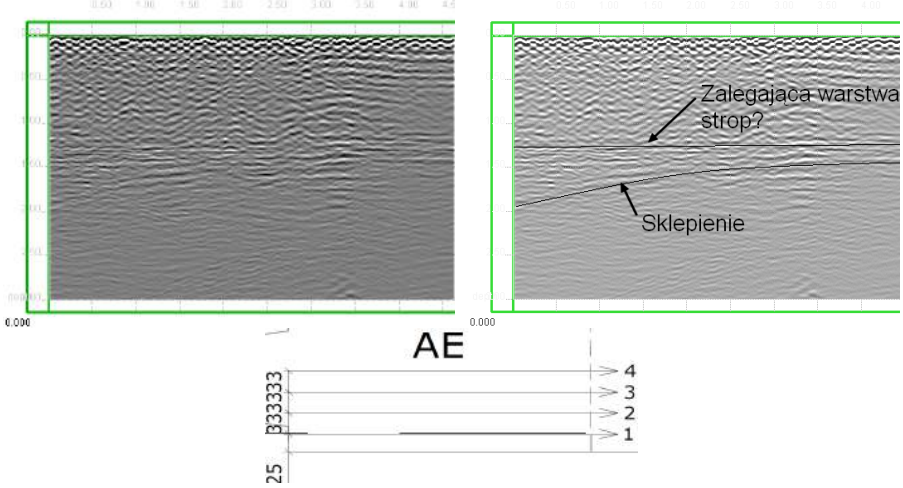
Rys. 7. Radargram obszaru AC (skan pionowy nr 3) – widok wykrytej piwnicy i schemat tras pomiarowych

Obszar AC znajduje się w pomieszczeniu łączącym się z korytarzem. Pomiary wykonano na obydwu kierunkach w równych odległościach. Tak jak we wcześniejszym przypadku zlokalizowano sklepienie oraz ścianę fundamentową, na której się ono opiera. Położenie ściany fundamentowej pokrywa się ze ścianą nośną, która występuje na parterze. Na rysunku 8 zauważyć można, że górna krawędź stropu jest na głębokości 1,2 m mierzonej od poziomu posadzki. Na wszystkich radaragramach głębokość ta jest zbliżona. Oznacza to, że budynek mógł być podpiwniczony w znacznie większej części niż wynika to z obecnej dokumentacji technicznej. Ze względu na zbyt płytkie odkrywki i brak dokumentacji z wcześniejszych lat nie udało się tego stwierdzić.

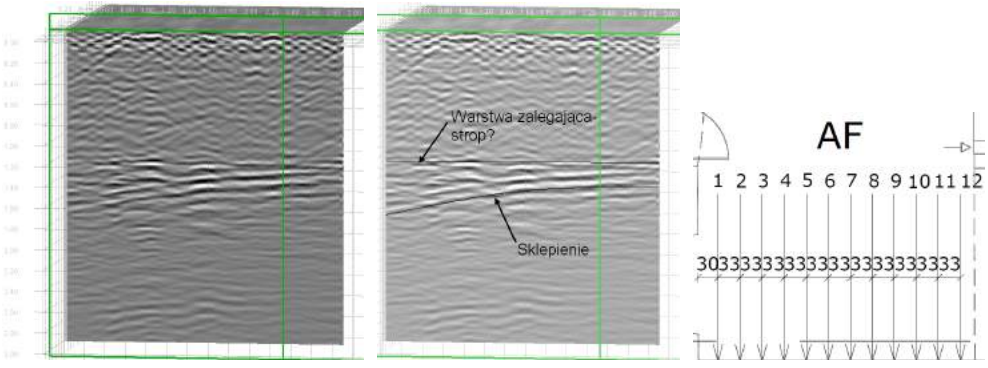


Rys. 8. Radargram obszaru AC (skan poziomy nr 3)– widok wykrytej piwnicy.

Pomiary wykonano również w obszarze AE, który znajduje się w największym pomieszczeniu budynku – galerii wystaw. Na rysunku 9 przedstawiono skan na kierunku poziomym, widoczna jest górna krawędź stropu na głębokości 1,2 m. W przypadku skanów uzyskanych w obszarze AF stwierdzono to samo (rys. 10).



Rys. 9. Radargram obszaru AE (skan poziomy nr 3) – widok wykrytej piwnicy i schemat tras pomiarowych



Rys. 10. Radargram obszaru AF (skan pionowy nr 5) – widok wykrytej piwnicy i schemat tras pomiarowych

5. Wnioski

W pracy wykazano, że inwentaryzacje obiektów zabytkowych można wykonywać za pomocą metody radarowej. W radargramach powyżej przedstawiono wykryte pomieszczenia, których brakowało w dokumentacji technicznej. Metoda radarowa pozwala na określenie położenia elementów nośnych obiektu oraz ich stanu technicznego. Metoda ta jest pomocna przy badaniu zakrytych warstw zalegających pod wierzchnimi, pozwala na uniknięcie zbędnych odkrywek, jest również źródłem informacji niezbędnych przy planowaniu kolejnych prac modernizacyjnych obiektu.

Literatura

1. Daniels DJ, editor Ground penetrating radar. IEE radar, sonar and navigation series, vol.15. London, United Kingdom. 2004. Kingdom: The institution of Electrical Engineers: 2004.
2. Annan A.P., 2002. GPR – history, trends and future development. Subsurface Sensing Technologies and Application 3(4), 253-270.
3. Annan A.P., 2001. Ground Penetrating Radar, Workshop Notes, Sensor & Software.
4. Doerksen K. 2002. Improved optical positioning for GPR based structure mapping, Proceeding 9th Int. Conf. on Ground Penetrating Radar GPR2002, Santa Barbara, California.
5. Malhorta V.M., Casino N.J., 1991. CRC Handbook on nondestructive testing of concrete. CRC Press.
6. Karczewski J. 2007. Zarys metody georadarowej. Uczelniane Wydawnictwo Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków.
7. Ortyl Ł., 2006. Rozprawa doktorska – Badanie przydatności metody georadarowej w geodezyjnej inwentaryzacji struktur i obiektów podpowierzchniowych, Kraków.

The survey of inaccessible structural members of a building using Ground Penetrating Radar as illustrated with a historic building

Łukasz Kosno, Łukasz Sławski, Grzegorz Świt

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Structures, Kielce University of Technology
e-mail: lkosno@tu.kielce.pl, lukaslaw@poczta.fm, gswit@tu.kielce.pl

Abstract: Historic buildings are repeatedly being subjected to reconstructions and modernizations during their lifetime operation. Their use changes over the years. Reconstructions during the building lifetime have often been performed without surveying. Therefore, usually no current documentation of the building is available. This issue is particularly significant in case of restoration works or regulation of the legal status of such historic buildings. Application of non-destructive testing methods allows to localize old unseen supporting elements or spaces the access of which is limited and thereby to prepare current survey of the building and new design based on it. One of these techniques is radar testing, which utilizes high frequency waves. They allow to obtain precise information concerning the location and dimensions of inaccessible components and sections of a building. This paper presents the use of such radar technique for surveying the historic building that currently houses the "Muzeum Zabawy i Zabawek" (The Museum of Games and Toys) in Kielce. The studies allowed to determine the technical condition of structural members of the building, the location and shape of the spaces the access of which was impossible or limited (there was a suspicion of buried basements). These spaces will provide the educational path for children visiting The Museum in the future.

Keywords: historical building, ground-penetrating radar, radar testing method, non-destructive testing methods

Konstruowanie efektywnych ekologicznie ścian zewnętrznych

Andriy Mazurak[1] , Oksana Mazurak[1] , Ivan Kovalyk[1], Justyna Sobczak-Piąstka[2]

[1] Wydział Budownictwa i Architektury, Lwowski Narodowy Uniwersytet Rolniczy, e-mail: amazurak@ukr.net

[2] Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, e-mail: justynas@utp.edu.pl

Streszczenia: W pracy przedstawiono konstrukcyjne i technologiczne cechy ścian wykonanych ze słomy z zastosowaniem zbrojonego torkretu. Zamieszczone przykłady dowodzą praktyczności takich rozwiązań. Na szczególną uwagę zasługują proekologiczne cechy zastosowania tego typu ścian w budownictwie. W pracy zwrócono także uwagę na przyczyny pewnych negatywnych zjawisk pojawiających się przy budowaniu i eksploatacji takich typów przegród i sposoby zapobiegania im.

Słowa kluczowe: ściany ze słomy, materiały ekologiczne

1. Wprowadzenie

Współczesne wymagania związane z funkcjonowaniem gospodarstw domowych i rosnące tempo rozwoju przemysłu spowodowały gwałtowny wzrost konsumpcji wszystkich typów energii i wzrost kosztów pozyskiwania energii. W związku z tym trwa nieustanne dążenie do poszukiwania nowych źródeł energii. Szczególną uwagę zwraca się obecnie na pozyskiwanie energii ze źródeł odnawialnych, niekonwencjonalnych. Tym samym we wszystkich gałęziach przemysłu kładzie się bardzo duży nacisk na poszukiwanie niskoenergochłonnych technologii oraz dążenie do zmniejszenia emisji zanieczyszczeń. Podobnie też branża budowlana poszukuje nowych energooszczędnych technologii, a badacze z dziedziny budownictwa opracowują konstrukcje o dostatecznej nośności, wysokiej zdolności do utrzymywania ciepła oraz wygodne dla ludzi [1].

Konstrukcje energooszczędne muszą charakteryzować się odpowiednią nośnością, a użyte materiały wysoką izolacyjnością cieplną. W celu wykonania takich przegród stosuje się zaawansowane zasady projektowania, wymagające gruntownej wiedzy dotyczącej jakości procesów termofizycznych, o których wiadomo, że w dużym stopniu wpływają na funkcjonowanie budynków i wygodę ich użytkowania.

W pracy przedstawiono nowe podejście do stworzenia racjonalnego sposobu wykorzystania słomy jako materiału o dobrych cechach izolacyjności cieplnej. Kluczowe znaczenie ma także to, że jest to materiał budowlany ekologiczny i niskonakładowy. Oszczędzamy także w tracie użytkowania takiego budynku, gdyż nakłady na jego ogrzanie w zimie i na utrzymanie przyjemnego chłodu latem, są mniejsze niż domu wykonanego z konwencjonalnych materiałów. To za sprawą słomy, która jest bardzo dobrą warstwą izolacyjną (przenikalność ciepła słomianej ściany i dachu tego domu wynosi K = 0,18). Oprócz tego słoma jest dobrym materiałem akustycznym i skutecznie zatrzymuje różne szumy i hałasy z zewnątrz [3].

2. Analiza problemu

Ukraina produkuje rocznie około 50 mln ton ziarna zbóż i nasion roślin strączkowych, w Polsce produkcja ziarna zbóż sięga rocznie 30 mln ton. To oznacza, że wytwarzana jest niemal taka sama objętość słomy jako produktu ubocznego. W obydwu krajach słoma jest w większości użytkowana do nawożenia gleby lub wykorzystywana w chowie zwierząt. Słoma w obecnej produkcji zwierzęcej może być łatwo zastąpiona przez system bezściółkowy oraz mieszanki paszowe w żywieniu zwierząt. Ciągły postęp w hodowli zwierząt będzie w dalszym ciągu powodował sytuację, w której 25-50% słomy pozostanie produktem ubocznym tej gałęzi gospodarki. Zatem wprowadzenie słomy do wykorzystania w innych gałęziach przemysłu może mieć w najbliższych latach bardzo duże znaczenie. Dotyczy to słomy w szczególności w postaci balowanej, która może być obecnie zastosowana między innymi także w przemyśle budowlanym.

Balowanie słomy przeprowadzane jest za pomocą specjalnej mechanicznej prasy. Takie maszyny są łatwo dostępne dla wielu gospodarstw rolnych, co pozwala na dość prosty i stosunkowo niedrogi dostęp do bloków słomy. Słomę od dawna używano w budownictwie, na przykład w krajach afrykańskich, już od czasów paleolitu. Nam bliższe są zastosowania słomy w formie strzechy, mat słomianych, sieczki z wapnem do ocieplania stropu czy do ogacania budynków. Także obecnie duża liczba uczonych i badaczy o światowej renomie zajmuje się problematyką dotyczącą technologii budowy budynków z użyciem słomy. W wielu krajach pojawiła się grupa budynków skonstruowanych przy wykorzystaniu tego budulca. Podaje się, że pierwsze tego typu obiekty powstały w Nebrasce (USA) około 1800 roku (rys. 1), w których ściany ze słomy są konstruowane jako samonośne [2].

Rys. 1. Pierwsze domy ze słomy – Nebraska około 1800 rok [2]

Na Ukrainie istnieje pewna liczba budynków zbudowanych ze słomianych bali (Rivne, Chernivtsi). W Polsce także nie jest to technologia całkowicie nowa. Można wymienić chociażby pierwszy na Dolnym Śląsku dom z kostki słomianej i gliny. Dom taki stoi we wsi Gajówka, w gminie Mirsk, niedaleko Jeleniej Góry (rys. 2). Zastosowana tam przez jego właściciela (Moritz Reichert), technika budowy polega na konstruowaniu gotowych modułów słomiano-glinianych, które można układać jak klocki w dowolne kształty. Każdy z elementów składa się z drewnianej ramy, poprzetykanej listewkami, które w efekcie tworzą coś w rodzaju delikatnej siatki. W każde „oczko" takiej konstrukcji wciska się kostkę słomy. Potem, gdy cały moduł jest wypełniony materiałem, powleka się go pierwszą

warstwą gliny. Moduły mają zwykle wymiary 2,5m x 2,5m x 0,28m. Tak przygotowane elementy następnie składa się w zaprojektowany dom [3].

Rys. 2. Dom z kostki słomianej i gliny we wsi Gajówka, w gminie Mirsk, niedaleko Jeleniej Góry [3]

Korzystając z doświadczeń innych krajów europejskich, należy wspomnieć o domu Feuillette, który znajduje się w Montargis w Loiret we Francji (rys. 3). Jest on najstarszym budynkiem na świecie, zbudowanym w konstrukcji drewnianej i izolacji ze słomy (1920 rok). Feuillette szukał efektywnych i tanich rozwiązań dla powojennych problemów z budownictwem. Dom powstał w technice modułowej. Znajdujący się przy ulicy i pokryty obecnie bluszczem dom o powierzchni 80 m² jest zachowany w bardzo dobrym stanie i spełnia współczesne standardy budownictwa zarówno dla budynku z bali słomianych, jak i standardy energetyczne zużycia energii (159 kWh/m² rocznie) [4].

Rys. 3. Dom Feuillette we Francji zbudowany w 1920 roku [4]

3. Rozwiązanie technologiczne

Wykorzystanie balowanej słomy w przemyśle budowlanym niesie ze sobą wiele korzyści. Można wymienić chociażby oszczędność kosztów podczas ogrzewania i klimatyzacji (dobra izolacyjność cieplna), utrzymywanie się dogodnego mikroklimatu w pomiesz-

czeniach. Stosowanie bali ze słomy pozwala także na zaprojektowanie i zbudowanie praktycznie każdej formy architektonicznej. Jednak wspomniana powyżej technologia może powodować dodatkowe problemy związane głownie ze szkodnikami, wilgocią i gniciem. Okazuje się, że w chwili obecnej wszystkie te problemy mogą być skutecznie rozwiązane.

Można wyróżnić dwie główne metody w technologii konstruowania budynków i obiektów ze słomianych bali:

– wprowadzenie dodatkowego drewnianego obramowania nośnego (czasem z metalu) wypełnionego balami ze słomy;
– ściany nośne układane bezpośrednio z bali słomy.

Pod względem struktury, obramowanie budynków ze słomy przypomina w dużym stopniu szkielet konwencjonalnych budynków panelowych. Takie budynki są wznoszone przy zastosowaniu głównie drewnianych słupów. Następnie tak powstały szkielet jest wypełniany blokami słomy przymocowanymi do siebie za pomocą wbitych pali [5].

Budowa ścian o strukturze nośnej z bali słomianych nie różni się swoją technologią od wznoszenia konwencjonalnej ściany. W tym przypadku bloki są także kładzione na spoiwo ze spoinami, które nie pokrywają się. Można zastosować różne metody w celu nadania konstrukcji dodatkowej sztywności. Do spajania bali słomianych bardzo często używa się zaprawy cementowej. Taką technologię stosuje się przede wszystkim w lokalizacjach o wilgotnych warunkach klimatycznych. Istnieje także takiego typu obiekty, w których funkcję materiału łączącego jest pełniona przez zaprawę glinianą (jest to lepsze rozwiązanie).

Do tynkowania ścian ze słomy należy stosować tynki wapienne, a najlepiej gliniane. Tynki takie umożliwiają ścianie „oddychanie". Tynki cementowe mocno utrudniają ten proces.

Doświadczenia wskazują, że bale słomiane nie mogą trwałe pełnić roli elementu nośnego, który jak wiadomo jest istotnym elementem każdej konstrukcji. W związku z tym najczęściej wykorzystuje się technologię z zastosowaniem konstrukcji szkieletowej.

W niniejszej pracy rozpatruje się bale słomiane, które przed zastosowaniem ich jako elementu ściany zewnętrznej są specjalnie przygotowywane. Polega to na nałożeniu betonu natryskiwanego na bale słomy. Warstwa ta pozwala na ochronę powierzchni słomianej, a cały element uzyskuje zdolność do pełnienia funkcji szkieletu wielowarstwowej ściany [6, 7]. Słoma pełni w takim przypadku następujące funkcje:

– elementu formy do ułożenia zaprawy, podczas gdy nakłada się na nią beton natryskiwany (torkret);
– efektywnego materiału izolacyjnego na czas użytkowania budynku.
– Zaleca się stosowanie tej technologii w budynkach i obiektach jednokondygnacyjnych rolniczych, przemysłowych, publicznych i prywatnych.

Ściany z bali słomianych układamy na wcześniej wykonanym fundamencie w tradycyjny sposób. Z fundamentu wypuszczamy pręty zbrojeniowe o średnicy 10 mm w odstępach 1,5-2 m. Po ułożeniu warstwy hydroizolacyjnej na ławie fundamentowej należy przymocować bale słomy do prętów metalowych. Następnie na każdą warstwę bali nakłada się siatkę podtynkową. Bale są kładzione w taki sposób, aby spoiny nie pokrywały się. Pręty metalowe wypuszczone z fundamentów są przedłużane jednocześnie z układaniem bali przy użyciu specjalnych złączek rurowych lub gwintów. W rezultacie otrzymujemy długą szpilę, która przebiega przez całą wysokość ściany, aż do jej szczytu. Następnie nakładamy na tę powierzchnię ściany arkusz siatki.

Operacja nakładania torkretu zaczyna się od wyboru składu mieszanki. W opisanym przypadku wybrano następujący skład betonu:

$$C : S_a : S_i : B\ (3\text{-}5) : B\ (5\text{-}10) = 1 : 0{,}86 : 0{,}86 : 1 : 1{,}14$$

gdzie:

- C – cement,
- S_a – piasek,
- S_i – odsiewki,
- B – kruszywo łamane.

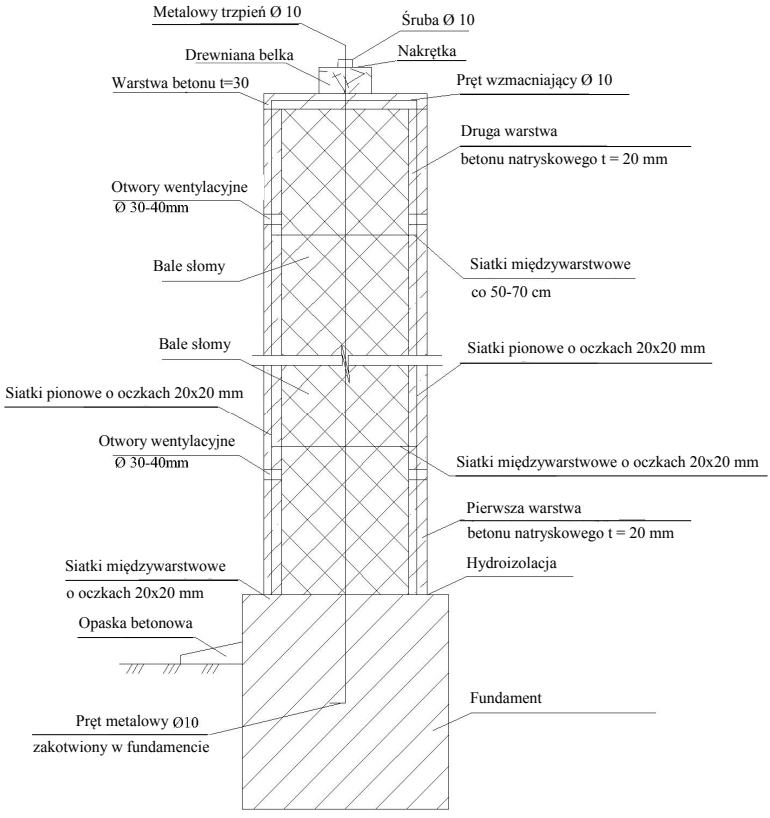
Beton natryskowy układa się w dwóch warstwach grubości 20-30 mm. Pierwsza warstwa torkretu jest nakładana na powierzchnię słomy. Druga warstwa jest nakładana na pionową siatkę metalową (rys. 4). Warstwa ta jest przymocowana za pomocą drutu wiążącego do elementów siatki między warstwami, wystających z bryły ściany na 5-7 cm. Po nałożeniu materiału na powierzchnię torkretu, moczy się go wodą przez okres około 8-10 godzin w przez 3 dni.

Rys. 4. Nakładanie torkretu na bryłę słomy. Pierwsza warstwa i druga warstwa

Położenie siatki wzmacniającej na całej ścianie, zapewnia lepszą trwałość warstw cienkościennego torkretu i zapobiega zawilgacaniu warstw słomy na wysokości bryły ścian podczas całego okresu ich utrzymania.

Po 7 dniach należy nałożyć drobnoziarnisty zbrojony beton o analogicznym, jak poprzednio składzie. Po odpowiednim czasie dojrzewania warstwy betonu (w ciągu 7-10 dni) kładziemy drewnianą belkę na górną powierzchnię ściany. Będzie miała ona za zadanie przenieść obciążenia pochodzące ze stropu lub dachu rozważanego budynku (rys. 5, 6).

Rys. 5. Fragment wielowarstwowej ściany wykonanej ze słomy i wzmocnionej torkretem



Rys. 6. Struktura ściany wzmocnionej torkretem

W celu efektywnego utrzymania i lepszej wentylacji słomianej ściany, należy wykonać otwory w zewnętrznej warstwie torkretu w odległościach około 10 cm od fundamentów i górnej części ściany w odstępach równym 1,2-1,5 m i o średnicy 30-40 mm.

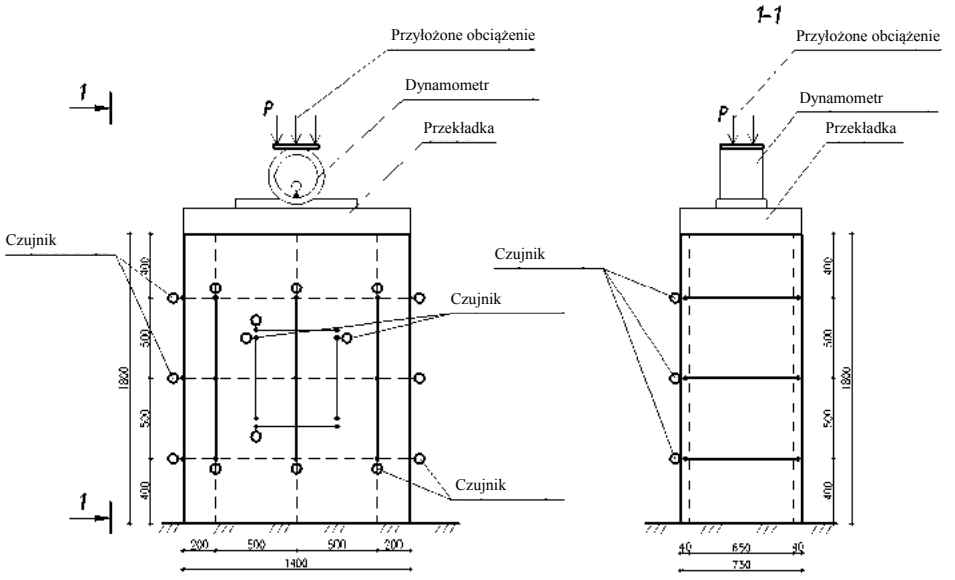
Zaproponowana powyżej technologia jest nowatorska i efektywna, ponieważ zastosowane torkretowanie chroni słomę przed czynnikami zewnętrznymi, mechanicznymi i innymi, a poza tym staje się szkieletem ściany.

Wyniki przeprowadzonych doświadczalnie badań nośności dla trzech próbek, czyli trzech fragmentów ściany (rys. 7) i rozkład obciążenia, jak również wstępne obliczenia nośności dla obciążenia pochodzącego od dachu i fragmentu stropu z izolacją cieplną są przedstawione w tabeli 1 [6, 7].

Tabela 1. Cechy wielowarstwowej ściany słomianej wzmocnionej torkretem [6, 7]

Nazwa wartości	Obciążenie wynikające z obliczeń kN/m	Obciążenie niszczące pochodzące z eksperymentu kN/m
Obciążenie na 1 m ściany	148 -150	153-156
Wartość obciążenia spowodowana przez dach domu z izolacją cieplną (10x10 m) w miejscu przyłożenia do ściany stanowi 14 kN / m		

W wyniku przeprowadzonych pilotażowych badań wykazano, że proponowana technologia nakładania torkretu w celu wykonania wielowarstwowych ścian składających się z bali słomy daje zadowalający efekt [8].



Rys. 7. Schemat zestawu do badań doświadczalnych fragmentów ścian ze słomy wzmocnionych warstwą torkretu

4. Wnioski końcowe

Wydaje się, że przedstawiona technologia pozwala zbudować efektywną ekologicznie konstrukcję słomianej ściany wzmocnionej torkretem bez wykonywania dodatkowej ramy. Funkcję ramy spełniać ma w proponowanej technologii warstwa torkretu. Obliczenia i dane

uzyskane doświadczalnie pozwoliły na uzyskanie nośności ścian, które przekraczają wartości od obciążeń, które mogą powstawać w ścianie obciążonej dachem i częścią stropu.

Literatura

1. Mazurak A.V., 2009. Modern technological solvings when arranging heat insulation fasades/ A.V. Mazurak, O.T. Mazurak, V.M. Kalitovskyi// Modern technologies materials and structures in cival engineering: Scientific and technical selection. Vinnitsia: UNIVERSUM. Vinnytsa 2, 75-81.
2. Anthone K.J.D., Kay R., Hugly Ch., 1990. Nebraska Historic Buildings Survey, Reconnaissance Survey Final Report of Arthur County, Nebraska. Nebraska State Historical Society.
3. Hernik A., 2010. Dom ze słomy i gliny. Ekologiczne budownictwo w zgodzie z naturą, 11819, Chrońmy klimat.pl.
4. Centre National de la Construction Paille Emile Feuillette, The project "maison Feuillette", 2013.
5. Melnyk I.V., 2014. Possibilities of implementation of three-layer plates with effective head insulation when reconstruction buildings of a residential complex/ I.V. Melnyk, V.M. Sorokhtei, Yu Holets, T.V. Prystavskyi // Herald of Lviv national agrarian university. Architecture and agricaltural bilding 12, Lviv, 89-98.
6. Savytskyi N.V., 2010. Estimation of the bearing capacity and maintenance abily of flexibile joints of three-layer reinforced wall panes/ N.V. Savytskyi, A.N. Zinkevich, A.M. Sopilniak// Herald of Lviv national agrarian university: Theory and practice of civil engineering 664, Lviv, 179-183.
7. Concrete and reinforced structure of heavy weight concrete 2011. Standards of design: SSTU B V.2.6-156:2010 [real 2011-06-01]. K: Minregionbud Ukraine, National standard of Ukraine, 116.
8. Patent for a useful model № 83691 "Multi-layer wall". Registered on 25 Sept. 2013.

Arrangement of effective external walls

Andriy Mazurak[1], Oksana Mazurak[1], Ivan Kovalyk[1], Justyna Sobczak-Piąstka[2]

[1] Faculty of Building and Architecture, Lviv National Agrarian University, e-mail: amazurak@ukr.net

[2] Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz, e-mail: justynas@utp.edu.pl

Abstract: This paper presents the design and technological features of walls made of straw with reinforced shotcrete. The provided examples demonstrate the practicality of such solutions. Special attention should be given to environmentally friendly features of this construction type. This paper also presents the origin of certain negative phenomena occurring in the process of the building construction and operation of such types of baffles as well as the ways to prevent them.

Keywords: walls with straw, ecological materials

Komin słoneczny jako energooszczędny system wentylacji

Magdalena Nakielska

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: magdalena.nakielska@utp.edu.pl

Streszczenie: Celem polityki państw na świecie jest zmniejszenie energochłonności oraz zwiększenie udziału odnawialnych źródeł energii w wielu gałęziach przemysłu. Dotyczy to także budownictwa. Poszukuje się zatem nowych rozwiązań materiałowych i technologicznych m.in. z zakresu ogrzewania, chłodzenia czy wentylacji. W pracy przedstawiono problematykę systemów wentylacji, w których zastosowano komin słoneczny. W pierwszej części pracy, na podstawie dostępnej literatury, zaprezentowano kilka przykładów analiz funkcjonowania systemów wentylacyjnych z kominami słonecznymi. W dalszej część publikacji, przedstawiono opis stanowiska badawczego i wykonane badania potwierdzające zasadność stosowania komina słonecznego w celu intensyfikacji wymiany powietrza w pomieszczeniu.

Słowa kluczowe: komin słoneczny, wentylacja grawitacyjna, wspomagania wentylacji, energooszczędny system wentylacji

1. Wprowadzenie

Prawidłowo działający system wentylacji zapewnia komfort w pomieszczeniu. Jego zadaniem jest doprowadzenie świeżego powietrza zewnętrznego oraz usunięcie zużytego powietrza wewnętrznego. Można to zrealizować za pomocą wentylacji naturalnej bądź mechanicznej. Niewątpliwie wprowadzenie wentylacji mechanicznej znacznie podniosło standard nowobudowanych obiektów, jednak przyczyniło się do zwiększonej energochłonności budynków. Obecnie coraz większą uwagę zwraca się na zużycie energii. Wiele krajów na świecie wprowadziło obostrzenia w sprawie ilość energii, jaką mogą zużywać budynki w procesie eksploatacji. Przyczyniło się to do rozwoju nowych technologii pozwalających spełnić aktualne przepisy techniczno-budowlane nie obniżając komfortu użytkowania obiektu. Wentylacja naturalna z kominem słonecznym jest jednym z elementów zrównoważonego projektowania obiektów. Rezygnacja z mechanicznych systemów wentylacji niewątpliwie wpływa na obniżenie energochłonności budynków. Komin słoneczny powoduje intensyfikację wymiany powietrza w pomieszczeniu, co jednocześnie poprawiają mikroklimat pomieszczenia. Komin słoneczny znalazł także zastosowanie jako element pomocniczy systemu chłodzenia budynku.

2. Komin słoneczny

Komin słoneczny jest urządzeniem wykorzystującym efekt konwekcji powietrza podgrzewanego energią słoneczną w celu wspomagania wentylacji grawitacyjnej w budynku, której zadaniem jest uzyskanie odpowiedniego mikroklimatu pomieszczeń. Mikroklimat to zespół czynników wpływających na samopoczucie i zdrowie użytkowników. Do tych czyn-

ników należą m.in.: temperatura powietrza wewnętrznego, wilgotność względna powietrza wewnętrznego, prędkość ruchu powietrza, czystość i świeżość powietrza, nasłonecznienie.

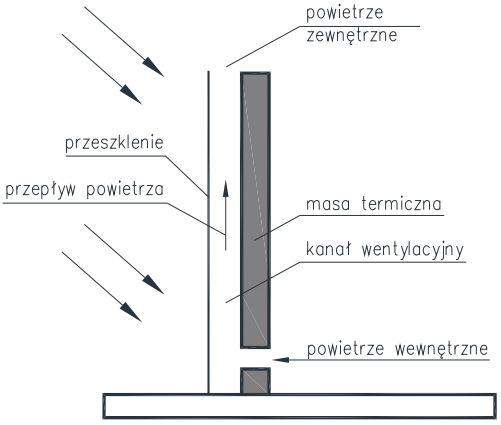
Zasada funkcjonowania kominów słonecznych jest podobna do działania kominów tradycyjnych. Charakterystyczną cechą jest wzmocnienie naturalnej wentylacji wyporowej przy wykorzystaniu pasywnego ogrzewania powietrza energią słoneczną. Powietrze znajdujące się w części przeszklonej komina jest podgrzewane, dzięki czemu zmniejsza się jego gęstość. Wzrastająca różnica gęstości powietrza usuwanego między wlotem a wylotem z komina powoduje intensyfikację wymiany powietrza w pomieszczeniu. Wzór (1) opisuje powstającą w kanale różnicę ciśnień [1].

$$\Delta p = (\rho_2 - \rho_1) \cdot g \cdot H \tag{1}$$

gdzie:

ρ_1 – gęstość powietrza na zewnątrz budynku,
ρ_2 – gęstość powietrza wewnątrz budynku,
H – wysokość komina,
g – przyspieszenie ziemskie.

Podstawowe elementy komina słonecznego, wraz z kierunkiem ruchu powierza przedstawione zostały na rysunku 1.

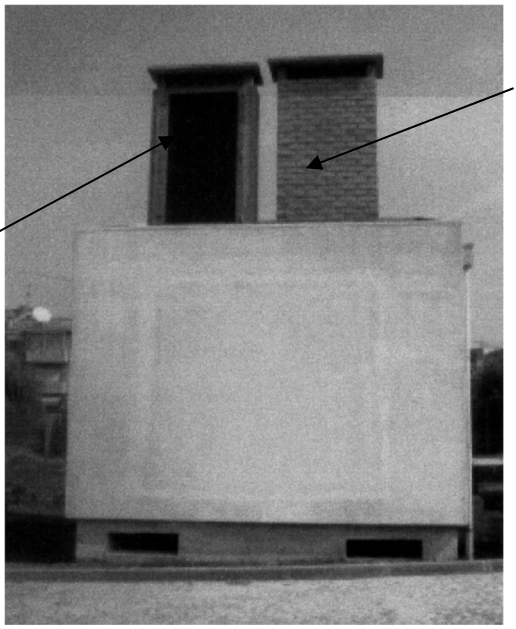


Rys. 1. Schemat komina słonecznego [opracowanie własne]

Komin słoneczny wykorzystywany był od bardzo dawna, zwłaszcza na Bliskim Wschodzie i w antycznym Rzymie. W celu poznania zjawisk zachodzących w kominach słonecznych, rozpoczęto prace badawcze przy wykorzystaniu różnych metod: eksperymentalnych, analitycznych i komputerowych. Khanal R. i Lei C. [2] zaprezentowali w swoim artykule przegląd wybranych publikacji z tej tematyki. W publikacjach wziętych do rozważań dominują badania eksperymentalne oraz połączenie ich z analitycznymi lub numerycznymi. Wykonanie stanowiska badawczego jest kosztowne, jednak uzyskane wyniki analiz są zbliżone do warunków rzeczywistych. Pomimo iż stanowią one największą grupę omawianych badań, jednak warto zwrócić uwagę na rozwijające się techniki numeryczne, zwłaszcza CFD (*Computational Fluid Dynamics*). Umożliwiają one opracowanie modeli matematycznych przepływu powietrza w kominach oraz prognozowanie parametrów termodynamicznych oraz kinematycznych powietrza wewnątrz komina.

Nieustannie prowadzone badania pozwalają na poszukiwanie optymalnego rozwiązania pod względem przekroju i wysokości komina, powierzchni przeszklenia, kąta nachylenia oraz materiałów, z jakich powinno konstruować się kominy dla określonych szerokości geograficznych oraz natężenia promieniowania słonecznego.

Zasadność stosowania kominów słonecznych wykazali autorzy eksperymentu Afonso C. i Oliviera A. [3]. Model badawczy powstał w Portugalii, w Porto. Badania przeprowadzono przy użyciu gazu znacznikowego, a następnie otrzymane wyniki porównano z wartościami teoretycznymi z programu symulacyjnego. Obiektem badawczym były dwa takie same pod względem geometrycznym, pokoje o powierzchni 6 m^2 każdy, zbudowane z betonu i od zewnątrz ocieplone. Zastosowano takie same rozwiązania dotyczące dostarczania i usuwania powietrza, z tym że jeden komin wykonano w technologii tradycyjnej, a drugi na ścianie południowej posiadał przeszklenie (rys. 2).



Rys. 2. Widok obiektu badań wraz z kominem słonecznym i tradycyjnym [3]

Pomieszczenia oraz kominy wyposażono w aparaturę pomiarową. Po wykonaniu badań, uzyskane dane zostały wprowadzone do programu komputerowego. Sprawdzano kilka zależności, m.in. wpływ promieniowania słonecznego na efektywność wentylacji, wpływ izolacji i wysokości komina na wyniki badań. Wnioskiem potwierdzającym zasadność stosowania kominów słonecznych jest to, iż komin słoneczny miał efektywność większą o około 10%-22% w porównaniu z kominem tradycyjnym, opierając się na średnich danych klimatycznych dla Portugalii.

Kolejną z publikacji, prezentującą otrzymane wyniki badań doświadczalnych jest praca [4], w którym autorzy zaprezentowali wyniki przeprowadzonych badań doświadczalnych. Stanowisko badawcze stanowił komin słoneczny o wysokości 1,5 m, szerokości 0,62 m i zmiennej odległości przeszklenia od absorbera w zakresie od 0,1 m do 0,6 m. Ogrzewana była przeszklona frontowa strona komina słonecznego. W cyklu badań zmieniano natężenie promieniowania, które wynosiło 200, 300, 400, 500 i 600 W/m^2. Eksperyment wykonany

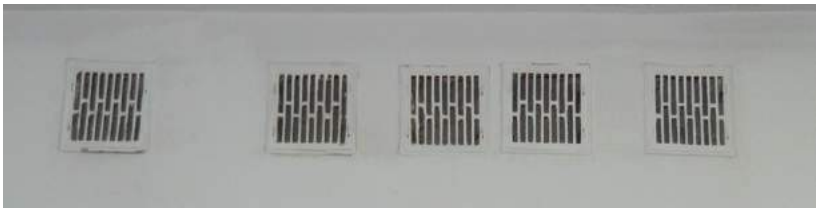
został w osłoniętej przestrzeni, aby uniknąć niekontrolowanego ruchu powietrza. Badano zależności przy zmiennym stosunku szerokości kanału do wysokości komina od 1:15 do 2:5 oraz zmiennym kącie nachylenia. Wyniki pomiarów wykazały, iż maksymalną prędkość przepływu powietrza uzyskuje się dla kąta nachylenia 45^0, szerokości kanału komina 0,20 m i wysokości 1,5 m. Dla tych warunków prędkość przepływu powietrza jest o 45% większa niż w kominie o takiej samej geometrii i panujących warunkach, ale ustawionym pionowo. Warto zaznaczyć, że wyniki prezentowanych badań odnoszą się do warunków panujących w Indiach, nie powinno się ich uogólniać na dowolną lokalizację na świecie.

Innym pomysłem na potwierdzenie zasadności stosowania komina słonecznego jako elementu systemu wentylacji wykazali się autorzy Tan A.Y.K., Wong N.H. [5], którzy przedstawili mechanizm działania komina słonecznego w budynku trzykondygnacyjnym w Singapurze. Zmodernizowany w 2009 roku budynek zyskał miano zeroenergetycznego. Zadaniem komina słonecznego miało być zwiększenie intensywności wentylacji grawitacyjnej w wydzielonym na cele badań pomieszczeniu, znajdującym się na pierwszej kondygnacji. Pytając użytkowników, dokonano oceny warunków wewnątrz dwóch pomieszczeń: jedno z kominem słonecznym, drugie bez komina. W upalny dzień w pomieszczeniu z kominem określono warunki jako „ciepłe do zaakceptowania", natomiast w pomieszczeniu bez komina przeważały odpowiedzi, iż jest za gorąco. Badania te potwierdzają skuteczność działania komina słonecznego jako wspomagającego wentylację naturalną.

3. Badanie wydajności komina słonecznego

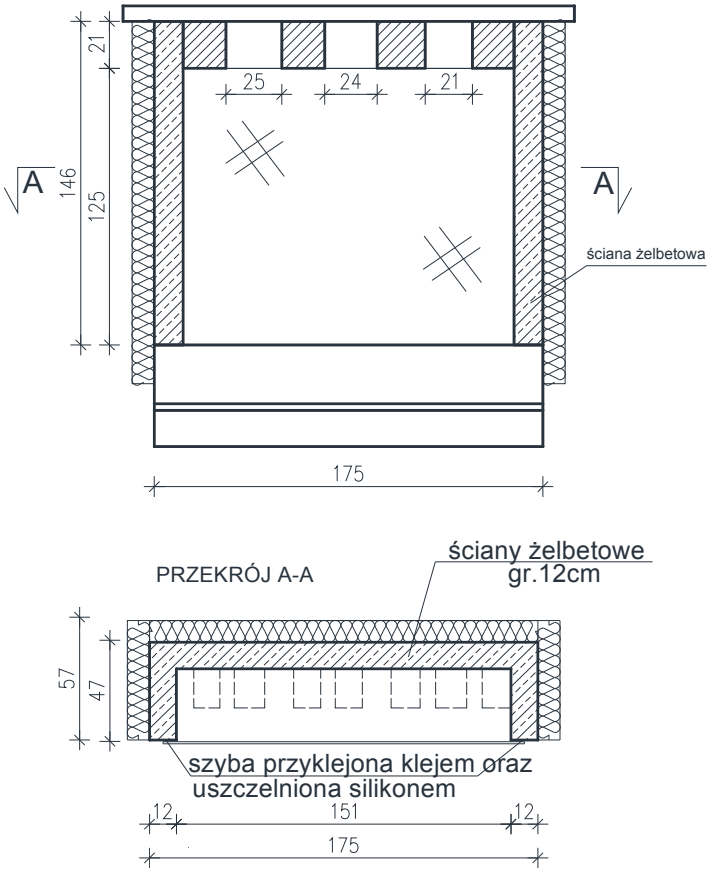
W celu oceny działania systemu wentylacji z kominem słonecznym, wykonane zostało stanowisko badawcze usytuowane na budynku 3.1 Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy przy ulicy Kaliskiego 7. Jest to nadbudowa na istniejące kanały wentylacyjne w formie komina słonecznego, o wymiarach zewnętrznych 0,47 m x 1,75 m i wysokości 1,46 m. Trzy ściany wykonano z betonu B20 zbrojonego prętami ϕ10 co 15 cm, pomalowano wewnątrz na kolor czarny, zaizolowano styropianem ESP 70-0,037 o grubości 10 cm i otynkowano. Czwartą ścianę o orientacji południowej stanowi przeszklenie o powierzchni 1,88 m^2, wykonane z szyby bezpiecznej Pilkington Optilam 6,4, której grubość wynosi 6,38 mm, całkowita przepuszczalność energii słonecznej 79%, współczynnik przenikania ciepła 5,7 W/m^2K. Górę komina słonecznego stanowi płyta żelbetowa, pokryta warstwą papy. Zdjęcie stanowiska badawczego przedstawia rysunek 4. Na rysunku 5 zaprezentowano rysunek konstrukcyjny komina słonecznego.

W sali dydaktycznej, nad którą wybudowano komin betonowy zbrojony, znajduje się 5 kratek wentylacyjnych, o wymiary zewnętrznych 16,8 cm x 16,8 cm (rys. 3). Powierzchnia netto kratek wewnątrz sali, przez którą wydostaje się powietrze wynosi 0,0620 m^2.



Rys. 3. Kratki wentylacyjne w pomieszczeniu

Rys. 4. Komin słoneczny, strona południowa



Rys. 5. Komin słoneczny

3.1. Wyniki badań wydajności komina słonecznego

Do przeprowadzenia badań wybrano okres letni. Pierwszy pomiar kontrolny, przed wybudowaniem stanowisk badawczych, wykonano dnia 9-10 lipca 2013 roku. Po wybudowaniu komina słonecznego wybrano bezwietrzne dni 25-26 lipca 2013 roku. Pomiarów dokonywano co dwie godziny przez 24 godziny, zastosowano do tego termohigrometr C3120, termoanemometr TA 430.

Mierzone parametry to:

- prędkość powietrza na poziomie kratek nawiewnych, na każdej z pięciu kratek w 9 punktach pomiarowych, rozmieszczonych w środku 9 pól elementarnych kształtem zbliżonych do kwadratu, na które została podzielona kratka [6],
- prędkość powietrza na poziomie wylotu z komina słonecznego, pomierzona w 10 punktach pomiarowych, rozmieszczonych w środku 10 pól elementarnych, na które została podzielona kratka [6],
- temperatura i wilgotność powietrza wewnątrz pomieszczenia w określonych punktach pomiarowych. Punkty pomiarowe były wybrane w strefie przebywania ludzi na poziomie 1,2 m powyżej podłogi.
- temperatura i wilgotność powietrza na zewnątrz pomieszczenia.

Wartości pomierzonych temperatur powietrza oraz wilgotność względną powietrza przedstawiono tabeli 1 i tabeli 2. Dodatkowe informacje zamieszczone w tabeli to ciśnienie i suma promieniowania całkowitego – dane ze stacji meteorologicznej znajduje się na terenie Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego przy ulicy Kaliskiego 7 w Bydgoszczy.

Tabela 1. Parametry powietrza, data 9-10.07.2013

Godzina	Temperatura powietrza zewnętrznego (ºC)	Temperatura powietrza wewnętrznego (ºC)	Wilgotność powietrza względna (%)	Ciśnienie (Pa)	Suma promieniowania całkowitego ($W \cdot m^{-2}$)
08:00	16,35	23,80	82,88	102900,00	100,00
10:00	17,92	24,70	74,51	102800,00	306,00
12:00	20,89	24,40	63,04	102700,00	572,00
14:00	22,99	24,60	53,74	102600,00	601,60
16:00	24,31	24,70	48,17	102500,00	526,40
18:00	25,02	24,60	43,25	102450,00	340,40
20:00	23,99	23,60	48,90	102200,00	96,00
22:00	19,07	23,50	73,57	102200,00	0,90
00:00	17,38	23,70	85,80	102100,00	0,00
02:00	16,83	23,90	80,93	102000,00	0,00
04:00	14,25	24,00	88,35	101900,00	0,00
06:00	13,76	24,80	90,23	101800,00	55,10

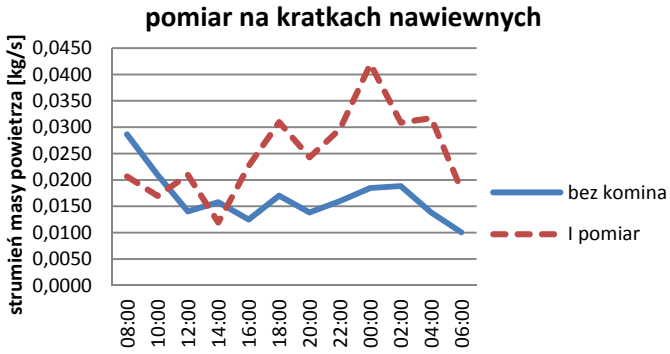
Tabela 2. Parametry powietrza, data 25-26.07.2013

Godzina	Temperatura powietrza zewnętrznego (ºC)	Temperatura powietrza wewnętrznego (ºC)	Wilgotność powietrza względna (%)	Ciśnienie (Pa)	Suma promieniowania całkowitego ($W \cdot m^{-2}$)
08:00	17,06	22,20	81,27	101600,00	229,00
10:00	19,90	24,30	71,60	101700,00	397,80
12:00	22,85	24,80	59,21	101800,00	606,40
14:00	25,13	24,90	51,20	101750,00	712,00
16:00	26,10	24,70	49,55	101750,00	492,80

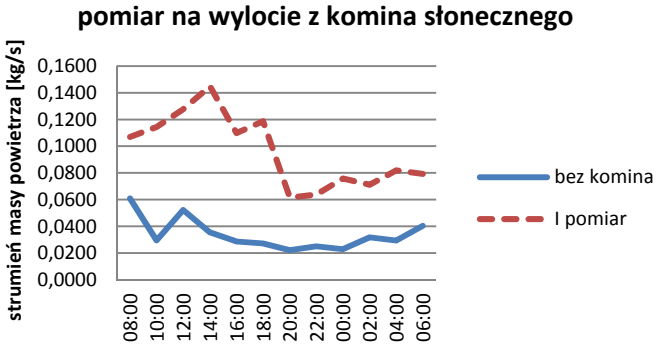
cd. tabeli 2

18:00	26,16	24,20	50,09	101750,00	328,50
20:00	23,58	24,50	60,30	101700,00	96,00
22:00	20,36	23,90	74,13	101700,00	0,00
00:00	18,93	23,80	78,67	101700,00	0,00
02:00	16,95	23,50	86,34	101700,00	0,00
04:00	15,28	23,60	93,04	101600,00	0,00
06:00	14,83	23,70	93,92	101600,00	29,80

Wyniki pomiarów przedstawiono na rysunkach 6 i 7.



Rys. 6. Strumień masy powietrza pomierzony na kratkach nawiewnych



Rys. 7. Strumień masy powietrza pomierzony na wylocie z komina słonecznego

Wartości strumienia masy powietrza zwiększyły się po zamontowaniu kominów słonecznych, co widoczne jest na wykresach przedstawionych na rysunkach 6 i 7. Po to, aby określić dokładnie tendencje wzrostu lub spadku wartości strumienia masy powietrza w zależności od natężenia promieniowania słonecznego, należy przeprowadzić kolejne cykle pomiarów.

4. Wnioski

Wentylacja grawitacyjna jest powszechnie stosowanym sposobem wymiany powietrza w budynkach mieszkalnych, gospodarczych i przemysłowych. Ten sposób wentylacji jest najtańszym i najpowszechniejszym rozwiązaniem stosowanym w obiektach budowlanych, dlatego wiele osób podejmuje działania w celu przeprowadzenia analizy funkcjonowania kominów słonecznych jako elementu systemu wentylacyjnego.

Zaprezentowane wyniki pomiarów przepływu powietrza w sali dydaktycznej budynku UTP w Bydgoszczy, potwierdzają intensyfikację wymiany powietrza w pomieszczeniu, w którym na kanale wentylacyjnym został wybudowany komin słoneczny. Na kratkach w pomieszczeniu wartość strumienia masy powietrza zaczyna wzrastać od godziny 16:00 do godziny 2:00 w nocy. Następnie obserwujemy spadek wartości. Po wybudowaniu komina słonecznego w godzinach pomiędzy 16:00 a 2:00 w nocy obserwujemy wzrost strumienia masy na kratach w pomieszczeniu o około 100% w stosunku do strumienia masy powietrza przed wybudowaniem komina. Na wylocie z komina strumień po wybudowaniu komina słonecznego w godzinach pomiędzy 10:00 a 18:00 zaobserwowano wzrost strumienia masy o około 200% w stosunku do strumienia masy powietrza przed wybudowaniem komina.

Literatura

1. Opaliński S., Rabczak S., 2003. Wentylacja grawitacyjna. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.
2. Khanal R., Lei C. 2011. Solar chimney – passive strategy for natural ventilation. Energy and Buildings 43, 1811-1819.
3. Afonso C., Oliveira A. 2000. Solar chimneys: simulation and experiment. Energy and Buildings 32, 71-79.
4. Chen Z.D., Bandopadhayay P., Halldorsson J., Byfjalsen C., Heiselberg P., Li Y. 2003. An experimental investigation of a solar chimney model with uniform wall heat flux. Building and Environment 38, 893-906.
5. Tan A.Y.K., Wong N.H. 2012. Natural ventilation performance of classroom with solar chimney system. Energy and Buildings 53, 19-27.
6. Kołodziejczyk L., Mańkowski S., Rubik M., 1980. Pomiary w inżynierii środowiska. Arkady Warszawa.

Solar chimney as energy-efficient ventilation system

Magdalena Nakielska

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: magdalena.nakielska@utp.edu.pl

Abstract: The policy of countries in the world is to reduce energy intensity and increase the share of renewable energy sources in many branches of industry. This also applies to the construction industry. Therefore new materials and technology related to heating, cooling and ventilation are looked for. The article presents the problem of ventilation systems equipped with a solar chimney. First part of the article presents several examples of systems with solar chimneys based on available literature. The following part of the article describes the system ventilation with solar chimney and performed tests supporting the use of solar chimney to enhance the air exchange in a room.

Keywords: solar chimney, natural ventilation, assisted natural ventilation, energy-efficient ventilation system

Zmienność jednostkowego zużycia wody w budownictwie mieszkalnym jednorodzinnym

Rafał Pasela, Julita Milik, Ryszard Okoński, Halina Stosik-Fleszar

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: rafal.pasela@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki badań zużycia wody przez mieszkańców miejscowości i gminy Osielsko, położonej w powiecie bydgoskim w województwie kujawsko-pomorskim. Analizą objęto 50 gospodarstw domowych, które zostały zakwalifikowane zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury [15] do czwartej klasy wyposażenia w instalacje sanitarne. Okres badawczy obejmował 9 lat (od 2004 do 2012 roku). W badanych obiektach stwierdzono wzrost zużycia wody do roku 2010, po którym nastąpił jego spadek. Z danych statystycznych GUS wynika, że na terenie gminy Osielsko tendencja wzrostowa wskaźnika jednostkowego zużycia wody utrzymywała się przez cały okres badawczy. Jednostkowe średnie dobowe zużycie wody w budynkach jednorodzinnych w badanym wieloleciu wyniosło 97,97 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$. Największe zużycie wody odnotowano w gospodarstwach domowych, których liczebność wynosiła od trzech do pięciu osób. Średni współczynnik nierównomierności dobowej w analizowanych budynkach jednorodzinnych kształtował się w granicach od 1,6 do 2,0. Wzrost ceny wody może być czynnikiem, który skłania do jej oszczędzania, dotyczy to w szczególności rodzin niezamożnych.

Słowa kluczowe: wodociąg, zużycie wody, zapotrzebowanie na wodę, jednostkowe zużycie wody, budownictwo jednorodzinne, struktura zużycia wody, rozbiór wody, nierównomierność dobowa, gospodarstwa domowe

1. Wprowadzenie

Przy określaniu zapotrzebowania na wodę na obszarach wiejskich, zaleca się stosowanie wytycznych do obliczeń zapotrzebowania wody w wiejskich jednostkach osadniczych [1], natomiast dla miast wytyczne do programowania zapotrzebowania wody i ilości ścieków w miejskich jednostkach osadniczych [2]. Prowadzone obserwacje zużycia wody na terenie całego kraju przez różnych autorów wskazują na ich nieaktualność. Dowodzą występowania znacznie niższych wartości wskaźników jednostkowych zużycia wody, które utrzymują tendencję spadkową [3-10]. Do najważniejszych przyczyn tego stanu należy zaliczyć: instalację wodomierzy i urządzeń wodooszczędnych [11], wzrost ceny wody i ścieków [12, 13], jak również wzrost świadomości konsumentów o potrzebie racjonalnego korzystania z zasobów wodnych [14-16].

Celem opracowania jest ocena zmienności oraz wielkości zużycia wody przez mieszkańców podłączonych do wodociągu wiejskiego w miejscowości Osielsko.

2. Materiał i metody

Badania jednostkowego zużycia wody prowadzone były od 1 stycznia 2004 r. do 31 grudnia 2012 r. w wytypowanych losowo pięćdziesięciu budynkach mieszkalnych jednorodzinnych położonych w miejscowości Osielsko. Wybrane do badań gospodarstwa domowe

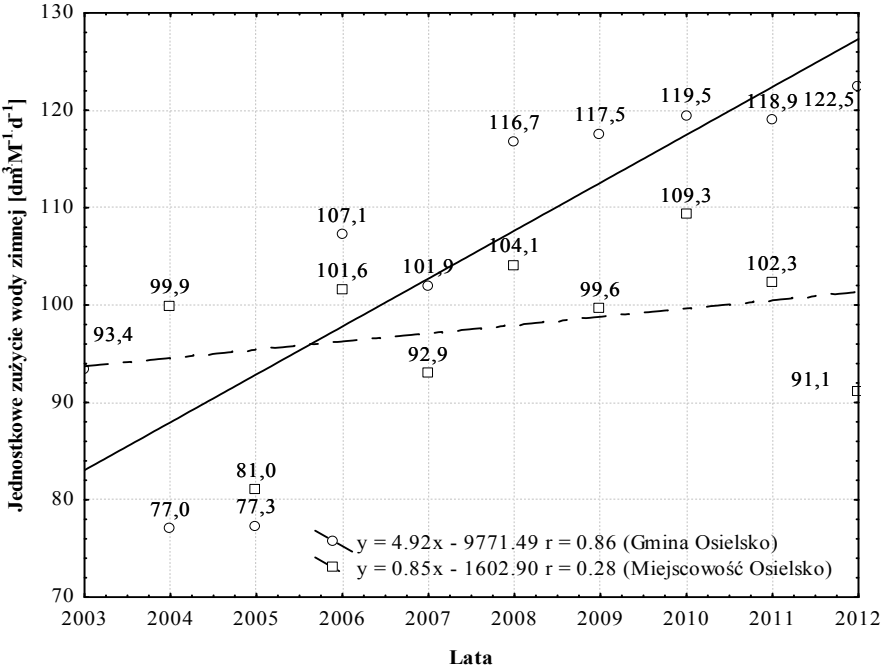
znajdowały się w starej części zabudowy Osielska i niczym się nie różniły od gospodarstw położonych w miastach. Woda do budynków dostarczana jest z istniejącej sieci wodociągowej natomiast ścieki odprowadzane są do zbiorowego systemu kanalizacyjnego. Ze względu na wyposażenie w instalacje sanitarne poddane analizie budynki jednorodzinne zostały zakwalifikowane do klasy IV i przypisano im normową wartość tj. 100 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$, która wynika z RMI [17].

Informacje dotyczące zużycia wody w poszczególnych gospodarstwach uzyskano z odczytów wodomierzy głównych prowadzonych przez Gminny Zakład Komunalny (GZK) w Żołędowie. Odczyty wodomierzy przeprowadzane były średnio w odstępach co dwa miesiące. Średnie jednostkowe zużycie wody dla gminy Osielsko ustalono na podstawie danych statystycznych GUS. Informację dotyczące liczby mieszkańców w poszczególnych budynkach w badanym okresie udostępnił Urząd Gminy Osielsko. Ceny za sprzedaż wody oraz odprowadzanie ścieków obowiązujące w gminie Osielsko, ustalone zostały na podstawie Uchwał Rady Gminy Osielsko z poszczególnych lat, w sprawie zatwierdzenia taryf za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzanie ścieków.

3. Wyniki badań i ich analiza

Gmina Osielsko administracyjnie przynależy do województwa kujawsko-pomorskiego i wchodzi w skład Powiatu Bydgoskiego. Należy do jednej z najintensywniej rozwijających się gmin wiejskich na terenie kraju. Swój intensywny rozwój zawdzięcza położeniu geograficznemu (od południa graniczy z Bydgoszczą) jak również właściwej polityce zagospodarowania przestrzennego. Rozbudowa infrastruktury technicznej stwarza dobre warunki do inwestycji. W rankingach ogólnopolskich pod względem rozwoju infrastrukturalnego jest wysoko klasyfikowana. W kategorii gmin wiejskich „Sukces infrastrukturalny" zajęła piąte miejsce w rankingu „Sukces mijającej kadencji" 2010-2014.

Obserwowany wzrost jednostkowego zużycia wody w gospodarstwach domowych na terenie gminy Osielsko przedstawiony na rysunku 1 stanowi odmienną tendencję krajową gdzie odnotowujemy wyraźny spadek poboru wody. Przyczyną zaistniałej sytuacji są korzystne warunki środowiskowe oraz szczególnie intensywny rozwój gminy pod względem infrastruktury wodociągowo-kanalizacyjnej, gazowej i drogowej co skłania do osiedlania się ludności napływowej z miasta Bydgoszczy. W badanym okresie 2002-2012 zanotowano w gminie zwiększenie liczby ludności zameldowanych na pobyt stały o 94,9% (z 2233 do 4353 osób). Największy przyrost liczby mieszkańców nastąpił w miejscowościach Osielsko i Niemcz. Z danych statystycznych GUS wynika, że w latach 2003-2012 jednostkowy wskaźnik zużycia wody w gospodarstwach domowych na terenie gminy Osielsko zwiększył się o 31% (z 93,4 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ do 122,5 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$) (rys. 1). Dla badanej grupy budynków obserwujemy odmienną sytuację a mianowicie wzrost poboru wody do roku 2010 (z 99,9 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ do 109,3 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$) po którym nastąpił jego spadek do 91,1 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ w roku 2012. Główną przyczyną tego zjawiska jest prawdopodobnie wzrost ceny wody (rys. 4), który zmusił rodziny zamieszkujące budynki do jej oszczędzania. Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej można stwierdzić, że rodziny objęte analizą w przeważającej części należą do rodzin niezamożnych.



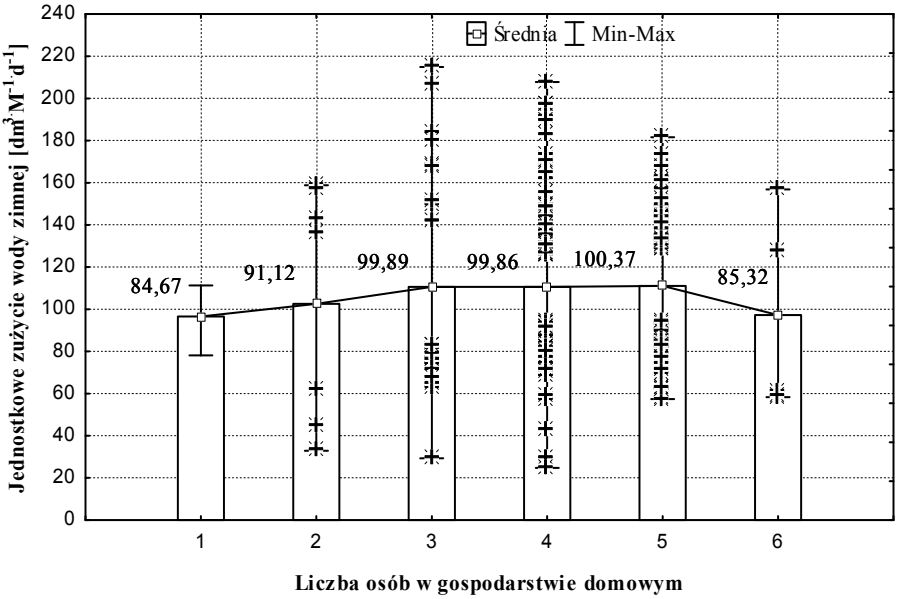
Rys. 1. Tendencja zużycia wody w gospodarstwach domowych na podstawie badań własnych w miejscowości Osielsko oraz danych statystycznych GUS dla gminy Osielsko

Zmienność zużycia wody oceniono przy wykorzystaniu podstawowych charakterystyk opisowych, które przedstawiono w tabeli 1. Średnie dobowe jednostkowe zużycie wody z wielolecia określone dla wszystkich badanych obiektów wahało się w granicach od 80,98 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ (2005r.) do 109,34 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ (2010r.). Wartość średnia mediany była niższa od średniej arytmetycznej i wyniosła 96,94 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$. Obserwowane duże wartości wariancji, odchylenia standardowego oraz współczynnika zmienności świadczą o dużym zróżnicowaniu zużycia wody. Najwyższą zmienność poboru wody odnotowano w roku 2008, w którym to maksymalne średnie jednostkowe zużycie wody wyniosło 212,79 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$.

Tabela 1. Podstawowe charakterystyki opisowe jednostkowych wskaźników zużycia wody w badanych budynkach jednorodzinnych

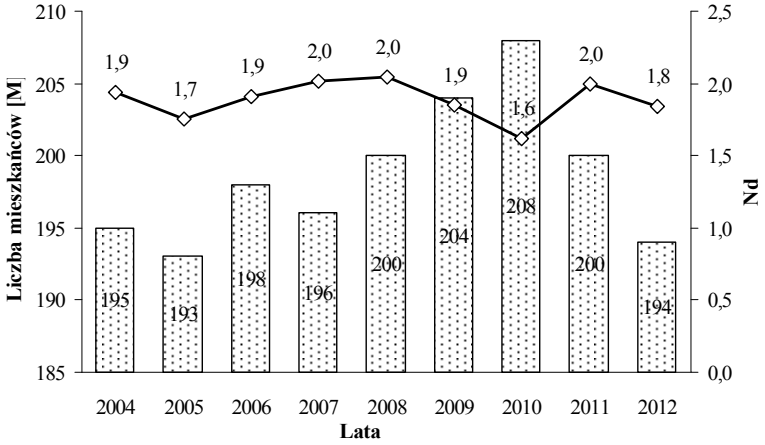
Rok	Średnia	Mediana	Minimum	Maksimum	Wariancja	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
2004	99,86	102,21	6.85	193,70	1180,42	34,36	30,40
2005	80,98	81,87	12.33	141,64	862,60	29,37	36,27
2006	101,59	104,30	42.74	193,97	946,99	30,77	30,29
2007	92,91	87,99	42.19	187,03	713,69	26,72	28,75
2008	104,06	102,29	46.58	212,79	1291,58	35,94	34,54
2009	99,61	96,57	60.28	185,62	657,14	25,63	25,61
2010	109,34	105,15	57.04	177,81	797,09	28,23	25,73
2011	102,31	100,47	11.78	205,11	937,92	30,63	29,80
2012	91,09	91,61	28.08	167,56	575,94	24,00	26,35
Średnia	97,97	96,94	-	-	884,82	29,52	29,75

Liczba osób zamieszkująca poszczególne budynki mieszkalne jednorodzinne wynosiła od 1 do 6 osób, przy czym przeważały domy o liczbie mieszkańców 4 i 5, które stanowiły odpowiednio 42 i 26% obserwacji. Średnie dobowe zużycie wody w dziewięcioletnim okresie badawczym było najwyższe w domach zamieszkiwanych przez pięć osób i wynosiło 100,37 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ (rys. 2). Nieznacznie mniej zużywały wody rodziny trzy i czteroosobowe odpowiednio 99,89 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$ i 99,86 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$. Najmniejsze średnie jednostkowe zużycie wody występowało w gospodarstwach domowych 1-osobowych i 6-osobowych.



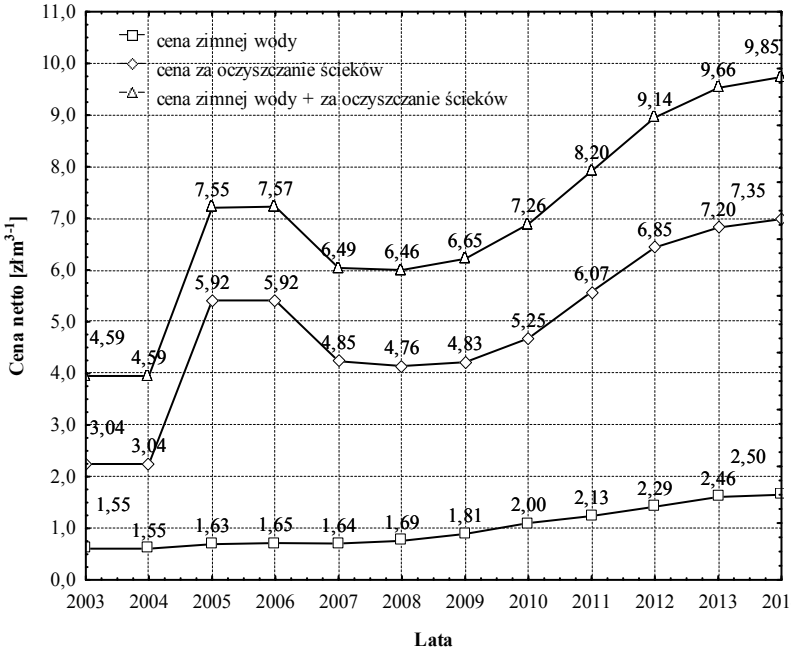
Rys. 2. Średnie jednostkowe zużycie wody w domach jednorodzinnych w zależności od liczby zamieszkałych osób

Zakres wartości współczynników nierównomierności dobowej zobrazowany został na rysunku 3. Wynosił on od 1,6 w 2010 roku do 2,0 w latach 2007, 2008 i 2011 przy średniej wartości równej 1,9. Najmniejszą wartość współczynnika zaobserwowano w roku 2010, co można powiązać z największą liczbą osób zamieszkałych badane gospodarstwa domowe. Stwierdza się, że średnia nierównomierność dobowa poboru wody przez mieszkańców miejscowości Osielsko nie odbiega od współczynników narzuconych przez wytyczne [2].



Rys. 3. Średnie wartości współczynników nierównomierności dobowego zużycia wody [18]

Dynamikę zmian opłat za wodę oraz odprowadzanie ścieków w miejscowości Osielsko przedstawia rysunek 4.



Rys. 4. Dynamika zmian ceny za wodę i odprowadzania ścieków w miejscowości Osielsko

W badanym okresie (2003-2014) nastąpił wzrost opłat za wodę i odprowadzanie ścieków, który wyniósł odpowiednio 61% oraz 115%. Koszty za odprowadzanie ścieków do oczyszczalni ścieków Fordon zlokalizowanej na terenie Bydgoszczy w 2014 r. stanowiły około 75% całkowitej ceny za wodę. Obserwowane zjawisko jest tendencją krajową, która wiąże się z dążeniem przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych do pokrycia kosztów związanych z ich funkcjonowaniem. Pomimo obserwowanego wzrostu cen za

sprzedaż wody nie motywuje to mieszkańców gminy Osielsko do jej oszczędzania. Wskaźnik jednostkowego zużycia wody w gospodarstwach domowych na terenie gminy Osielsko nadal utrzymuje tendencję wzrostową (rys.1). Jedną z głównych przyczyn zaistniałej sytuacji jest wysoka stopa życia mieszkańców, którzy postanowili zamieszkać na terenie Gminy Osielsko. Lokalizacja sprzyja osiedlaniu się rodzin, które pracują na terenie miasta Bydgoszczy.

4. Wnioski

Badania zmienności zużycia wody w miejscowości Osielsko, przeprowadzone na podstawie danych poboru wody z lat 2004-2012, pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

1. Zużycie wody w gospodarstwach domowych gminy Osielsko osiąga tendencję wzrostową. Obserwowane zjawisko należy powiązać m.in. z intensywnym rozwojem infrastruktury technicznej, która z kolei sprzyja osiedlaniu się zamożnej ludności z miasta Bydgoszczy.
2. Średnie jednostkowe dobowe zużycie wody z wielolecia w badanych budynkach mieszkalnych jednorodzinnych osiągało wartość od 80,98 $dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$ (2005) do 109,74 $dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$ (2010), przyjmując średnią równą 97,97 $dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$, nie przekraczającą granicznej wartości 100 $dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$ zużycia określonego w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 roku.
3. Ocena zmienności zużycia wody w budynkach jednorodzinnych w zależności od liczby domowników wykazała, że najwięcej wody zużywały rodziny trzy, cztero i pięcioosobowe. Najmniej gospodarstwa domowe jedno i sześcioosobowe.
4. Analiza nierównomierności dobowego zużycia wody dla całego okresu badań wykazała, że wartości N_d mieszczą się w zakresie równym 1,5-2,0, wyznaczonym przez Wytyczne [2].
5. Pomimo obserwowanego wzrostu cen za sprzedaż wody, wskaźnik jednostkowego zużycia wody w gospodarstwach domowych na terenie gminy Osielsko nadal utrzymuje tendencję wzrostową.
6. Wzrost poboru wody w gospodarstwach domowych na terenie gminy Osielsko wykazuje odmienną tendencję obserwowaną na terenie Polski, gdzie odnotowujemy spadek jednostkowego zużycia wody. W związku z powyższym m.in. przy ocenie możliwości zaspokojenia potrzeb wodnych dla wybranego regionu każdy przypadek należy rozpatrywać indywidualnie.

Literatura

1. Zarządzenie nr 1 Ministra Rolnictwa z dn. 05.01.1966 roku w sprawie wytycznych do obliczeń zapotrzebowania wody w wiejskich jednostkach osadniczych (Dz. Bud. Nr 3 z 11.05.1967).
2. Wytyczne do programowania zapotrzebowania wody i ilości ścieków w miejskich jednostkach osadniczych. Wyd. V uzupełnione, 1991. Instytut Gospodarki Przestrzennej i Komunalnej Warszawa.
3. Bergel T., Kaczor G., 2007. Wielkość i nierównomierność poboru wody przez pojedyncze gospodarstwa wiejskie. Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich 1, 125-136.
4. Bergel T., Pawełek J., 2005. Struktura zużycia wody w gospodarstwach wiejskich. II Konferencja Naukowo-Techniczna „Błękitny San" nt. Ochrona środowiska, walory przyrodnicze i rozwój turystyki w dolinie Sanu. Materiały konferencyjne – Dynów, 165-173.
5. Bugajski P., Kaczor G., 2007. Struktura zużycia wody przez użytkowników wodociągu w gminie Drwinia. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich 2, 81-88.

6. Bugajski P., Kaczor G., 2005. Struktura zużycia zimnej i ciepłej wody w gospodarstwie jednorodzinnym. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich 2, 17-26.
7. Bugajski P., Satora S., 2009. Zmienność jednostkowego zużycia wody przez mieszkańców Olkusza. Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich 5, 51-60.
8. Chmielowski K., Satora S., Walega A., 2009. Zmienność jednostkowego zużycia wody przez mieszkańców Mszany Dolnej. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich 5, 61-71.
9. Heidrich Z., Jędrzejkiewicz J. 2007. Analiza zużycia wody w miastach polskich w latach 1995--2005. Ochrona Środowiska 4, 29-34.
10. Kłoss-Trębaczkiewicz H., Osuch-Pajdzińska E., 2005. Analiza tendencji zmian zużycia wody w miastach polskich. Ochrona Środowiska 4, 63-67.
11. Klugiewicz J., Pasela R. 2005. Badania wpływu wodomierzy mieszkaniowych na zużycie wody w budynkach wielorodzinnych na osiedlu Wyżyny w Bydgoszczy. Gaz Woda i Technika Sanitarna 1, 14-17.
12. Pasela R., Klugiewicz I., 2006. Kształtowanie się opłat za wodę i odprowadzanie ścieków w gospodarstwach domowych. Instal 12, 57-60.
13. Pawełek J., Kaczor G., 2006. Jednostkowe zużycie wody w gospodarstwie domowym w ośmioletnim okresie obserwacji. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, t. 2/1, Kraków, 159-170.
14. Hotloś H. 2010. Badania zmian poboru wody w wybranych miastach Polski w latach 1990--2008. Ochrona Środowiska 3, 39-42.
15. Orzechowska M., 2011. Rzeczywiste zużycie wody w warunkach wiejskich na przykładzie wybranych wodociągów. Inżynieria Ekologiczna 26, 206-2012.
16. Żuchowicki A.W., Gawin R. 2013. Struktura zużycia wody w budynkach jednorodzinnych. Rocznik Ochrona Środowiska, Tom 15, 924-929.
17. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 roku w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody (Dz. U. Nr 8, poz. 70).
18. Decowska K., 2014. Struktura zużycia wody w budownictwie mieszkalnym jednorodzinnym w miejscowości Osielsko. UTP w Bydgoszczy, Praca inżynierska.

The variability of water consumption rate in a single-family residential construction

Rafał Pasela, Julita Milik, Ryszard Okoński, Halina Stosik-Fleszar

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz, e-mail: rafal.pasela@utp.edu.pl

Abstract: The paper presents the results of research related to water consumption rate achieved by inhabitants of the city and commune of Osielsko, located in the district of Bydgoszcz, in the Kuyavian--Pomeranian region. The analysis includes 50 households, which have been classified in accordance with the Decree of the Minister of Infrastructure [15]. The research covered the period of nine years (from 2004 to 2012). The studied objects showed an increase in water consumption by 2010, followed by its fall. The Central Statistical Office statistics show that the increasing trend of unit indicators of water consumption in the commune of Osielsko was maintained for the whole period of the research. The average water consumption rate during 24 hours in single-family buildings in the studied years reached 97,97 $dm^3 \cdot d^{-1} \cdot M^{-1}$. The largest reported water consumption rate was in households where the number of inhabitants was from three to five. The average irregularity coefficient during 24 hours in analyzed single-family buildings ranged from 1.6 to 2.0. The increase of the water price can lead to savings; this applies particularly to low-income families.

Keywords: water supply, water consumption, water demand, unit water consumption, single family housing, structure of water consumption, water partition, daily irregularity, households

INŻYNIERIA PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

Metoda optymalizacji wyboru środków transportowych

Artur Duchaczek, Dariusz Skorupka

Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych
im. generała Tadeusza Kościuszki,
e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl, e-mail: dareks100@interia.eu

Streszczenie: Na prawidłową realizację procesu transportowego wpływ mają między innymi pojazdy przewożące materiały budowlane składowane w magazynach i na placach budowy. W trakcie realizacji przedsięwzięć transportowych związanych z zabezpieczeniem logistycznym różnego rodzaju inwestycji budowlanych często mamy do czynienia z zadaniami związanymi z potrzebą wielokryterialnego podejmowania decyzji. W pracy zaprezentowano propozycję prostej metody optymalizacyjnej, dokonując jednocześnie oceny jej wad i zalet. Niewątpliwą zaletą zaproponowanej metody jest fakt, że ma prosty i przejrzysty algorytm obliczeniowy. Jest zatem godna polecenia do zastosowania w praktyce inżynierskiej. W procesie optymalizacji współczynniki ważności poszczególnych kryteriów umożliwiają uwzględnienie indywidualnych preferencji decydenta. Są zatem jednym z kluczowych elementów tego procesu. W niniejszej pracy do obliczania tych współczynników wykorzystano metodę DEMATEL. W Polsce jest obecnie kilka znanych i uznanych firm specjalizujących się w sprzedaży pojazdów ciężarowych, mimo to w niniejszej pracy w analizach uwzględniono jedynie pojazdy firmy Volvo.

Słowa kluczowe: optymalizacja wielokryterialna, transport, inżynieria lądowa

1. Wprowadzenie

Realizacja inwestycji budowlanych wymaga ciągłego ich zaopatrzenia w materiały budowlane. Przy realizacji tego typu przedsięwzięć spotykamy się z koniecznością podjęcia decyzji o zakupie środków transportowych. Jest to decyzja o tyle istotna, że na sprawną realizację procesu transportowego wpływ mają właśnie pojazdy ciężarowe przewożące materiały budowlane. W Polsce aktualnie realizuje się wiele inwestycji budowlanych. Jednocześnie na rynku znajduje się znaczna liczba środków transportowych umożliwiających ich realizację. Przed decydentem pojawiają się zatem dylemat dotyczący prawidłowego sposobu ich wyboru. W sytuacjach takich z pomocą przychodzą metody optymalizacji wielokryterialnej umożliwiające podjęcie decyzji o zakupie środka transportowego.

Duża część metod optymalizacji wielokryterialnej jest dość skomplikowana [1-3]. Optymalizacja doboru pojazdów ciężarowych powinna odbywać się w oparciu o możliwie prostą metodę gdyż wówczas będzie chętnie stosowana przez inżynierów. Zastosowanie takiej metody umożliwi również optymalny wybór środków transportowych osobom odpowiedzialnym za ich zakup. Do najbardziej znanych marek pojazdów ciężarowych dostępnych na polskim rynku należą firmy Iveco, Jelcz, Kamaz, Mann, Mercedes, Star, Scania i Volvo. Biorąc pod uwagę dużą renomę firmy Volvo oraz ze względu na fakt łatwej dostępność do dokumentacji tych pojazdów, w niniejszej pracy podobnie jak w pracy [4], skupiono uwagę właśnie na tych pojazdach. Celem pracy jest zaproponowanie prostej metody optymalizacyjnej ułatwiającej przyszłemu decydentowi dokonanie wyboru optymalnego (suboptymalnego) środka transportowego.

W pracy [5] podkreślono, że w praktyce inżynierskiej mogą wystąpić trudności z jednoznacznym określeniem wartości pożądanej i niepożądanej danego kryterium. Z tego też względu zaproponowano w niej jedną z możliwych modyfikacji metody Bellingera [6], która umożliwia wyeliminowanie z algorytmu obliczeniowego wartość niepożądaną danego kryterium. Przeprowadzone w pracy [5] analizy wykazały kolejne niedogodności związane z użyciem zaproponowanego algorytmu. Uznano, że celowe byłoby stosowanie podczas procesu optymalizacji tylko pożądanego kierunku zmian (minimum lub maksimum) danego kryterium [4].

2. Założenia proponowanej metody optymalizacyjnej

Poniżej w sposób opisowy przedstawiono zależności umożliwiające dokonanie obliczeń według prezentowanej metody z podziałem na osiem etapów. Na etapie I następuje określenie wymagań i ograniczeń dla przyszłych hipotetycznych wariantów rozwiązań analizowanego problemu (tzw. warunki brzegowe). Etap II to zdefiniowanie dostępnych w danych okolicznościach wariantów decyzyjnych (W_1, W_2, …, W_n).

W etapie III następuje szczegółowe określenie przyjętych kryteriów oceny (K_1, K_2, …, K_m) i jednostek pomiarowych oraz pożądanego kierunku zmian (Z_1, Z_2, …, Z_m) w obrębie danego kryterium cząstkowego („*MIN*" - minimum lub „*MAX*" - maksimum). W tym celu najpierw następuje określenie średniej arytmetycznej X_j wartości analizowanych wariantów pod kątem poszczególnych kryteriów:

$$X_j = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} a_{ij} . \tag{1}$$

gdzie: a_{ij} oznacza wartość *i*-tego wariantu pod katem *j*-tego kryterium.

Następnie określamy pomocniczą wielkość pożądaną S_j:

– jeżeli $Z_j = MAX$ to $S_j = 2X_j$, (2)

– jeżeli $Z_j = MIN$ to, $S_j = 0$. (3)

Przyjęte założenia wynikają z faktu, że generalnie parametry techniczne pojazdów w danej kategorii nie różnią się od siebie więcej niż o ok. 30%.

Etap IV polega na ustaleniu hierarchii poszczególnych kryteriów, poprzez ustalenie subiektywnych wartości wag jakie nadaje decydent uwzględnionym kryteriom oceny (Y_1, Y_2, …, Y_m). W etapie V następuje tworzenie macierzy A (4), zawierającej rzeczywiste wartości analizowanych kryteriów pod kątem poszczególnych wariantów.

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \ldots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \ldots & a_{2m} \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ a_{n1} & a_{n2} & \ldots & a_{nm} \end{bmatrix} \tag{4}$$

gdzie: a_{ij} oznacza wartość *i*-tego wariantu pod katem *j*-tego kryterium.

Na etapie VI ustalamy długość „*drogi*" od stanu rzeczywistego do stanu najbardziej pożądanego dla danego kryterium. W tym celu od pożądanej wartości kryterium dla danego wariantu należy odjąć jego wartość rzeczywistą. Obliczając rzeczywiście przebytą „drogę" wyznaczamy wyrazy macierzy B (etap VIa) (5).

$$B = \begin{bmatrix} (S_1 - a_{11}) & (S_2 - a_{12}) & \ldots & (S_\mathrm{m} - a_{1\mathrm{m}}) \\ (S_1 - a_{21}) & (S_2 - a_{22}) & \ldots & (S_\mathrm{m} - a_{2\mathrm{m}}) \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ (S_1 - a_{\mathrm{n}1}) & (S_2 - a_{\mathrm{n}2}) & \ldots & (S_\mathrm{m} - a_{\mathrm{nm}}) \end{bmatrix} \tag{5}$$

Następnie dokonujemy normalizacji macierzy B, poprzez podzielenie każdego jej elementu przez sumę elementów kolumny, w której się on znajduje. W ten sposób powstaje macierz C (etap VIb) (6):

$$C = \begin{bmatrix} \dfrac{b_{11}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}1}} & \dfrac{b_{12}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}2}} & \ldots & \dfrac{b_{1\mathrm{m}}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}\mathrm{m}}} \\ \dfrac{b_{21}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}1}} & \dfrac{b_{22}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}2}} & \ldots & \dfrac{b_{2\mathrm{m}}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}\mathrm{m}}} \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ \dfrac{b_{\mathrm{n}1}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}1}} & \dfrac{b_{\mathrm{n}2}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}2}} & \ldots & \dfrac{b_{\mathrm{nm}}}{\sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{i}\mathrm{m}}} \end{bmatrix}. \tag{6}$$

Na etapie VII mnożymy liczby otrzymane w etapie VI przez wagi przyjęte w etapie IV, i w ten sposób powstaje macierz D (7). Element d_{ij} macierzy D przedstawia tzw. znormalizowaną długość „drogi" i-tego wariantu decyzyjnego do przyjętej pomocniczej wielkości pożądanej S_j, z uwzględnieniem aktualnych preferencji decydenta.

$$D = \begin{bmatrix} c_{11} \times Y_1 & c_{12} \times Y_2 & \ldots & c_{1\mathrm{m}} \times Y_\mathrm{m} \\ c_{21} \times Y_1 & c_{22} \times Y_2 & \ldots & c_{2\mathrm{m}} \times Y_\mathrm{m} \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ c_{\mathrm{n}1} \times Y_1 & c_{\mathrm{n}2} \times Y_2 & \ldots & c_{\mathrm{nm}} \times Y_\mathrm{m} \end{bmatrix} \tag{7}$$

Etap końcowy (VIII) to ustalenie wariantu najlepszego na podstawie tak zwanej oceny łącznej o_i (8), będącej sumą ocen przyznanych poszczególnym wariantom z uwzględnieniem wszystkich analizowanych kryteriów.

$$o_\mathrm{i} = \sum_{j=1}^{m} d_{\mathrm{ij}} . \tag{8}$$

Po to, aby uzyskane wyniki analiz były chociaż częściowo porównywalne z wynikami innych metod optymalizacyjnych (np. metodą AHP [7] lub Bellingera [8]), tzn. aby wariantem optymalny został wariant, który otrzymał ocenę łączną o_i o najwyższej wartości, trzeba wyniki te w odpowiedni sposób zmodyfikować. Przykładowo zunifikowana ocena łączna z_i (9) może być określona z zależności:

$$z_\mathrm{i} = \frac{1 - o_\mathrm{i}}{n - 1} . \tag{9}$$

gdzie n to liczba analizowanych wariantów.

3. Przykład zastosowania proponowanej metody

W niniejszej pracy, podobnie jak w pracy [4], wykorzystano dane dostępne na stronie internetowej firmy Volvo Trucks [9]. W analizach uwzględniono sześć dwuosiowych pojazdów firmy Volvo (tabela 1). Przyjęte pojazdy charakteryzowały się czterema parametrami, które w tym przypadku pełniły jednocześnie rolę ograniczeń. Pierwszy z tych parametrów to dopuszczalna masa całkowita podwozia równa 18000-19500 kg, drugi parametr to rozstaw osi pomiędzy 3400-3700 mm, następnie szerokość pojazdu 2400-2500 mm oraz jego wysokość 2800-3200 mm. Przyjęta dopuszczalna całkowita masa podwozia powodowała przyjęcie dopuszczalnego nacisku na osie odpowiednio 7100 (8000) i 11500 kg (tab. 1) [4].

Tabela 1. Kryteria oceny samochodów ciężarowych przyjętych do analiz [9]

Model pojazdu	Kąt najazdu [°]	Rozstaw osi [mm]	Ładowność [kg]	Średnica zawracania [mm]	Moc silnika [KM]	Nacisk osi przedniej [kg]	Nacisk osi tylnej [kg]	Rozstaw osi [m]	Szerokość pojazdu [m]
FE 42 RL	18	3495	12135	12800	250	7100	11500	3,495	2,50
FE 42 RA	17	3500	12225	12800	250	7100	11500	3,50	2,50
FL 42 R 818A	14	3500	12635	12300	250	7100	11500	3,50	2,40
FL 42 R 818L	14	3500	12670	12300	250	7100	11500	3,50	2,40
FM 42 R1HA	15	3700	11510	13300	330	7100	11500	3,70	2,49
FM 44 R3CLX	27	3700	10285	13400	420	8000	11500	3,70	2,49

Podobnie jak w pracy [4], w analizach założono sześć możliwych wariantów rozwiązania (W1 ÷ W6). Wśród nich były dwa pojazdy Volvo klasy FE (W1 i W2), dwa pojazdy klasy FL (W3 i W4) i dwa pojazdy klasy FM (W5 i W6) (tabela 1). Przyjęto również pięć kryteriów oceny przedmiotowych pojazdów, takich jak kąt najazdu (K1), rozstaw osi (K2), ładowność pojazdu (K3), minimalna średnica zawracania (K4) i moc silnika (K5) (tabela 1). Jednocześnie przyjęto pożądany kierunek zmian wartości dla poszczególnych kryteriów. Zakładając, że należy szukać pojazdów charakteryzujących się największą wartością kąta najazdu (K1), ładownością pojazdu (K3) i mocą silnika (K5), najmniejszą zaś minimalną średnicą zawracania (K4). Przyjęto również, że większy rozstaw osi (K2) umożliwi w przypadku krótkich przęseł (jak np. wojskowe mosty niskowodne) otrzymanie mniejszych wartości momentów zginających w przęśle mostu po którym będą przejeżdżać analizowane pojazdy [4].

Wiele metod z obszaru optymalizacji wielokryterialnej w swoich algorytmach korzysta ze współczynników określających ważność danego kryterium (tzw. wag). Współczynniki te umożliwiają uwzględnienie indywidualnych preferencji decydenta w procesie optymalizacji. W niniejszej pracy do ustalenia hierarchii tych współczynników użyto metody DEMATEL [10-12]. W rozpowszechnianiu tej metody w obszarze budownictwa szczególną rolę odegrał M. Dytczak [13, 14]. Podstawę tej metody stanowi teoria grafów, a w szczególności grafy o ukierunkowanej postaci umożliwiające określenie wzajemnych zależności między porównywanymi obiektami [13, 14].

Relacjom pomiędzy poszczególnymi kryteriami zostały przypisane oceny zaprezentowane w macierzy bezpośredniego wpływu A (9) [15]:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 2 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 3 & 0 & 2 & 1 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 3 & 0 & 2 & 0 \end{bmatrix}. \tag{10}$$

w której 0 oznacza porównanie tożsamych kryteriów, natomiast 1 to niewielkie, 2 znaczne, a 3 bardzo duże przewyższenia jednego kryterium nad drugim.

Uzyskane w wyniku obliczeń wartości wskaźnika relacji r_i nie mogą być bezpośrednio wykorzystane jako współczynniki ważności (wagi) poszczególnych kryteriów w_i. Po to, aby wartości te mogły być wykorzystane bezpośrednio do większości metod optymalizacyjnych powinny one być liczbami w przedziale od 0 do 1, i jednocześnie ich suma powinna być równa jedności. W pracy [15] zaproponowano sposób przeliczenie tych wielkości według zależności:

$$w_i = \frac{r_i - 2r_{\min}}{\sum_{i=1}^{n}(r_i - 2r_{\min})}, \tag{11}$$

gdzie $r_{\min}$ jest najmniejszą wartością wskaźnika relacji r_i. Przyjmuje się, że wartość wskaźnika relacji r_i określa ogólny charakter analizowanego kryterium. Jeżeli jego wartość jest większa od zera wówczas dominuje on nad pozostałymi kryteriami, jeżeli jest ujemna wówczas został on zdominowany przez te kryteria [13], [14].

W tabeli 2 przedstawiono wyniki przeprowadzonych obliczeń wartości współczynników ważności w_i (etap IV) [15]. W tabeli tej zestawiono również wartości kryteriów dla porównywanych wariantów przedstawionych i opisanych w tabeli 1 (etap V).

Tabela 2. Wartości kryteriów dla poszczególnych wariantów, pożądany kierunek ich zmian oraz wartości współczynników ważności

Wariant	Kryterium				
	K1	K2	K3	K4	K5
W1	18	3495	12135	12800	250
W2	17	3500	12225	12800	250
W3	14	3500	12635	12300	250
W4	14	3500	12670	12300	250
W5	15	3700	11510	13300	330
W6	27	3700	10285	13400	420
Pożądany kierunek zmian	Max	Max	Max	Min	Max
Wartość współczynników ważności w_i	0,209	0,100	0,280	0,158	0,253

Następnie w tabeli 3 przedstawiono liczby z etapu V (sześć wierszy z tabeli 2) jako wielkość „drogi" od stanu rzeczywistego do pomocniczej wartości pożądanej S_j (etap VIa), przy czym znak minus oznacza, że pomocnicza wielkość pożądana S_j jest większa od rzeczywistej wartości analizowanego kryterium. W tabeli 4 zaprezentowano wyniki normalizacji danych zawartych w tabeli 3 (etap VIb).

Tabela 3. Liczby określające wielkość „drogi”od stanu rzeczywistego do pożądanego S_j (etap VIa)

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	17,00	3636,67	11685,00	-12800,00	333,33
W2	18,00	3631,67	11595,00	-12800,00	333,33
W3	21,00	3631,67	11185,00	-12300,00	333,33
W4	21,00	3631,67	11150,00	-12300,00	333,33
W5	20,00	3431,67	12310,00	-13300,00	253,33
W6	8,00	3431,67	13535,00	-13400,00	163,33

Tabela 4. Wyniki normalizacji danych zawartych w tabeli 4 (etap VIb).

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	0,162	0,170	0,164	0,166	0,190
W2	0,171	0,170	0,162	0,166	0,190
W3	0,200	0,170	0,157	0,160	0,190
W4	0,200	0,170	0,156	0,160	0,190
W5	0,190	0,160	0,172	0,173	0,145
W6	0,076	0,160	0,189	0,174	0,093

Realizując etap VII (tab. 5) mnożymy liczby otrzymane w etapie VIb przez wagi przyjęte w etapie IV (tab. 2). W tabeli 6 dla analizowanego przypadku zaprezentowano zarówno wyznaczone oceny łączne o_i (8), jak i oceny zunifikowane z_i (9). W tabeli tej zaprezentowano również wyniki obliczeń dla analizowanego przypadku, zrealizowane z wykorzystaniem zmodyfikowanej metody Bellingera opisanej w pracy [4], ale z uwzględnieniem wartości współczynników ważności (wag) opisanych w tabeli 2 [15].

Tabela 5. Dane zawarte w tabeli 4 z uwzględnieniem przyjętych wag (etap VII).

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	0,034	0,017	0,046	0,026	0,048
W2	0,036	0,017	0,045	0,026	0,048
W3	0,042	0,017	0,044	0,025	0,048
W4	0,042	0,017	0,044	0,025	0,048
W5	0,040	0,016	0,048	0,027	0,037
W6	0,016	0,016	0,053	0,028	0,024

Tablica 6. Oceny łączne uzyskane w wyniku obliczeń

Wariant	Zmodyfikowana metoda Bellingera [4]			Prezentowana metoda autorska		
	Ocena łączna		Hierarchia kryteriów	Ocena łączna		Hierarchia kryteriów
	oryginalna o_i	zunifikowana z_i		oryginalna o_i	zunifikowana z_i	
W1	48,667	0,1622	3	0,1711	0,165778	3
W2	48,183	0,1606	4	0,1727	0,165455	4
W3	47,181	0,1573	6	0,1761	0,164787	6
W4	47,222	0,1574	5	0,1759	0,164815	5
W5	49,590	0,1653	2	0,1680	0,166393	2
W6	59,157	0,1972	1	0,1361	0,172772	1

Z przeprowadzonej analizy wynika, że z punktu widzenia preferencji decydenta (wartości wag) oraz uwzględniając przyjęte kryteria najwyższą zunifikowaną ocenę łączną z_i otrzymał wariant W6, a następną wariant W5. Oznacza to, że przy założonych warunkach brzegowych wariant W6 (FM 44 R3CLX) jest rozwiązaniem optymalnym zarówno według zmodyfikowanej metody Bellingera [4], jak i zaprezentowanej w niniejszej pracy metody

autorskiej. W obu przypadkach wyniki otrzymane dla wariantu W6 są zdecydowanie większe od pozostałych. Uzyskana przy użyciu obu metod zbieżna hierarchia ocen analizowanych wariantów decyzyjnych jest oczywiście przypadkowa, i każdorazowo zależy od preferencji decydenta, tj. przyjętych kryteriów oceny i ich ważności.

4. Podsumowanie

Zaletą proponowanej metody optymalizacyjnej jest fakt, że eliminuje ona potrzebę określania liczbowych wartości pożądanych i niepożądanych danego kryterium. Proponowana metoda nadaje się doskonale do wykorzystania podczas optymalizacji doboru środków transportowych. Metoda ta jest dedykowana do wykorzystania dla inżynierów w codziennej działalności zawodowej. Niestety zostaje otwarta kwestia ustalenie kryteriów oceny analizowanych pojazdów, gdyż jest to kwestia indywidulanych preferencji danego decydenta. Wybór tych kryteriów związany jest z dostępnością parametrów technicznych charakteryzujących uwzględniane w procesie optymalizacji pojazdy ciężarowe. Zastosowanie zaprezentowanej metody optymalizacji wielokryterialnej, może zostać wykorzystane również w innych obszarach inżynierii przedsięwzięć budowlanych [16, 17, 18], jak i logistyki budowlanej [19, 20].

Literatura

1. Kunjur A., Krishnamurty S., 1997. A robust multi-criteria optimization approach. Mechanism and Machine Theory 32(7), 797-810.
2. Junker U., 2004. Preference-based search and multi-criteria optimization. Annals of Operations Research 130(1-4), 75-115.
3. Belton V., Stewart T., 2002. Multiple criteria decision analysis: an integrated approach. Springer.
4. Duchaczek A. Optymalizacja wyboru pojazdów ciężarowych wykorzystywanych podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych, Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej, seria Organizacja i Zarządzanie, Materiał zdany do redakcji czasopisma.
5. Duchaczek A., Skorupka D., 2014. Zastosowanie zmodyfikowanej metody Bellingera do optymalizacji doboru środków transportowych (Application of modified Bellinger's method for optimization of the choice of means of transport). Budownictwo i Architektura 13(4), 351-356
6. Górny P., 2004. Elementy analizy decyzyjnej. Akademia Obrony Narodowej, Warszawa.
7. Saaty T. L., Vargas L., 2001. Models, Methods, Concepts and Applications of the Analytic Hierarchy Process. Boston, Kluwer Academic Publishing.
8. Wolny M., 2007. Wspomaganie decyzji kierowniczych w przedsiębiorstwie przemysłowym. Wieloatrybutowe wspomaganie organizacji przestrzennej komórek produkcyjnych z zastosowaniem teorii gier. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
9. http://www.volvotrucks.com – dostęp on-line 02.12.2014 r.
10. Tamura H., Akazawa K., 2005. Stochastic DEMATEL for structural modeling of a complex probelmatique for realizing safe, secure and reliable society. Journal of Telecommunications and Information Technology 4, 139-146.
11. Lin C.L., Tzeng G.H., 2009. A value-created system of science (technology) park by using DEMATEL. Expert Systems with Applications 36(6), 9683-9697.
12. Guo W., Deng Q., Pan X.D., 2013. Risk Evaluation of Highway Tunnel Construction Based on DEMATEL Method. Applied Mechanics and Materials 368, 1472-1476.
13. Dytczak M., Borczak-Moczydłowska M. Ocena czynników kształtujących jakość wód zbiornika zaporowego z wykorzystaniem metody DEMATEL. Online: 18.07.2014 r., http://ptzp.org.pl/files/konferencje/kzz/artyk_pdf_2009/028_Dytczak_Borczak-Moczydlowska.pdf .
14. Dytczak M., Ginda G., Wojtkiewicz T., 2011. Analiza związków przyczynowo-skutkowych w awarii konstrukcji przy użyciu metody DEMATEL. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane 2011", Międzyzdroje, 419-426.

15. Duchaczek A. Ocena preferencji decydenta przy wyborze środków transportowych. Budownictwo i Architektura. Materiał zdany do redakcji czasopisma (przyjęty do druku).
16. Kapliński O., Janusz L., 2006. Three phases of multifactor modelling of construction processes. Journal of Civil Engineering and Management, 12(2), 127-134.
17. Kasprowicz T., 2000. Cost-time scheduling of construction works execution. J. Infrastructure Planning and Management, 660(IV-49).
18. Połoński M., 2006. The analysis of the reliability of realization cost and investments, time-limits in Warsow. Electronic Journal of Polish Agricultural Universities Topic Civil Engineering, 9(4), #10.
19. Sobotka A., Czarnigowska A., 2005. Analysis of supply system models for planning construction project logistics. Journal of Civil Engineering and Management 11(1), 73-82.
20. Plebankiewicz E., Leśniak A., 2013. Overhead costs and profit calculation by Polish contractors. Technological and Economic Development of Economy 19.1, 141-161.

The optimization method for the selection of means of transport

Artur Duchaczek, Dariusz Skorupka

Faculty of Management, General Tadeusz Kościuszko Military Academy of Land Forces,
e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl, e-mail: dareks100@interia.eu

Abstract: The correct implementation of transport process is affected by vehicles handling construction materials stored in warehouses and at construction sites. During the realization of transportation projects related to logistics support of various kinds of construction projects we often have to deal with the tasks that require multi-criteria decision-making. This paper presents the proposal of a simple optimization method with the evaluation of its advantages and disadvantages. The undisputed advantage of the proposed method is that it provides a simple and transparent calculation algorithm. Therefore, it is highly recommended for engineering practice. In the process of optimizing, all criterion validity coefficients enable to take into account individual preferences of a decision-maker. Thus they are key elements of this process. This paper utilizes a DEMATEL method in order to calculate these coefficients. There are several well-known and respected companies currently in Poland that specialize in truck sales. The paper, however provides the analysis that takes into account only Volvo trucks.

Keywords: multi-criteria optimization, transport, civil engineering.

Łączne koszty budynku w cyklu życia inwestycji budowlanej

Agnieszka Dziadosz[1], Oleg Kapliński[2], Mariusz Rejment[3]

[1] *Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska*
e-mail: agnieszka.dziadosz@put.poznan.pl

[2] *Instytut Architektury i Planowania Przestrzennego, Politechnika Poznańska*
e-mail:oleg.kaplinski@put.poznan.pl

[3] *Instytut Budownictwa, Politechnika Wrocławska*
e-mail: mariusz.rejment@pwr.wroc.pl

Streszczenie: Do niedawna rozpatrując łączne koszty budynku uwzględniano tylko koszty związane z jego wykonaniem (określając ilość robót wynikająca z przedmiaru i ceny czynników produkcji). Jednakże postęp technologiczny, dążenie do optymalizacji kosztów dla poszczególnych rozwiązań technologiczno-materiałowych spowodował inny sposób oceny inwestycji, mianowicie przez pryzmat wszystkich kosztów, ponoszonych zarówno na etapie planowania i realizacji obiektu, jak również w fazie eksploatacji. Stąd zauważalny trend w kierunku uwrażliwienia projektantów na wpływ przyjętych rozwiązań na etapie projektowania na wielkość kosztów w fazie eksploatacji. Zaś ocena wpływu wyrażona najczęściej jest poprzez wartość bieżącą netto (NPV). W tym przypadku klamrą spinająca analizy kosztów w całym cyklu życia budynku jest rozpowszechniona w ostatnich latach idea zrównoważonego rozwoju, której przyświeca koncepcja doboru materiałów ekologicznych, a przede wszystkim biodegradowalnych. Celem pracy jest uwypuklenie kierunków działań przedstawianych w opracowaniach normowych w zakresie zarządzania środowiskowego oraz ukazanie wrażliwości metody LCCA, służącej do analizy kosztów w cyklu życia na zmienne parametry tj., stopę dyskonta, odchylenie kosztów eksploatacyjnych od zakładanego poziomu.

Słowa kluczowe: przepływy finansowe, oszacowanie kosztów, planowanie inwestycji, LCCA – Life Cycle Cost Analysis

1. Wprowadzenie

Podjęcie decyzji o realizacji inwestycji poparte jest wieloma analizami ekonomicznymi, dogłębną selekcją wariantów, optymalizacją rozwiązań technologiczno-materiałowych również analizą kosztów zarówno na etapie planowania, jak i w całym cyklu życia obiektu. O wyborze odpowiedniej metody oceny decyduje jej przydatność przy weryfikacji wariantów przedsięwzięć inwestycyjnych [1-4]. Dla inwestora w końcowym rachunku ważna jest zarówno maksymalizacja zysku, jak i możliwość minimalizacji kosztów. Do realizacji wybrany zostanie ten wariant inwestycji, który będzie miał najwyższy wskaźnik zysku do kosztów w końcowym rachunku. Jedną z metod umożliwiającą analizę kosztów w trakcie użytkowania obiektu jest Life Cycle Cost Analysis. Kluczowe decyzje w zakresie rodzaju inwestycji, sposobu jej realizacji, wykorzystania odpowiednich rozwiązań podejmowane są we wstępnej fazie planowania i przygotowania inwestycji. Na tym etapie mamy wpływ na zakres ponoszonych wydatków, które uzależnione są od przyjętych rozwiązań i ich zmian w fazie projektowania. Przyjmuje się że wydatki ponoszone na przygotowanie inwestycje i na projektowanie (tj, zakup gruntu, projekt, uzgodnienie etc.) są porównywalnie małe. Natomiast decyzje na tym etapie maja znaczny wpływ na wydatki w przyszłości.

Przykłady analizy kosztów, jakie odnajdziemy w literaturze przedmiotu, pokazują że koszty eksploatacyjne są zazwyczaj wyższe, aniżeli koszt koszty nakładów początkowych [5-7].

2. Metodyka LCCA

Na cykl życia budynku składają się trzy podstawowe okresy: inwestycja (nakłady początkowe), eksploatacja (utrzymanie) oraz rozbiórka. Koszty, jak i wpływ budynku na środowisko należy rozpatrywać we wszystkich trzech fazach. Budynek powinien spełniać swoje funkcje przy optymalnym zużyciu energii, a po rozbiórce nie powinien stanowić obciążenia dla środowiska. Jest to podejście do optymalnego projektowania uwzględniające kierunki działań przedstawianych w opracowaniach normowych w zakresie zarządzania środowiskowego [8-12].

Kalkulacja kosztów inwestycji budowlanej odbywa się na każdym etapie procesu inwestycyjnego i jest coraz dokładniejsza w miarę precyzowania kolejnych założeń planowanego przedsięwzięcia. Jedną z metod umożliwiającą analizę kosztów w trakcie użytkowania obiektu jest Life Cycle Cost Analysis (LCCA).

Koszty (realizacji, utrzymania, napraw) mogą być traktowane jako kluczowe (niekiedy jedyne) kryterium selekcji wariantów produkcji, przedsięwzięć lub systemów bazując jedynie na określeniu okresu zwrotu z inwestycji. Natomiast analiza LCC jest zobowiązana do wykazania, że wszelkie oszczędności operacyjne (oszczędności użytkowe, wynikające z przyjętych rozwiązań na etapie projektowania inwestycji) są wystarczające, aby uzasadnić wybór zaakceptowanych i wdrożonych, niejednokrotnie droższych rozwiązań. LCC definiowana jest jako suma kosztów wynikająca z szacunków kosztów od początku do etapu realizacji i eksploatacji, które został określone przez analityczne studia i oszacowania całkowitych rocznych kosztów ponoszonych w określonych odstępach czasu w trakcie trwania przedsięwzięcia (tj. wynagrodzenie związane z wartością pieniądza w czasie). Celem analizy LCC jest wybór najbardziej efektywnego wariantu ze zbioru alternatyw. W tym wypadku warto osiągnąć najniższy długoterminowego koszt wynikający z realizacji i użytkowania inwestycji. Zwykle koszty eksploatacji, konserwacji i utylizacji przekraczają wszystkie inne koszty początkowe wiele razy. Dlatego tez możliwość uwzględnienia ich w analizie daje pełniejszy obraz opłacalności inwestycji

W celu porównania wariantów przy wykorzystaniu LCC należy określić bieżącą wartość netto poszczególnych kategorii kosztów wykorzystując technikę dyskontowania (NPV). Przyjmowana stopa dyskonta odzwierciedla realny zysk jaki osiągniemy z zainwestowanego kapitału oraz powinna uwzględniać stopę inflacji i czynnik ryzyka [8, 13]. Metoda LCC jest wykorzystywana w różnych obszarach, m.in. inżynieria przedsięwzięć (gdzie rozważamy minimalizacje kosztów inwestycyjnych jako jedyne kryterium decyzyjne), utrzymanie i remonty (minimalizacja czasu napraw i remontów), produkcja, niezawodność (unikanie awarii), księgowość/rachunkowość (maksymalizacja bieżącej wartości netto) [4-7, 14-19].

3. Rodzaje kosztów w LCCA

Koszty, które ponosimy w okresie eksploatacji możemy podzielić na dwie zasadnicze grupy: koszty stałe związane z bieżącym utrzymaniem budynku, jak i koszty, które ponosimy w pewnych przedziałach czasowych, związane z remontem, naprawami, modernizacją budynku. Autorzy [7] dzielą koszty na podstawowe grupy, które powinny być rozważone w całym cykl życia, mianowicie:

- nakłady początkowe (capital cost), związane z zakupem gruntu, opracowaniem dokumentacji projektowej, kosztami robót budowlanych, robót instalacyjnych, itp.,

- koszty operacyjne (operations cost): ogrzewanie (gas, energia elektryczna, kocioł grzewczy), sprzątanie obiektu, ochrona, podatki, ubezpieczenie budynku od nieszczęśliwych wypadków, administracja (spółdzielnia mieszkaniowa, firma zarządzająca obiektem komercyjnym, itp.). Do grupy tej zaliczane są koszty związane z użytkowaniem jak również roczne wydatki związane z remontami i utrzymaniem (roczne wydatki na utrzymanie we właściwym stanie użytkowym windy, dachu, elewacji, etc.),
- roczne zyski (dochód z wynajętej powierzchni),
- wartość rezydualna, pozostałościowa (residual value, salvage value) – kwota płacona raz na koniec ekonomicznego życia budynku. Jest to wartość po rozbiórce obiektu i sprzedaży działki.

Rachunek LCCA skupia uwagę na kosztach, niż na zyskach w postaci dochodu czy wartości z odsprzedaży części inwestycji. Dlatego też rozpatrywane są w rachunku koszty związane z przygotowaniem inwestycji i jej realizacją. Natomiast dochód oraz wartość rezydualna (pozostałościowa, salvage value) traktowane są jako negatywne wartości [7]. Przy czym nakłady początkowe i wartość rezydualna są płacone raz w całym okresie analizy. Zaś wydatki na remonty i bieżące utrzymanie, koszty operacyjne płacone są co roku w stałych odstępach czasu (tzw. *uniform series cash flow*).

4. Kierunki rozwoju LCCA

LCCA możemy śmiało traktować jako koncepcję wspomagającą ocenę przedsięwzięcia inwestycyjnego. Polega na określeniu całkowitego kosztu: nabycia, eksploatacji, konserwacji, przebudowy i dyspozycji. Interesujące wskazówki na wdrożenie metodologii optymalizacji kosztów odnajdziemy w pracy [10]. W poradniku zostały uwypuklone konsekwencje wyboru różnych wartości dla kluczowych czynników (np. stóp dyskontowych, wariantów symulacji / pakietów, koszty, ceny energii., a także problem przyjęcia właściwej perspektywy kalkulacji kosztów. Przytoczono badania dotyczące optymalizacji kosztów w trzech państwach: Australii, Niemczech oraz w Polsce. Badania te wykazały, że dla Polski istnieje bardzo duża różnica między obecnymi wymaganiami i osiągniętymi wynikami. Różnice pojawiają się zwłaszcza w zakresie odporności termicznej przegród zewnętrznych (np. wymagane 0,3 wartości U dla ścian zewnętrznych w porównaniu z 0,18 i 0,15 odpowiednio dla węgla i gazu jako nośników energii). Zastosowanie systemu wentylacji mechanicznej z odzyskiem ciepła i kolektorów słonecznych, okazały się nieopłacalne w przypadku węgla jako nośnika energii.

Obecnie od realizowanych inwestycji wymaga się nie tylko, żeby były efektywne ekonomicznie, ale także środowiskowo. Propagowana obecnie idea budownictwa zrównoważonego, zaleca dobór materiałów i konstrukcji budynku, zapewniający jak najmniejsze zużycie zasobów i energii oraz możliwie najlepszą ochronę środowiska. Chodzi głównie o stosowanie takich rozwiązań w budownictwie, które gwarantowałyby zmniejszenie negatywnego oddziaływania na środowisko. W niektórych analizach LCC dodatkowo uwzględnia się koszty środowiskowe (np. emisja CO_2) [20]. Wspomniane rozwiązania w budownictwie maja zapewnić efektywniejsze gospodarowanie zasobami środowiska, w tym zużycie energii zachowanie w budynkach optymalnego komfortu cieplnego szczelność powietrza w budynku, zdolność konstrukcji do akumulacji energii, ochronę termiczną budynku, ekologiczność materiałów.

5. Wpływ czynników ryzyka na oszacowanie kosztów

Dzięki wynikom LCCA mamy możliwość wyboru odpowiedniego rozwiązania, tak by zminimalizować koszty eksploatacyjne, jak również wpływ na środowisko nie tylko wyko-

rzystanych wyrobów, ale również samego obiektu. Niejednokrotnie wyższe koszty początkowe prowadzą do niższych kosztów związanych z naprawami, z uszkodzeniami produktów, z obsługą. Ponadto zakładane koszty na etapie projektowania inwestycji są łatwiejsze do oszacowania i przyjęcia do oceny opłacalności inwestycji. Dodatkowe koszty w długim przedziale czasu są trudniejsze do przewidzenia oraz nie są łatwo dostrzegalne z uwagi na sytuacje rynkową, zmiany wielkości opłat, zmiany wysokości podatków i inflacji oraz wpływ czynników losowych. Niepewność i ryzyko błędnego określenia kosztów może wiązać się również z trudnością ich oszacowania, gdyż należy wyznaczać je na podstawie doświadczenia. Dlatego też istotne jest zebranie wszystkich danych o wydatkach oraz przyjęcie właściwego modelu [9, 21]. Autorzy [21] przedstawiają przegląd wybranych metodologii LCC i narzędzi z uwzględnieniem specyficznych modeli kosztów, z jednoczesnym podaniem ich możliwości i ograniczeń. Podkreślają znaczenie analizy ryzyka oraz analizy wrażliwości, celem której jest wyodrębnienie kosztów dominujących oraz identyfikacja relacji pomiędzy kosztami a zmianami w dokumentacji projektowej. Nie bez znaczenia jest także problem zużycia obiektu lub jego poszczególnych elementów. Pojęcie zużycia związane jest z utratą szacowanej wartości danej nieruchomości spowodowane jej zużyciem technicznym (fizycznym), funkcjonalnym (użytkowym) i środowiskowym. Zużycie techniczne odnosi się do wieku obiektu budowlanego, trwałości zastosowanych materiałów, wad projektowych i jakości wykonania obiektu, sposobu użytkowania i warunków eksploatacji. Skutkuje to spadkiem wartości materialnej obiektu. Obiekty budowlane składają się z wielu elementów, które charakteryzuje różny stopień zużycia technicznego. Długość okresu użytkowania związana jest również z mnogością czynników i zróżnicowaniem ich oddziaływań. Wszystko to powoduje utrudnienia w przewidywaniu trwałości i przebiegu życia. Analiza wymaga znajomości zachowania się w czasie elementów budynku, materiałów, urządzeń i wiedzy dotyczącej okresów ich użytkowania. Umożliwia to dokonanie wyborów optymalnych już na etapie projektowania [6].

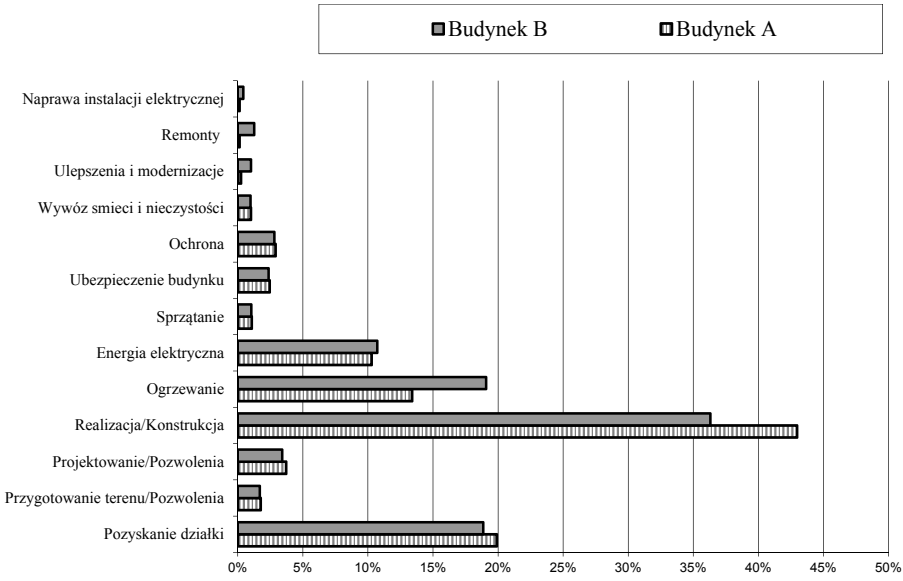
Zmieniające się warunki realizacyjne na budowie, konieczność stosowania nowych rozwiązań konstrukcyjnych, które wymagają wykorzystanie nowych technologii oraz losowy charakter zdarzeń wpływających na cały cykl życia, skłaniają do podjęcia próby uwzględnienia ryzyka w modelach i analizach. Ryzyko, uwzględniane w modelach postrzegane jest jako możliwość odchylenia od oczekiwanego wyniku. Traktowane jest jako czynnik negatywny, powodujący wzrost kosztów. Stanowi punkt wyjścia do oszacowania przedziałów kosztów możliwych do poniesienia w cyklu życia. Zakresy kosztów i oszacowane prawdopodobieństwa pozwalają bardziej precyzyjnie ocenić rezerwy finansowe. Co zostało zaprezentowane w artykule w postaci krzywych NPV.

Metod oceny ryzyka jest wiele jak również stosowane są w różnym zakresie i do wybranych etapów procesu inwestycyjnego [22-25]. W pracy do oceny ryzyka została wykorzystana metoda PERT. Jest to szeroko stosowana metoda wykorzystująca własności rozkładu Gaussa. Stosowana w różnych obszarach, także do selekcji przy uwzględnieniu różnych kryteriów decydenta [26]. W zakresie przedsięwzięć inwestycyjnych wykorzystywana jest do określenia odchyleń od planowanego czasu realizacji i budżetu. Podstawowe parametry niezbędne do użycia standaryzowanego rozkładu Gaussa to wartość średnia oraz odchylenie standardowe. W dalszym kroku otrzymujemy krzywą przyporządkowującą danej wartości czasu/kosztu wartość prawdopodobieństwa z jaką ona wystąpi. Zatem zakładając pewien poziom kosztów, wydatkowanych w trakcie użytkowania obiektu w oparciu o dystrybuantę możemy oszacować zakres zmian oraz prawdopodobieństwo wystąpienia zmienionej wartości kosztu.

Odmienne podejście prezentują autorzy [16, 18], zwracając uwagę na wielokryterialną analizę pozwalającą uwzględnić w rachunku zarówno kryteria ilościowe, jak i jakościowe wpływające na LCC przy wyborze ostatecznego wariantu.

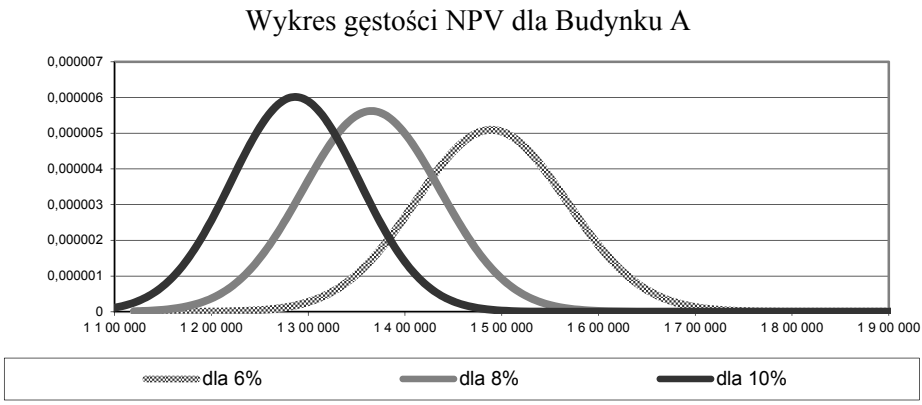
6. Przykładowa analiza

Jako przykład podane zostaną dwie możliwości wykonania obiektu budowlanego z uwzględnieniem kosztów ponoszonych w całym cyklu życia budynku. Do analizy przyjęto dane hipotetyczne.

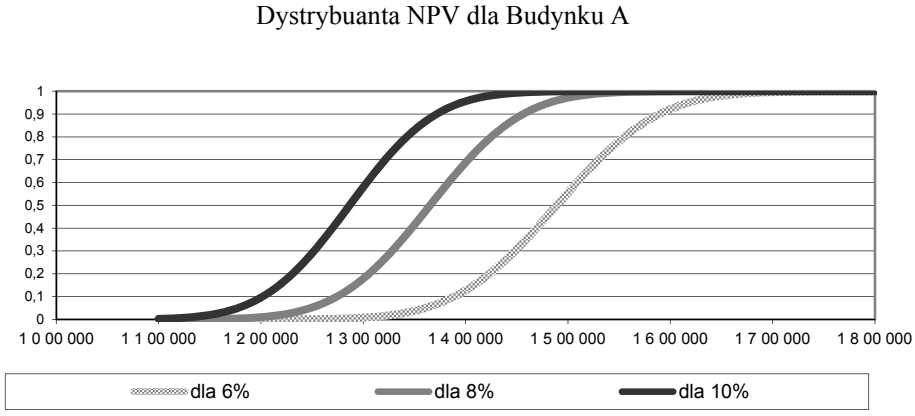


Rys. 1. Wykres kosztów początkowych oraz kosztów eksploatacyjnych dla budynków A oraz B po okresie 60 lat przy stopie dyskontowej równej 8%

Realizacja projektu A wiąże się z wysokimi kosztami budowy (zakłada się lepszą jakość i trwałość materiałów, rozwiązania zapewniające pozyskiwanie energii ze źródeł naturalnych itp.). Pociąga to za sobą oszczędności na etapie eksploatacji obiektu. Drugi wariant B, zostaje wzniesiony przy wykorzystaniu znacznie niższych nakładów finansowych. W efekcie jednak ponosimy większe koszty na remonty, ogrzewanie, ewentualne zmiany itp. Wyznaczono wartość obecną przyszłych nakładów pieniężnych w oparciu o stopę dyskonta. Przyjęta do kalkulacji realna stopa dyskonta wynosi 6%, 8% oraz 10% (z uwzględnieniem czynnika ryzyka rynkowego oraz stopy inflacji). Długość życia budynku przewiduje się na 60 lat. Do oszacowania możliwych odchyleń wartości NPV w wyniku zaistnienia wybranych czynników ryzyka użyto metodę PERT.



Rys. 2. Krzywe gęstości prawdopodobieństwa dla zmian NPV z uwagi na zmianę stopy dyskontowej dla Budynku A



Rys. 3. Dystrybuanta NPV z uwagi na zmianę stopy dyskontowej dla Budynku A.

7. Podsumowanie

Reasumując, warto zauważyć, że przy obliczaniu rachunku kosztów w cyklu życia budynku bardzo ważne jest, aby przy podejmowaniu decyzji uwzględnić ryzyko i możliwy zakres zmiany wyników LCC. Niepewność obliczeń analiz uzależniona jest także od poszczególnych etapów cyklu życia, w których są wykonywane. Sytuacją niekorzystną dla inwestora jest wzrost kosztów. Stąd też wydaje się odpowiednie uwzględnienie na etapie planowania inwestycji wszystkich kosztów w analizie, jak również oszacowanie ich prawdopodobnych odchyleń z uwagi na czynniki ryzyka (odchylenie standardowe od wartości oczekiwanej kosztu). W pracy wykorzystano w tym celu metodę PERT, uwypuklając możliwe zmiany wartości NPV. Pośrednio ma to wpływ na określenie ewentualnych rezerw z uwagi na trudne do przewidzenia sytuacje w trakcie eksploatacji inwestycji.

Literatura

1. Dziadosz A., Rejment M., 2012. Wybrane aspekty selekcji przedsięwzięć budowlanych, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej 13, 99-107.
2. Rejment M., Dziadosz A., 2014. Selected aspects of construction Project selection including risk estimation, Technical Transactions, Civil Engineering 1-B(5), 221-228 [Wybrane aspekty selekcji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem oceny ryzyka, Czasopismo Techniczne, Zeszyt 1-B(5), 2014 (111), 221-228.
3. Kapliński, O., 2008. Development and usefulness of planning techniques and decision-making foundations on the example of construction enterprises in Poland, Technological and Economic Development of Economy 14(4), 492-502.
4. Kapliński, O. (red.), 2007. Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. KILiW PAN, IPPT, Seria Studia z Zakresu Inżynierii 57, Warszawa, 415.
5. Dziadosz A., 2013. The influence of solutions adopted at the stage of planning the building investment on the accuracy of cost estimation, Procedia Engineering 54, 625-635.
6. Gajzler M., Puklińska N., Dziadosz A., 2012. Wpływ rozwiązań projektowych na wielkość kosztów w cyklu życia inwestycji budowlanej, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej 13, 123-130.
7. Khanduri, A.C., Bedard, C., Alkass, S., Assessing office building life cycle costs at preliminary design stage 1996. Structural Engineering Review 8(2/3), 105-114.
8. Life Cycle Cost Analysis Handbook – 1st Edition, 1999. State of Alaska - Department of Education & Early Development, 28.
9. IEC 60300-3-3, Dependability management - Part 3: Application guide – Section 3: Life cycle costing, 25 pp. [PN-EN 60300-3-3: Zarządzanie niezawodnością. Przewodnik zastosowań. Szacowanie kosztu cyklu życia, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2006.]
10. Implementing The Cost – Optimal Methodology in EU Countries, The Buildings Performance Institute Europe, 2013.
11. ISO 14040;2006 - Zarządzanie środowiskowe –ocena cyklu życia – zasady i struktura.
12. ISO 14044;2006 - Zarządzanie środowiskowe – ocena cyklu życia – wymagania i wytyczne.
13. Woodward, D.G., 1997. Life cycle costing-theory, information acquisition and application. International Journal of Project Management 15(6), 335-344.
14. H-S Ang A., 2005. Life-cycle consideration in tehe development of risk-based criteria for structural design. [In:] Advances in Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems. (ed. A.S. Nowak, D.M. Frangopol), Proceedings of the 4th International Workshop on Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems, Cocao Beach, Florida, 23-36.
15. Maes M.A., Troive S., 2005. Risk perception and fear factors in life cycle costing. [In:] Advances in Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems. (ed. A.S. Nowak, D.M. Frangopol), Proceedings of the 4th International Workshop on Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems, Cocao Beach, Florida, 151-158.
16. Banaitienė N., Banaitis A., Kaklauskas A., Zavadskas E.K., 2008. Evaluating the life cycle of a building: a multivariant and multiple criteria approach. Omega-International Journal of Management Science 36(3), 429-441.
17. Reichelt, B.: Melnikas, B: Vilutiene, T., 2008. The model for selection of a maintenance strategy for municipal buildings. International Journal of Environment and Pollution 35(2/3/4), 219-236.
18. Zavadskas, E.K.; Kaklauskas, A.; Kvederyte, N., 2001. Multivariant Design and Multiple Criteria Analysis of a Building Life Cycle, Informatica 12(1), 169-188.
19. Zavadskas E.K., Kaklauskas, A., Andruškevičius, A., Vainiūnas, P., Banaitienė, N., 2005. Model for an integrated analysis of a building's life cycle, in CDVE 2005. Lecture Notes in Computer Science 3675, 218-226.
20. Plebankiewicz E., 2014. Kierunki działań zmierzających do obniżenia kosztów w cyklu życia budynków miejskich. [W:] Budownictwo na obszarach zurbanizowanych, (red. A. Halicka), Politechnika Lubelska, 271-282.
21. Durairaj S.K., 2002. Evaluation of Life Cycle Cost Analysis Methodologies. Corporate Environmental Strategy 9(1), 30-39.

22. Marcinkowska E., Rejment, M., 2006. Effect of risk on economic efficiency of overcladding system. Journal of Civil Engineering and Management 12(3), 247-253.
23. Zavadskas E.K., Turskis Z., Tamošaitiene J., 2010. Risk assessment of construction projects. Journal of Civil Engineering and Management 16(1), 33-46.
24. Kapliński O., 2010. Risk analysis of construction projects: From risk identification to contingency timetable. SEMC 2010: The Fourth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa. [In:] A. Zingoni (Ed.), Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation, CRS Press Balkema, Taylor & Francis Group, London, 268 (abstract), 1051-1054 (full text on CD).
25. Skorupka D., 2006. Modelling of risk in the building projects, Operations Research and Decisions, Wroclaw University of Technology 3, Wrocław, 133-143.
26. Hatush Z., Skitmore M., 1997. Assessment and evaluation of contractor data against client goals using PERT approach, Construction Management and Economics 15(4), 327-340.

Total costs of a building in the life cycle of a construction project

Agnieszka Dziadosz[1], Oleg Kapliński[2], Mariusz Rejment[3]

[1] *Poznan University of Technology, e-mail: agnieszka.dziadosz@put.poznan.pl*

[2] *Poznan University of Technology, e-mail: oleg.kaplinski@put.poznan.pl*

[3] *Wroclaw University of Technology, e-mail: mariusz.rejment@pwr.wroc.pl*

Abstract: Until recently, in terms of total costs of a building, only the costs associated with its construction have been taking into account (by specifying the bill of construction work quantity resulting from a quantity survey as well as prices of production factors). However, the technological progress and the trend of cost optimization for particular technological and material solutions has caused a different method to evaluate construction projects has been used, namely by taking into account all the costs, i.e. the costs incurred both in the planning and erection phase of a building, as well as during its operation. Hence, there is a noticeable trend to make the designers more sensitive to the impact of adopted solutions (in the designing/planning phase) including the amount of costs during building operation. The rate of impact is usually expressed with Net Present Value (NPV). In this case, cost analysis throughout the whole life cycle of a building is summarized with a widespread in the recent years idea of sustainable development, i.e. the concept of selection of the eco-friendly and above all biodegradable materials. This article aims to highlight the action lines presented in the standards concerning the environment management and to present the sensitivity of the LCCA method used for the analysis of costs in the life cycle based on the following variable parameters: discount rate, operating cost deviation from the desired level.

Keywords: cash flow, estimation of costs, investment planning, LCCA – Life Cycle Cost Analysis

Modelowanie potrzeb i wykorzystania konstrukcji pomocniczych w planowaniu budowy

Roman Marcinkowski, Maciej Banach

Wydział Budownictwa Mechaniki i Petrochemii, Politechnika Warszawska,
e-mail: marcinkowski@pw.plock.pl, mbanach@pw.plock.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono propozycje ustalania potrzeb konstrukcji pomocniczych na budowach. Zaproponowano techniki bilansowania użycia konstrukcji pomocniczych w harmonogramach robót budowlanych z uwzględnieniem czasu ich montażu i demontażu oraz okresów przestoju i pracy związanych z technologią wykonywania robót budowlanych, czy warunkami atmosferycznymi. Zaproponowano koncepcję optymalizacji liczby użycia konstrukcji pomocniczych dla budowy. Proponowane rozwiązania zmierzają do opracowania koncepcji optymalizowania kosztów użycia konstrukcji pomocniczych oraz usprawniania procesów roboczych.

Słowa kluczowe: organizacja robót budowlanych, rusztowania, deskowania, szalunki, konstrukcje pomocnicze, harmonogramowanie budowy

1. Wprowadzenie

W każdym rodzaju budownictwa stosowane są konstrukcje pomocnicze. Buduje się z nich konstrukcje tymczasowe o różnym przeznaczeniu. Ich budowa i użytkowanie są nieodłącznymi elementami realizacji budowy, prowadzenia remontów obiektów budowlanych [1]. Jedną z grup konstrukcji pomocniczych stanowią ustroje składano-rozbieralne wykorzystywane do realizacji procesów budowlanych, np. rusztowania, deskowania, szalunki do wykopów itp.

Zakres stosowania konstrukcji pomocniczych jest w dużej mierze zależny od rodzaju konstrukcji, oraz od zakresu robót prowadzonych na budowie. Nakłady robót deskowaniowych w robotach betonowych liczone na przykładzie ścian piwnic budynku wielorodzinnego generują nawet 45-65% całkowitych kosztów związanych z ich wykonywaniem [2, 3].

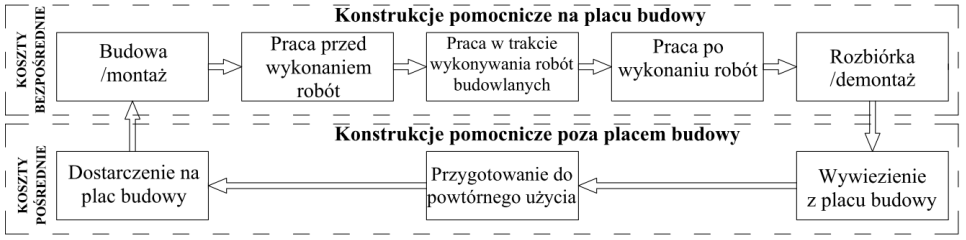
Umiejętność organizowania robót z użyciem konstrukcji pomocniczych może mieć bardzo duży wpływ na koszty i efektywność realizacji budowy. Stosowanie większej liczby konstrukcji pomocniczych, niż wynika to z potrzeb oraz możliwości organizacyjnych wykonawcy, generuje dodatkowe koszty, natomiast praca z niewystarczającą liczbą konstrukcji pomocniczych może skutkować nieuzasadnionym spowolnieniem wykonywania zasadniczych robót budowlanych, przekładającym się na trudności z dotrzymaniem terminów umownych – wynikających z przyjętego harmonogramu budowy.

W pracy przedstawiono propozycje ustalania potrzeb konstrukcji pomocniczych na budowach w technice harmonogramowania budowy. Zaproponowano też koncepcję optymalizacji liczby użycia konstrukcji pomocniczych dla budowy. Proponowane rozwiązania zmierzają do sformułowania zasad i technik stosowanych w zarządzaniu użyciem konstrukcji pomocniczej na budowie.

2. Elementy modelu planowania wykorzystania konstrukcji pomocniczych na budowie

2.1. Model wykorzystywania konstrukcji pomocniczych

Czas użycia konstrukcji pomocniczych na budowie nie ogranicza się jedynie do faktycznego ich użytkowania w trakcie prowadzenia robót budowlanych. Konstrukcje pomocnicze pracują również po wykonaniu robót budowlanych (np. w celu dojrzewania betonu, zabezpieczenia warunków pracy, w czasie przerw technologicznych, itp.). Można również wyróżnić pracę konstrukcji pomocniczych przed wykonaniem robót budowlanych (np. czas oczekiwania na odbiór, deskowania czy rusztowania). Do czasu użycia konstrukcji pomocniczych należy również doliczyć ich montaż, demontaż lub odpowiednio – budowę i rozbiórkę, oraz czas dostarczenia na plac budowy i czas przygotowania do powtórnego użycia. Na rysunku 1 przedstawiono pełny model cyklu wykorzystania konstrukcji pomocniczych w budownictwie.



Rys. 1. Model wykorzystania konstrukcji pomocniczych stosowanych w budownictwie. Opracowanie własne

W cyklu tym wyróżniamy okres przebywania konstrukcji na budowie, który jest przedmiotem studiów dotyczących programowania robót budowlanych, analiz potrzeb i efektywności wykorzystania konstrukcji pomocniczych.

Harmonogramy w budownictwie sporządza się przez pryzmat nakładów rzeczowych na wykonanie procesów budowlanych. Określa się je techniką szczegółowej kalkulacji kosztorysowej, wykorzystując normy ilościowe – jednostkowe nakłady pracy robotników i sprzętu budowlanego oraz zużycia materiałów, na wykonanie jednostki obmiaru procesu budowlanego. Pracę konstrukcji pomocniczych oblicza się w maszynogodzinach (m-g). Przytoczmy krótko zasady stosowane w takich kalkulacjach.

2.2. Nakłady pracy i normatywne koszty użycia konstrukcji pomocniczej

Ceny pracy konstrukcji pomocniczych w dostępnych cennikach odniesione są do ich ilości (wielkości kompletu) i czasu pracy (przykłady przedstawiono w tablicy 1).

Tabela 1. Zestawienie cen pracy wybranych konstrukcji pomocniczych. Opracowanie własne na podstawie [4]

Lp.	Rodzaj konstrukcji pomocniczej	Jednostka nakładu pracy	Cena jednostki pracy
1	Rusztowanie ramowe warszawskie 10m	m-g	5,71 zł
2	Deskowanie stropowe PERI SKAYDECK 100 m^2	m-g	20,98 zł
3	Deskowanie ścian U-FORM 100 m^2	m-g	6,99 zł
4	Rusztowanie do 20m fasadowe ramowe b/os 100 m^2	m-g	9,66 zł
5	Szalunek do wykopów o wym. 240x300 cm	miesiąc	800,00 zł

Ustalenie kosztów związanych z wykorzystywaniem na budowie konstrukcji pomocniczych polega na przemnożeniu nakładów pracy konstrukcji pomocniczych przez ich ceny jednostkowe. Nakłady pracy zaś tych konstrukcji obejmują montaż i demontaż konstrukcji oraz aktywną pracę konstrukcji zgodnie z jej przeznaczeniem. Do ustalenia nakładów pracy konstrukcji pomocniczych związanych z ich montażem i demontażem posługujemy się bazą KNR lub normami producentów tych konstrukcji. W celu ustalenia nakładów pracy związanych z aktywną pracą konstrukcji pomocniczych do wykonania procesów budowlanych musimy ustalić dodatkowe charakterystyki ilościowe wynikające z organizacji robót.

Nakłady pracy i koszty bezpośrednie użycia konstrukcji pomocniczej do wykonania określonego pojedynczego procesu budowlanego kalkuluje się w jednej pozycji kosztorysowej, według formuły:

$$K_d = \left(N_j^{m,d} + \frac{n_j \cdot t_{jp}}{B} \right) \cdot C_j \cdot B \tag{1}$$

gdzie: $N_j^{m,d}$ – nakłady jednostkowe (na jednostkę obmiaru) pracy konstrukcji pomocniczej związane z ich montażem i demontażem; n_j – krotność użycia kompletu konstrukcji pomocniczej do wykonania jednostki obmiaru wykonywanego procesu budowlanego; t_{jp} – czas pracy konstrukcji pomocniczej w jednym miejscu z pominięciem czasu potrzebnego na jego montaż i demontaż; B – liczba jednostek obmiaru procesu budowlanego; C_j – cena m-g pracy jednostki konstrukcji pomocniczej.
Wyrażenie w nawiasie wzoru (1) określa jednostkowe nakłady pracy konstrukcji pomocniczej przy wykonywaniu procesu budowlanego.

Nakłady pracy i koszty użycia konstrukcji pomocniczej wykorzystywanej (po zmontowaniu) do wykonania wielu procesów budowlanych kalkuluje się w dwóch (lub trzech) pozycjach kosztorysowych. Nakłady pracy i koszty montażu i demontażu konstrukcji tymczasowej kalkulujemy jak każdy proces budowlany, mnożąc jednostkowe nakłady pracy przez ilość konstrukcji do zmontowania/rozmontowania, zaś nakłady pracy i koszty związane z użytkowaniem konstrukcji pomocniczej ustala się w oparciu o czas użytkowania konstrukcji tymczasowej w danym miejscu. Kalkulacje te wykonuje kosztorysant, wyznaczając tzw. czas pracy rusztowań. Dzieli się przy tym rusztowania na grupy $i = 1, 2, ..., I$, definiując dla nich zbiory procesów roboczych $\{R_i\}$, które będą realizowane z ich wykorzystaniem. Czas pracy rusztowań i-tej grupy wyznacza się według formuły:

$$t_i^p = \frac{\sum\limits_{j \in \{R_i\}} r_j}{w_i(\{R_i\}) \cdot n_i(\{R_i\})} \tag{2}$$

gdzie: R_i – zbiór procesów roboczych (robót) wykonywanych przy wykorzystaniu rusztowań i-tej grupy; r_j – pracochłonność (ilość roboczo-godzin) procesów roboczych zbioru R_i; $n_i(\{R_i\})$ – teoretyczny skład zespołu roboczego realizującego roboty zbioru R; $w_i(\{R_i\})$ – współczynnik wykorzystania czasu roboczego przez zespół realizujący zbiór robót R.

Koszty pracy konstrukcji tymczasowych wyznacza się według wzoru [5]:

$$K^p = \sum_{i \in Q} t_i^p \cdot c_i^p + N^{kp} + N^z \tag{3}$$

gdzie: t_i^p – czas pracy konstrukcji tymczasowej i-tej grupy; c_i^p– cena jednostki czasu pracy konstrukcji pomocniczej i-tej grupy; $Q = \{i\}$ – zbiór grup konstrukcji pomocniczych o różnym czasie pracy; N^{kp} – koszty pośrednie naliczone od kosztów bezpośrednich pracy konstrukcji pomocniczych; N^z – zysk, naliczany od kosztów bezpośrednich i pośrednich pracy konstrukcji.

Wykonywanie kalkulacji rzeczowo-kosztowych nie jest trudne, jeżeli tylko dysponujemy programem komputerowym i bazami danych do kosztorysowania robót budowlanych. Są to jednak prognozy nakładów pracy i prognozy kosztów. Ustalone techniką szczegółowej kalkulacji kosztorysowej nakłady pracy i koszty użycia konstrukcji pomocniczych będziemy określali jako normatywne. Rzeczywistość wykorzystywania konstrukcji pomocniczych na budowie może dalece odbiegać od przyjętych standardów i generować inne zużycie czasu pracy i inne koszty wykorzystywania konstrukcji pomocniczych.

2.3. Stopień wykorzystania konstrukcji pomocniczych na budowach

Liczba wypracowanych maszynogodzin przez konstrukcje pomocnicze w dużej mierze zależy od wielkości frontów robót (działek roboczych) i tempa wykonywania przy ich pomocy procesów budowlanych. Nietrudno zauważyć, że liczba konstrukcji pomocniczych na budowie powinna być skorelowana z zatrudnieniem na budowie i z warunkami przestrzennymi realizacji robót. Decyzje w tym zakresie podejmują kierownicy, biorąc pod uwagę przyjętą organizację robót. Oczywiście, kosztorys z ustalonymi nakładami pracy i kosztami pracy konstrukcji pomocniczych jest w tych decyzjach jedynie wskazówką dla kierującego robotami na co ma zwrócić szczególną uwagę w zapotrzebowaniu na konstrukcje pomocnicze, które konstrukcje dużo pracują, które są kosztochłonne. Ostatecznie jednak kierownik zamawia konstrukcje pomocnicze do realizacji robót budowlanych i prowadzi roboty zgodnie bądź niezgodnie z harmonogramem budowy.

Zapotrzebowana liczba konstrukcji pomocniczych pozwala wyznaczyć dostępne nakłady pracy tych konstrukcji w określonych przedziałach czasu i w całym cyklu budowy oraz rzeczywiste koszty pracy konstrukcji pomocniczych. Mając ustalone techniką kosztorysowania normatywne nakłady pracy i koszty użycia konstrukcji pomocniczych możemy obliczyć wskaźnik wykorzystania konstrukcji pomocniczych na budowie. Wskaźnik ten określamy kosztami strat z tytułu niepełnego wykorzystania zapotrzebowanych konstrukcji pomocniczych, wg wzoru [6]:

$$K^s = \sum_{j \in D} \left(\sum_{t=1}^{H} Z_{j,t} - P_j \right) \cdot C_j \tag{4}$$

gdzie: $Z_{j,t}$ – poziom dostępnej pracy j-tej konstrukcji pomocniczej w czasie t; P_j – ilość normatywnej pracy j-tej konstrukcji pomocniczej; C_j – cena jednostkowa j-tej konstrukcji pomocniczej; H – horyzont czasu planowania; D – zbiór konstrukcji pomocniczych analizowanych pod kątem wykorzystania na budowie.

Jest to tzw. analiza a posteriori, w której nie monitorujemy wykorzystywania konstrukcji pomocniczych w czasie realizacji budowy. Po to, aby takie zadanie podjąć należy posłużyć się techniką harmonogramowania.

3. Propozycja analiz organizacyjnych użycia konstrukcji pomocniczych na budowie

Globalne zliczanie pracy konstrukcji pomocniczych na budowie nie daje możliwości prowadzenia analiz operacyjnych i zarządzania zasobami (wykorzystywaniem konstrukcji pomocniczych) w toku realizacji przedsięwzięcia. Potrzebujemy uzyskać informacje o bieżących potrzebach i dostępności konstrukcji pomocniczych w upływającym czasie. Wydawałoby się, że takie analizy mogą być prowadzone z łatwością w programach do planowania i kontroli realizacji przedsięwzięć. Nie jest to jednak takie proste. Podstawą budowy każdego harmonogramu jest struktura podziału pracy. Tworzą ją zadania – procesy

budowlane ze zdefiniowanymi zależnościami kolejności wykonania. Do wykonania każdego zadania możemy przydzielić zasoby – w tym, konstrukcje pomocnicze. Konstrukcje te jednak muszą być wcześniej zmontowane i nie kończą swojej pracy wraz z zasobami wykonującymi zasadnicze procesy budowlane. Poza tym, często konstrukcje pomocnicze służą do wykonania kilku procesów budowlanych i nie do końca jest znana ilość pracy konstrukcji pomocniczej do wykonania danego zadania. Potrzebne jest więc wyodrębnienie pracy konstrukcji pomocniczych z ogólnego zbioru robót budowlanych i prowadzenie analiz dodatkowych (niejako na „boku"). Oczywiście analizy te muszą uwzględniać potrzeby konstrukcji pomocniczych wynikające z harmonogramu budowy.

3.1. Określanie potrzeb konstrukcji pomocniczej w arkuszu kalkulacyjnym

Naliczenie potrzeb konstrukcji pomocniczych do realizacji prac budowlanych według harmonogramu możemy przeprowadzić w arkuszu kalkulacyjnym (tab. 2). Metodyka postępowania może być następująca:

- na podstawie harmonogramu ustalamy z rozbiciem rodzajowym potrzeby konstrukcji pomocniczych w poszczególnych dniach lub tygodniach analizowanego przedsięwzięcia (budowy) – budujemy harmonogramy pracy konstrukcji pomocniczych,
- dokonujemy analizy alokacji (przekładania) konstrukcji pomocniczych do wykonania procesów na budowie, ustalając przy tym liczby pracujących kompletów konstrukcji pomocniczych,
- ustalamy poziomy potrzeb konstrukcji pomocniczych w czasie realizacji budowy,
- określamy zapotrzebowania na konstrukcje pomocnicze dla budowy,

Tabela 2. Przykład arkusza kalkulacyjnego do analizy efektywności wykorzystania konstrukcji pomocniczej. Opracowanie własne

Tygodnie pracy	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
Rusztowanie do robót murowych (22zł/m-g/kpl)								
Dostępność [kpl]	1	1	2	2	3	3	3	2
Dostępność pracy [m-g]	50	50	100	100	150	150	150	100
Praca [m-g]	30	50	80	90	90	140	150	90
Dostępność pracy [m-g] - narastająco	50	100	200	300	450	600	750	850
Suma pracy [m-g] - narastająco	30	80	160	250	340	480	630	720
% alokacji - narastająco	60	80	80	83	76	80	84	85
Koszt dostępnej pracy [tys. zł] - narastająco	1,1	2,2	4,4	6,6	9,9	13,2	16,5	18,7
Koszt pracy [tys. zł] - narastająco	0,7	1,8	3,5	5,5	7,5	10,6	13,9	15,8
Koszty strat [tys. zł] - narastająco	0,4	0,4	0,9	1,1	2,4	2,6	2,6	2,9
Deskowanie stropowe (28zł/m-g/kpl)								
Dostępność [kpl]	1	1	2	2	3	3	3	3
Dostępność pracy [m-g]	50	50	100	100	150	150	150	150
Praca [m-g]	10	50	80	90	120	140	140	150
Dostępność pracy [m-g] - narastająco	50	100	200	300	450	600	750	900
Suma pracy [m-g] - narastająco	10	60	140	230	350	490	630	780
% alokacji narastająco	20	60	70	77	78	82	84	87
Koszt dostępnej pracy [tys. zł] - narastająco	1,75	3,5	7,0	10,5	15,8	21,0	26,3	31,5
Koszt pracy [tys. zł] - narastająco	0,35	2,1	4,9	8,05	12,3	17,2	22,1	27,3
Koszty strat [tys. zł] - narastająco	1,4	1,4	2,1	2,45	3,5	3,85	4,2	4,2

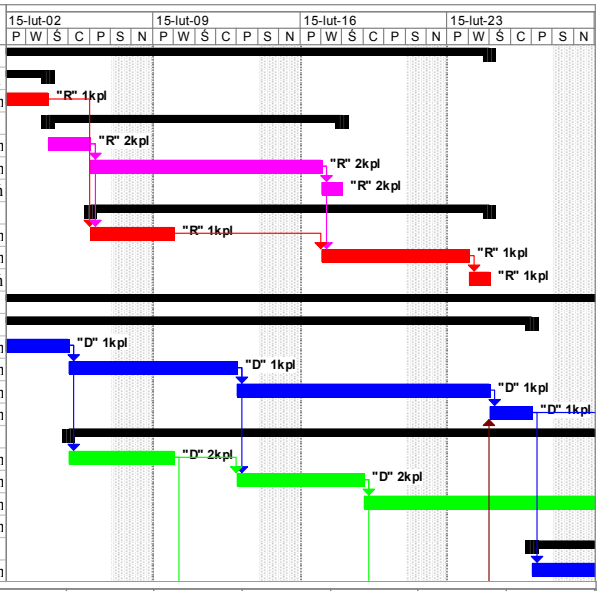
– określamy koszty „strat” z tytułu niepełnego wykorzystania zapotrzebowanych konstrukcji pomocniczych – jako miernik efektywności rozwiązań organizacyjnych.

Oczywiście, wyniki analiz mogą skutkować inicjatywami poprawiania harmonogramu, zmiany kolejności robót i przydziałów zasobów. Efektywność wykorzystania konstrukcji pomocniczych zależy bowiem od tych rozwiązań organizacyjnych. Przykład takiego arkusza kalkulacyjnego przedstawia tabela 2.

3.2. Sporządzenie harmonogramu szczegółowego z uwzględnieniem czasu pracy konstrukcji pomocniczych

Drugim sposobem analizy bilansu potrzeb i dostępności (wynikającej z przyjętego profilu zapotrzebowania na konstrukcje pomocnicze) konstrukcji pomocniczych jest sporządzanie harmonogramów szczegółowych o strukturze hierarchicznej. Chodzi o czytelność harmonogramu, który w tej formie zawiera bardzo dużo zadań w strukturze podziału pracy. Na najniższym poziomie hierarchii wyróżniamy procesy pracy operacji technologicznych z jednolitym zestawem konstrukcji pomocniczych. Odwzorowujemy w ten sposób szczegółowy przebieg prac na budowie. Do poszczególnych operacji technologicznych przydzielamy zasoby – w tym, konstrukcje pomocnicze. Oczywiście, przydziały konstrukcji pomocniczych do operacji technologicznych muszą być wyrażane w ustalonych jednostkach (kompletach, sztukach, sekcjach, itp.).

Id.	Nazwa zadania	Cz. trw.
1	**Roboty murowe**	**17 dn**
2	**Działka 4/6**	**2 dn**
3	Demontaż rusztowania	2 dn
4	**Działka 5/6**	**10 dn**
5	Montaż rusztowania	2 dn
6	Roboty w trakcie wznoszenia ścian	7 dn
7	Demontaż rusztowania	1 dzień
8	**Działka 6/6**	**13 dn**
9	Montaż rusztowania	2 dn
10	Roboty w trakcie wznoszenia ścian	5 dn
11	Demontaż rusztowania	1 dzień
12	**Roboty betonowe stropu**	**37 dn**
13	**Działka 1/6**	**19 dn**
14	Montaż deskowania	3 dn
15	Zbrojenie oraz betonowanie	6 dn
16	Praca deskowania	8 dn
17	Demontaż deskowania	2 dn
18	**Działka 2/6**	**22 dn**
19	Montaż deskowania	3 dn
20	Zbrojenie oraz betonowanie	4 dn
21	Praca deskowania	8 dn
22	Demontaż deskowania	2 dn
23	**Działka 3/6**	**18 dn**
24	Montaż deskowania	4 dn



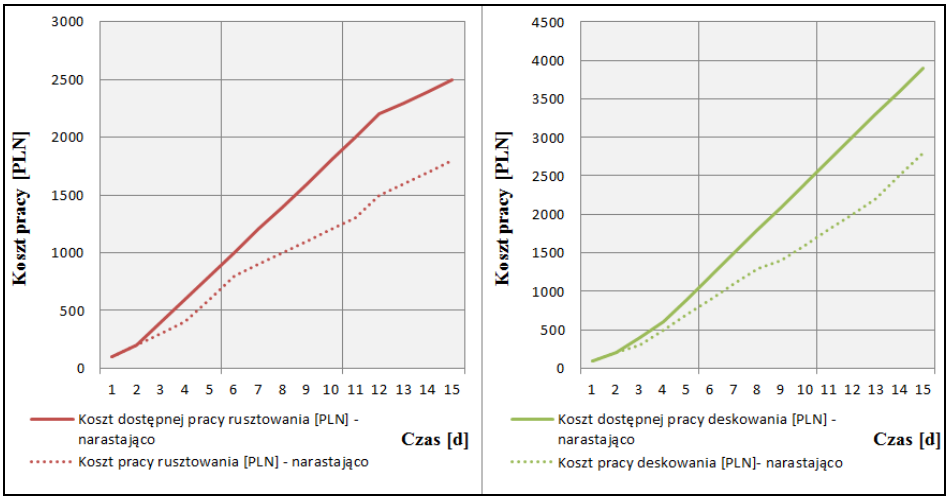
Id.	Nazwa zasobu	Praca	Szczegóły	15-lut-02	15-lut-09	15-lut-16	15-lut-23	15-mar-02	15-mar-09	15-mar-16
				02-02	02-09	02-16	02-23	03-02	03-09	03-16
1	"R" 1kpl	10 dr	Praca	2,8d	1,2d	3,8d	2,2d			
			Dostępn. pracy	5d	5d	5d	3d	0d	0d	0d
2	"R" 2kpl	10 dr	Praca	2,8d	5d	2,2d				
			Dostępn. pracy	3d	5d	4d	0d	0d	0d	0d
3	"D" 1kpl	37 dr	Praca	4,8d	5d	5d	5d	5d	5d	5d
			Dostępn. pracy	5d	5d	5d	5d	5d	5d	5d
4	"D" 2kpl	17 dr	Praca	1,8d	2d	5d	5d	3d	0,2d	
			Dostępn. pracy	4d	5d	5d	5d	5d	3d	0d
5	"D" 3kpl	14 dr	Praca		2d	1,8d	5d	3,2d	2d	
			Dostępn. pracy	0d	5d	5d	5d	5d	5d	5d

Rys. 2. Przykład analizy potrzeb i dostępności konstrukcji pomocniczych do realizacji robót budowlanych. Opracowanie własne

Tak utworzony harmonogram pozwoli na zobrazowanie pracy konstrukcji pomocniczych w czasie realizacji budowy. Na rysunku 2 przedstawiono przykład analizy potrzeb i dostępności konstrukcji pomocniczych do realizacji robót budowlanych.

4. Koncepcja optymalizacji kosztów pracy konstrukcji pomocniczych na budowie

Istotnym zagadnieniem o charakterze naukowym jest optymalizacja kosztów związanych z organizacją wykorzystywania konstrukcji pomocniczych na budowie. Zagadnienie to było przedmiotem publikacji autorów, jednak dotychczasowy stan przełożenia zaproponowanych metod do praktyki budowlanej jest niedostateczny, co wskazuje na potrzebę innego podejścia do tego problemu. Utrzymujemy w dalszym ciągu pogląd, że efektywność stosowania konstrukcji pomocniczych do realizacji robót budowlanych powinna być rozpatrywana w dwóch aspektach: jako problem wyboru konstrukcji do zastosowania ze zbioru konstrukcji o tym samym przeznaczeniu, i jako problem organizacji wykorzystania konstrukcji na budowie lub w określonym programie produkcyjnym. Jak dotychczas zagadnienia te rozwiązywano oddzielnie mimo, że są one we wzajemnym związku, bowiem wybór określonej konstrukcji ma wpływ na sposób (lub ograniczenia) jej wykorzystania na budowie, zaś przyjęta organizacja prac może implikować ograniczenia do wyboru rozwiązań konstrukcyjnych. W pracy ograniczamy się do tylko jednego zagadnienia – optymalizacji wykorzystania ustalonej rodzajowo konstrukcji pomocniczej.



Rys. 3. Przykładowe wykresy analizy efektywności wykorzystania konstrukcji pomocniczych w planowaniu budowy. Opracowanie własne

Problem optymalizacji wykorzystania konstrukcji pomocniczych jest niezmiernie trudny. Rozwiązania jakościowe zależą bowiem od wielu czynników, które w procesie decyzyjnym trzeba określić lub wyznaczyć. Są to: struktura podziału obiektu na fronty robót, ilość konstrukcji poszczególnych rodzajów i typów zapotrzebowanych na budowę, możliwości zmechanizowania robót, przyjęty harmonogram prac, i inne. Na obecnym etapie studiów i badań zaproponowano interaktywne symulowanie przebiegu robót z analizą wykorzystania konstrukcji pomocniczych. Wyniki tej analizy proponuje się sprowadzać do zobrazowania sumarycznej pracy konstrukcji pomocniczych od początku realizacji budowy

dwoma wykresami (przykłady pokazane są na rysunku 3): pracy i kosztów normatywnego zaangażowania konstrukcji pomocniczych w realizację robót na budowie (według harmonogramu i normowych okresów pracy konstrukcji pomocniczych), oraz dostępnej pracy i kosztów konstrukcji pomocniczych zapotrzebowanych na budowę. Wykresy takie można uzyskać techniką harmonogramowania pracy zasobów – w naszym przypadku – konstrukcji pomocniczych.

Wykresy te powinno się sporządzać do poszczególnych rodzajów konstrukcji pomocniczych, a w trakcie realizacji budowy pożądane byłoby budowanie trzeciego wykresu – wykresu sumarycznych kosztów pracy rzeczywistej konstrukcji pomocniczych. Wykres taki można tworzyć na podstawie rzeczywistego stanu konstrukcji pomocniczych na budowie i umownych wskaźników kosztowych.

Oczywiście, nie trudno zauważyć, że takie postępowanie nie zapewnia optymalności rozwiązań organizacyjnych. Daje jednak możliwość eksperymentowania w planowaniu budowy, z uzyskiwaniem w każdym przypadku oceny efektywności wykorzystania konstrukcji pomocniczych na budowie.

Literatura

1. Marcinkowski R., 2004. Analiza decyzyjna wykorzystania tymczasowych konstrukcji składanych w budownictwie. Biuletyn WAT LIII(8).
2. Orłowski Z., Wrzos T., 1999. Dobór deskowań stropowych na przykładzie oferty firmy NOE. Materiały Budowlane 8, 42-44.
3. Orłowski Z., 2010. Podstawy technologii betonowego budownictwa monolitycznego. Wydawnictwo Naukowe. PWN Warszawa.
4. Informacje kwartalne RMS IV kwartał 2014. OWEOB Promocja Sp. z o.o., Warszawa.
5. KNR 2-02 Konstrukcje budowlane T. 1 i T. 2. WACETOB 2003.
6. Marcinkowski R., Krawczyńska A., 2009. Wybór systemu i planowanie wykorzystania deskowań w wykonawstwie monolitycznych konstrukcji betonowych. Przegląd budowlany 3, 54-59.

Modeling needs and the utilization of the secondary constructions in planning of construction project

Roman Marcinkowski, Maciej Banach

Faculty of Civil Engineering, Mechanics and Petrochemistry, Warsaw University of Technology, e-mail: marcinkowski@pw.plock.pl, mbanach@pw.plock.pl

Abstract: The paper includes proposals for determining the needs of secondary constructions at building sites. Secondary structures have been proposed in construction work schedules taking into account the assembly and disassembly time as well as stoppage and work related to the technology of construction works or weather conditions. It has been proposed to optimize the number of secondary building structures used. Proposed solutions lead to the development of the concept referred to the way to optimize costs related to the use of secondary structures and improve work processes.

Keywords: construction works planning, scaffolding, formwork, shuttering, secondary structures, construction scheduling.

Próba wyznaczenia wielkości buforów czasu przy deterministycznej ocenie czasu zadań

Mieczysław Połoński

Katedra Geoinżynierii, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
e-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl

Streszczenie: Uwzględnianie buforów czasu w strukturze harmonogramów sieciowych jest coraz częściej proponowaną metodą zabezpieczania harmonogramów budowlanych przed wpływem wielu czynników ryzyka występujących podczas realizacji tych obiektów. Dotychczas spotykane w literaturze rozwiązania najczęściej odwołują się do zakładanego rozkładu czasu zadania i parametrów wyznaczających ich ocenę (wartość średnia, odchylenie standardowe). W pracy zaproponowano metodą obliczania długości buforów czasu, gdy planista dysponuje wyłącznie oceną deterministyczną czasu zadań. W obliczeniach wykorzystano obserwację, że odchylenie standardowe czasu zadania w rozkładzie PERT jest funkcją liniową zależną tylko od tego czasu. Zaproponowano sposób wyznaczania odchylenia standardowego zadań zależny od zakładanego współczynnika rozrzutu. Zdefiniowano założenia proponowanej metody, podano ich dyskusję oraz opisano sposób prowadzenia obliczeń. Zaproponowany sposób wyznaczania buforów czasu został zilustrowany i zweryfikowany na przykładzie dużego harmonogramu przebudowy zbiornika wodnego.

Słowa kluczowe: kontyngencja czasu, bufory czasu, deterministyczny czas zadania, analiza ryzyka, metoda Goldratta, harmonogram budowlany.

1. Wprowadzenie

Uwzględnianie buforów czasu w strukturze harmonogramów sieciowych jest coraz częściej proponowaną metodą zabezpieczania harmonogramów budowlanych przed wpływem wielu czynników ryzyka występujących podczas realizacji tych obiektów [1-4]. W literaturze metoda ta znana jest głównie pod nazwą Critical Chain Scheduling and Buffer Management (CC/BM) [5-6] i jest rozwinięciem rozwiązań zaproponowanych przez E. Goldratta, znanych jako tzw. Theory of Constraints (TOC) [7]. Zagadnienie wprowadzenia buforów do harmonogramów sieciowych sprowadza się do dwóch podstawowych zagadnień: wyznaczenia ich ilości i lokalizacji oraz ustalenia czasu ich trwania. Problemem lokalizacji i rodzajów buforów czasu w złożonych i rozbudowanych harmonogramach budowlanych został opisany w kilku artykułach [7-10].

Odrębnym zagadnieniem jest wyznaczanie ich wielkości [11-12], czyli ilości czasu nazywanej często kontyngencją czasu [13-14]. Jest ona wprowadzona do harmonogramu i stanowi rezerwę przeznaczoną na podejmowanie działań mających na celu kompensowanie występujących w trakcie realizacji zakłóceń, nie ujętych w planie lub ujętych w zbyt ograniczonym zakresie. Zakładając, że przewidywana rezerwa czasu jest gromadzona w specjalnie wprowadzonych zadaniach zwanych buforami (w przeciwieństwie do rozwiązań, które proponują uwzględnianie czasu rezerwowego w każdym zadaniu występującym w harmonogramie [15]), spotyka się głównie trzy propozycje wyznaczania ich wielkości. Pierwszą przedstawił twórca TOC, E. Goldratt [7] i wskazywała ona na bardzo proste określenie wielkości czasu buforów jako założonego procentu czasu zadań chronionych danym

buforem (po ich wcześniejszym zdecydowanym skróceniu). Jak widać w tej propozycji wielkość bufora zależna jest tylko od czasu chronionego ciągu.

Druga koncepcja dotyczy sytuacji, gdy czasy zadań potraktujemy jako zmienne losowe o znanym rozkładzie prawdopodobieństwa, a miernikiem uwzględnianym przy wyznaczaniu wielkości bufora czasu jest odchylenie standardowe (wariancja) czasu chronionych zdań, przyjmowane jako wyznacznik prognozowanego rozrzutu czasu od wartości średnich. Propozycja ta opiera się na probabilistycznej własności sumy zmiennych losowych, która wskazuje, że jeżeli oszacowania czasów zadań przyjmiemy na pewnym poziomie prawdopodobieństwa (zazwyczaj 90%), to oszacowanie prawdopodobieństwa sumy czasów tych zadań będzie wyższe niż przyjęty poziom prawdopodobieństwa pojedynczego zadania. Uzyskana w ten sposób nadwyżka może być wówczas wykorzystana na stworzenie bufora czasu chroniącego rozpatrywany ciąg zadań. Podstawowym warunkiem prowadzenie obliczeń wg tej koncepcji jest znajomość rozkładu czasu pojedynczego zadania. W literaturze zakłada się najczęściej jeden z rozkładów: beta, beta-PERT, normalny, trójkątny, rzadziej logarytmiczno-normalny, równomierny czy wykładniczy. Przyjmowane typy rozkładów wynikają bądź z założeń szeroko znanej metody PERT [4], bądź próby wykonania obliczeń na prostych i dobrze znanych rozkładach. Mimo, że ma on tak zasadnicze znaczenie dla wyników dalszych obliczeń, jest trudny do jednoznacznego zdefiniowania. Powoduje to, że w praktyce inżynierskiej bardzo często mamy do czynienia z harmonogramami, w których czasy zadań określane są jako zmienne deterministyczne, czyli przy pomocy jednej wartości.

Trzecia propozycja obliczania wielkości buforów czasu wskazuje na możliwość powiązania wielkości tych buforów z analizą ryzyka, wykonaną na podstawie różnych założeń, najczęściej uwzględniających ryzyko zmiany czasu pojedynczych zadań jak i całego projektu [16-17]. Wykonanie obliczeń wielkości buforów wg założeń tej propozycji jest najbardziej pracochłonne ze względu na metodykę analizy ryzyka i jak na razie najrzadziej stosowane. Jednak w miarę rozwijania badań nad analizą ryzyka poszczególnych procesów budowlanych obliczenia te mogą znacznie podnieść wiarygodność planowania robót budowlanych, w tym szacowania wielkości niezbędnych buforów czasu.

W pracy podjęto próbę określenia czasu buforów, gdy planista dysponuje tylko deterministyczną oceną czasu wszystkich zadań w harmonogramie (bez przeprowadzonej analizy ryzyka), a nie zadawala się bardzo uproszczoną procentową metodą ich szacowania.

2. Metoda i jej dyskusja

Zaproponowany sposób wyznaczania buforów czasu przy deterministycznych ocenach czasu zadań opiera się na następujących założeniach:

- podstawą analizy i końcowym jej efektem jest harmonogram sieciowy przedsięwzięcia budowlanego (jedno lub dwupunktowy),
- rodzaj i lokalizacja buforów czasu zostaną przyjęte zgodnie z opisywanymi wcześniej w literaturze założeniami [8-10],
- deterministyczne oceny czasu zadań zostaną przyjęte jako oszacowania z prawdopodobieństwem dotrzymania równym 90% (kwantyl rzędu 0,9, $t_{0,9}$),
- czasy zadań zostaną potraktowane jako zmienne losowe o rozkładzie normalnym,
- podstawą probabilistycznych własności czasu zadań, traktowanych jako zmienne losowe o rozkładzie normalnym, będzie zgodność z odchyleniem standardowym zadania szacowanego metodą PERT,
- symetryczny rozrzut czasu optymistycznego (t_a) i pesymistycznego (t_b) od najbardziej prawdopodobnego (t_m) będzie określany na podstawie zakładanego współczynnika roz-

rzutu (w_r), oznaczającego o ile należy odpowiednio zmniejszyć lub zwiększyć czas najbardziej prawdopodobny (t_e),

- wszystkie deterministyczne czasy zadań zostaną skrócone do wartości tego samego kwantyla o przyjętym poziomie prawdopodobieństwa (rzędu) wynikającym z inżynierskiej oceny możliwości poziomu redukcji czasu zadań,
- przyjęte skrócone czasy zadań zostaną zweryfikowane pod kątem technologicznych możliwości ich realizacji, a w uzasadnionych przypadkach zostanie wprowadzona odpowiednia korekta (wydłużenie czasu realizacji),
- wielkości buforów czasu zostaną obliczone jako różnica pomiędzy terminem ukończenia danego ciągu na założonym poziomie prawdopodobieństwa (T_P) a skróconą sumą czasów zadań chronionych danym buforem (ciągiem krytycznym),
- w przypadku, gdy obliczony termin osiągnięcia przedsięwzięcia przy założonym poziomie prawdopodobieństwa (T_P) okazałby się zbyt krótki w stosunku do potrzeb planisty, może on być wydłużony o niezbędną wielkość, nazwaną rezerwą menedżerską (RM); w takim wypadku wzrośnie również wielkość obliczanego bufora o wielkość tej rezerwy.

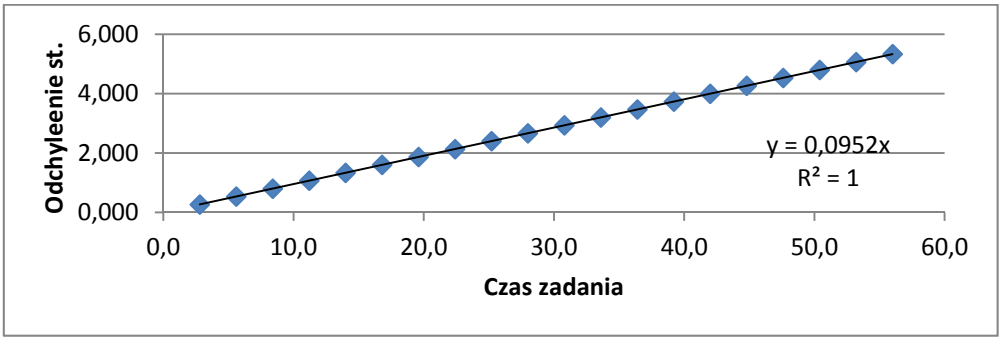
Jak wiadomo w metodzie PERT, przy przyjęciu trzech ocen czasu każdego zadania, odchylenie standardowe obliczane jest wg uproszczonej formuły:

$$\delta_e = \frac{(t_b - t_a)}{6} \tag{1}$$

Podstawą przyjętych założeń była obserwacja, że wyznaczane w ten sposób odchylenie standardowe jest funkcją liniową zależną tylko od czasu. Jeżeli założymy, że rozrzut czasu optymistycznego (t_a) i pesymistycznego (t_b) od najbardziej prawdopodobnego (t_e) dla wszystkich zadań jest taki sam i przyjmiemy ile on wynosi (np. 40% w górę i w dół tzn. współczynnik rozrzutu w_r wynosi 0,4), to przykładowe wartości tych czasów i ich odchylenia standardowe δ_e są takie jak w tabeli 1, a wykres pokazujący zależność odchylenia standardowego od czasu t_b na rysunku 1.

Tabela 1. Trzy oceny czasu w metodzie PERT i ich odchylenie standardowe δ_e dla współczynnika rozrzutu $w_r = 0{,}4$

t_a	1,20	2,40	3,60	4,80	6,00	7,20	8,40	9,60	10,80	12,00	13,20	14,40	15,60
t_m	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	22,00	24,00	26,00
t_b	2,80	5,60	8,40	11,20	14,00	16,80	19,60	22,40	25,20	28,00	30,80	33,60	36,40
δ_e	0,27	0,53	0,80	1,07	1,33	1,60	1,87	2,13	2,40	2,67	2,93	3,20	3,47



Rys. 1. Zależność odchylenia standardowego δ_e od czasu zadania w rozkładzie PERT dla współczynnika rozrzutu $w_r = 0{,}4$

W tabeli 2 przedstawiono współczynniki kierunkowe równania liniowego (wk_r) pozwalające na wyznaczenie odchylenia standardowego (δ_e) dla różnych współczynników rozrzutu (w_r) wg wzoru:

$$\delta_e = t_b * wk_r \tag{2}$$

Należy zauważyć, że wyznaczając te zależności odchylenie standardowe korelowano z czasem pesymistycznym (t_b) każdego zadania, a nie z czasem najbardziej prawdopodobnym (t_m). Przyjęto tak, ponieważ właśnie czas pesymistyczny (t_b) w rozkładzie PERT jest najbardziej zbliżony do kwantyla ($t_{0,9}$) w rozkładzie normalnym.

Tabela 2. Przykładowe współczynniki kierunkowe równania liniowego wk_r pozwalające na wyznaczenie odchylenia standardowego δ_e dla różnych współczynników rozrzutu w_r.

Wsp. rozrzutu w_r	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
Wsp. kier. wk_r do obliczenia δ_e	0,0556	0,0667	0,0769	0,0864	0,0952	0,1034	0,1111	0,125	0,1373	0,1481	0,1579

Znając kwantyl czasu zadania $t_{0,9}$ oraz jego odchylenie standardowe δ_e, można wyliczyć kwantyl rzędu 0,5 ($t_{0,5}$)

$$t_{0,5} = t_{0,9} - \delta_e * U_{0,9} \tag{3}$$

gdzie $U_{0,9}$ jest odwrotnością standardowego skumulowanego rozkładu normalnego N(0,1) dla kwantyla rzędu 0,9 oraz każdy inny kwantyl rzędu p

$$t_p = t_{0,5} + \delta_e * U_p \tag{4}$$

gdzie U_p jest odwrotnością standardowego skumulowanego rozkładu normalnego N(0,1) dla kwantyla rzędu p.

Na podstawie twierdzenia granicznego i znajomości tych prostych formuł można obliczyć wielkości dowolnego bufora czasu po wyznaczeniu chronionego ciągu, na końcu którego jest on zlokalizowany, gdyż rozkład ich sumy będzie bliski rozkładowi normalnemu N(m_T, δ_T) o parametrach [18]:

$$m_T = \sum_{i=1}^{n} t_i \; ; \qquad \delta_T = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \delta(t)_i^{\,2}} \tag{5}$$

gdzie: n – liczba zadań chronionych buforem,
t_i – wartość średnia czasu zadania i,
$\delta(t)^2_i$ – kwadrat odchylenia standardowego czasu zadania i,

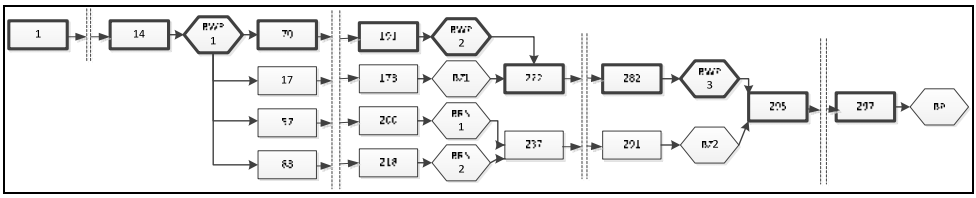
Należy również podkreślić, że nawet gdy liczba rozpatrywanych zmiennych jest tylko umiarkowanie duża, to jeśli żadna ze zmiennych nie dominuje nad pozostałymi i o ile te zmienne nie są w wysokim stopniu zależne, rozkład ich sumy będzie bliski rozkładowi normalnemu. Wiadomo również, że przy małej liczbie zmiennych n rozkład sumy tych zmiennych bliższy będzie rozkładowi t-Studenta niż rozkładowi normalnemu [18].

3. Przykład obliczeniowy

Sposób wykonywania obliczeń zaproponowaną metodą zostanie przedstawiony na przykładzie obliczenia wielkości bufora projektu w harmonogramie jednopunktowym przebudowy zbiornika małej retencji w Małomicach wraz z infrastrukturą towarzyszącą [19]. Zadaniem inwestycji jest połączenie dwóch istniejących zbiorników w jeden. W tym celu zostanie rozebrana grobla, a w jej miejscu powstanie kładka technologiczna o konstrukcji

stalowo-drewnianej. Istniejące czasze zbiornika zostaną pogłębione a obwałowanie zbiornika podwyższone. Dzięki planowanym pracom powstanie zbiornik o powierzchni ok. 11,7 ha, głębokości średniej 2,1 m, głębokości maksymalnej 2,5 m i pojemności 240 000 m^3.

Podstawą wyznaczenia lokalizacji konkretnych buforów czasu w analizowanym przedsięwzięciu był harmonogram sieciowy planowanej inwestycji sporządzony w programie MS Project. Cały harmonogram liczył 298 zadań i został wzbogacony o osiem buforów czasu. Na rysunku 2 przedstawiono schemat sieci zależności, przebieg ścieżki krytycznej (pogrubione ramki) oraz lokalizację wszystkich planowanych buforów czasu oznaczonych jako sześciokątne ostroboki. Ze względu na objętość artykułu zaproponowany sposób obliczeń zostanie przestawiony tylko dla jednego bufora, zlokalizowanego na końcu ścieżki krytycznej, zwanego buforem projektu BP. Obliczenia były prowadzone przy założeniu, że tylko ten jeden bufor chroni całą ścieżkę krytyczną. W dalszej części analiz (nie omawianych w tym artykule) obliczony czas bufora BP zostanie podzielony na wszystkie bufory leżące na ścieżce krytycznej, a więc bufory wspomagające BWP1, BWP2, BWP3 oraz zmodyfikowany (zmniejszony) bufor projektu PB'.



Rys. 2. Schemat lokalizacji buforów czasu w strukturze sieci zależności

Bufor projektu BP chroni ciąg liczący łącznie 85 zadań. Każde zadanie miało zdefiniowaną jedną ocenę czasu, przy czym tylko cztery zadania miały czas powyżej siedmiu dni roboczych (60, 13, 11, 9), a reszta poniżej, przy czym przeważały czasy z zakresu jeden do czterech dni (wszystkie czasy zadań zaokrąglone były z dokładnością 0,5 dnia roboczego). Przyjęto, że jeżeli potraktować czas zadań jako zmienną losową o rozkładzie normalnym, ocena ta odpowiada kwantylowi rzędu 0,9 ($t_{0,9}$). Następnie należało przyjąć wartość współczynnika rozrzutu (w_r), charakteryzującego odchylenie od wartości średniej, wspólną dla wszystkich analizowanych zadań. Znając wartość założonego współczynnika rozrzutu i odpowiadające mu współczynniki kierunkowe równania liniowego (tab. 2) obliczono odchylenia standardowe (δ_e) dla każdego zadania. I tak np. zadania o czasie 7 dni dla współczynnika rozrzutu (w_r) równego 0,45 ma odchylenie standardowe δ_e równe (2):

$$\delta_e = 7 * 0{,}1034 = 0{,}7238$$

a kwantyl rzędu 0,5 $t_{0,5}$ (3)

$$t_{0,5} = t_{0,9} - \delta_e * U_{0,9} = 7 - 0{,}7238 * 1{,}2816 = 6{,}0723$$

W przykładzie jako skrócone czasy zadań przyjęto kwantyl rzędu 0,55 ($t_{0,55}$). Kwantyl rzędu 0,55 $t_{0,55}$ dla podanego powyżej przykładu wynosi (4)

$$t_{0,55} = t_{0,5} + \delta_e * U_{0,55} = 6{,}0723 + 0{,}7238 * 0{,}1256 = 6{,}1633$$

Wszyskie obliczone wartości kwantyli (przyjmowane w harmonogramie jako czasy zadań) zaokrąglane były z tą samą dokładnością, co dane wyjściowe (tzn do wartości 0,5 dnia). W podanym powyżej przykładzie prowadzi to np. do przyjęcia kwantyla rzędu 0,55 ($t_{0,55}$) równego 6,0 dni. W przypadku wykonywania obliczeń dla licznej grupy zadań o krótkich czasach trwania (jak w przykładzie), zaokrąglanie czasu (przyjmowanego jako skrócona ocena czasu zadania) może mieć istotny wpływ na wyniki obliczeń.

W tabeli 3 zestawiono wyniki obliczeń długości bufora czasu projektu BP dla różnych wartości współczynnika rozrzutu w_r (0,2 do 0,8), trzech poziomów prawdopodobieństwa P (0,92; 0,95; 0,98) dotrzymania terminu końcowego całego przedsięwzięcia (T_P) i skrócenia czasu zadań do kwantyla rzędu 0,55 ($t_{0,55}$). Przy tak dużej liczbie zadań w analizowanym ciągu (85) termin zakończenia wszystkich zadań T_P nie zależał od przyjętego typu jego rozkładu (normalny lub t-Studenta). W ostatnim prezentowanym wariancie dodatkowo uwzględniono rezerwę menedżerską $RM > 0$.

Tabela 3. Przykładowe wyniki obliczeń długości bufora czasu projektu BP dla różnych wartości współczynnika rozrzutu w_r i trzech poziomów prawdopodobieństwa dotrzymania terminu końcowego całego przedsięwzięcia TP.

w_r	$\Sigma t_{0,5}$	$\Sigma t_{0,55}$	$\Sigma \delta_e$	P=0,92 RM=0		P=0,95 RM=0		P=0,98 RM=0		P=0,92 RM=10	
				$T_{0,92}$	BP	$T_{0,95}$	BP	$T_{0,95}$	BP	$T_{0,92}$+RM	BP
0,2	245,65	249,5	14,17	251	1,5	252	2,5	253	3,5	261	11,5
0,4	232,23	241,0	41,53	241	0	243	2	245	4	251	10
0,6	222,13	230,5	71,61	234	3,5	236	5,5	240	9,5	244	13,5
0,8	214,30	227,0	100,52	228	1	231	4	235	8	238	11

4. Posumowanie

Analizując uzyskane wyniki (tab. 3) można zauważyć, że termin zakończenia całego przedsięwzięcia bez rezerwy menedżerskiej RM i bez bufora projektu BP, w zależności od przyjętego wariantu, waha się w granicach 228 do 253 dni roboczych. Pamiętając, że termin zakończenia wyznaczony według czasów deterministycznych wynosił 298 dni, oznacza to skrócenie od 70 do 45 dni, tzn. o 23,5% do 15,1% planowanego pierwotnie okresu realizacji robót. Uwzględniając bufor projektu BP, którego długość w zależności od wariantu wynosi od 0 do 9,5 dni, termin zakończenia ($T_P + BP$) waha się w granicach od 229 do 256,5 dni tzn. skrócenie od 69 do 41,5 dni (odpowiednio od 23,2% do 13,9%). Obliczone długości bufora projektu BP są stosunkowo krótkie w stosunku do długości chronionego ciągu, dlatego można je zwiększyć wprowadzając rezerwę menedżerską (RM). W analizowanym przykładzie istnieją do tego odpowiednie warunki, wynikające zarówno z zapisów umowy na realizację obiektu przyjętych przez Wykonawcę (planowany termin zakończenia robót), jak i rezerwy czasu wynikającej z różnicy wstępnie planowanego terminu zakończenia robót (298 dni rob.) oraz obliczonego terminu zakończenia obiektu na założonym poziomie prawdopodobieństwa (T_P). Przyjmując rezerwę menedżerską (RM) o długości 10 dni, proponowany termin zakończenia robót (dla P = 0,92) waha się w granicach od 238 do 261dni w zależności od przyjętego współczynnika rozrzutu (w_r), wówczas wielkości bufora czasu BP wahają się w granicach od 10 do 13,5 dni. Proponowane warianty pozwalają wybrać menedżerowi projektu rozwiązanie z jednej strony najlepiej dopasowane do warunków budowy, a z drugiej dzięki zaplanowaniu rezerwy czasu w postaci bufora projektu BP, zdecydowanie obniżające ryzyko niedotrzymania planowanego terminu.

Poszukiwanie metod obliczania długości buforów czasu przy deterministycznej ocenie czasu zadań w harmonogramie ma duże znaczenie praktyczne ze względu na dużą popularność takich rozwiązań w praktyce inżynierskiej. Zaproponowana w pracy metoda wskazuje na możliwość wykonania takich obliczeń. Autor ma świadomość, że wpływ na wynik obliczeń mają między innymi przyjęte założenia, których poprawność zależeć będzie od doświadczenia menedżera wykonującego tego rodzaju analizy. Należy jednak zauważyć, że wykonanie większej liczby symulacji może wspomóc wybranie poprawnego wariantu. Zaproponowana metoda pozwala ustalić wielkość bufora, czasy skróconych zadań oraz

termin zakończenia całego przedsięwzięcia znacznie dokładniej od najczęściej stosowanego w praktyce inżynierskiej prostego określania kontyngencji czasu za pomocą wskaźnika procentowego, odniesionego do czasu chronionego ciągu zadań. Wykonanie niezbędnych obliczeń wg proponowanej metody jest stosunkowo proste, a dodatkowo może być wspomagane odpowiednio przygotowanym arkuszem obliczeniowym.

Literatura

1. Kapliński O., 2000. Some aspects of risk management in construction industry. [W:] Strategie zarządzania ryzykiem w przedsiębiorstwie – formułowanie i implementacja strategii reakcji na ryzyko, red, J. Bizon-Górecka, Bydgoszcz, 59-69.
2. Skorupka D., 2005. The method of identification and quantification of construction projects risk. Archives of Civil Engineering LI(4), Warszawa, 647-662.
3. Skorupka D., 2007. Metoda identyfikacji i oceny ryzyka realizacji przedsięwzięć budowlanych. Wojskowa Akademia Techniczna Warszawa.
4. Woolf M.B., 2007. Faster Construction Projects With CPM Scheduling. Mcgraw-hill Professional Publishing.
5. Herroelen W., Leus R., 2002. Demeulemeester E. Critical chain project scheduling: Do not oversimplify. Project Management Journal 33(4), 48-60.
6. Steyn H., 2000. An investigation into the fundamentals of critical chain project scheduling. International Journal of Project Management 19, 363-369.
7. Goldratt E., 2000. Łańcuch krytyczny. Wyd. WERBEL, Warszawa.
8. Połoński M., Pruszyński K., 2008. Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. I) - podstawy teoretyczne. Przegląd Budowlany 2, 45-49.
9. Połoński M., Pruszyński K., 2008. Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. II) – praktyczne zastosowanie. Przegląd Budowlany 3, 55-62.
10. Pruszyński K., 2012. Metoda harmonogramowania realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu. Rozprawa doktorska, Warszawa.
11. Połoński M., 2008. Obliczanie terminu realizacji przedsięwzięć budowlanych metodą CCPM na podstawie multiplikatywnego modelu czasu trwania czynności. Materiały z LIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZiTB, Tom V, Krynica, 531-538.
12. Połoński M, Pruszyński K., 2008. Wyznaczanie wielkości buforów czasu i terminu zakończenia przedsięwzięcia w harmonogramach budowlanych. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 90, seria Studia i materiały 20, 289-297.
13. Kasprowicz T., 2007. Inżynieria przedsięwzięć budowlanych, w: Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych (ed. Kapliński O.). Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa, 69-74.
14. Kasprowicz T., 2004. Kontyngencja przedsięwzięć budowlanych. Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej 53(8), 91-108.
15. Kuchta D.A., 2014. New Concept of Project Robust Schedule – Use of Buffers. Procedia Computer Science 31, 957-965.
16. Połoński M. 2013. Harmonogramowanie realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu wyznaczonych na podstawie analizy ryzyka. Budownictwo i Architektura, 12(1), 47-52.
17. Ślusarczyk A., 2014. Metoda wyznaczania długości buforów czasowych w proaktywnym i reaktywnym zarządzaniu ryzykiem przekroczenia planowanego terminu realizacji projektu. Rozprawa doktorska, Wrocław.
18. Benjamin J.R., Cornell C.A., 1977. Rachunek prawdopodobieństwa statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne Warszawa,.
19. Rosińska A., 2014. Projekt technologiczno-organizacyjny wykonania zbiornika retencyjnego w Małomicach z elementami ryzyka czasu i kosztu. Praca magisterska. SGGW.

Tentative determination of time buffer size in a deterministic assessment of task duration

Mieczysław Połoński

Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
Warsaw University of Life Sciences – SGGW,
e-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl

Abstract: Considering time buffers in the structures of CPM schedules is at present more and more frequently used to protect the construction schedules against the influence of numerous risk factors occurring during object accomplishment. So far, solutions presented in literature usually refer to the assumed distribution of task duration and parameters of its evaluation (average value, standard deviation). The paper presents a method of calculating time buffers when a planner has only a deterministic assessment of task duration at his disposal. The calculations has been also based on the observation that the standard deviation of task duration in a PERT distribution is a linear function depending only on this duration. The paper presents a method of determining standard deviation of tasks, depending on the assumed dispersion coefficient. The assumptions of the proposed method are laid out and discussed and the calculation method is described. The proposed method of determining time buffers is illustrated and verified in relation to a large schedule of water reservoir modernization.

Keywords: time contingency, time buffers, deterministic task duration, risk analysis, Goldratt's method, construction schedule

Zastosowanie metody BIPOLAR do rozwiązania problemu wyboru przedsiębiorstwa budowlanego ze względu na współpracę partnerską

Elżbieta Radziszewska-Zielina

Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska,
e-mail: eradzisz@izwbit.pk.edu.pl

Streszczenie: Partnerstwo w budownictwie to długoterminowe zobowiązanie między dwoma lub więcej organizacjami mające na celu osiągnięcie konkretnych celów biznesowych poprzez maksymalizację efektywności zasobów każdego z uczestników. Partnerzy współpracują, dążąc do realizacji przedsięwzięcia budowlanego oraz do osiągnięcia obopólnych korzyści. W artykule zaprezentowano zastosowanie metody wielokryterialnej BIPOLAR do rozwiązania problemu wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych. Opracowano przykład obliczeniowy. Przyjęto zbiór analizowanych przedsiębiorstw budowlanych taki sam jak w przypadku zastosowanej, we wcześniejszych publikacjach, metody ELECTRE III. Uzyskano porównywalne wyniki.

Słowa kluczowe: budownictwo, przedsiębiorstwo budowlane, relacje partnerskie, metody wielokryterialne, BIPOLAR

1. Wprowadzenie

Istotny wpływ na działalność przedsiębiorstwa budowlanego mają podwykonawcy i generalni wykonawcy. Z tego względu zdecydowano się na opracowanie algorytmu wybierającego najlepsze przedsiębiorstwo budowlane do współpracy partnerskiej na podstawie analizy jego relacji partnerskich z innymi przedsiębiorstwami. Ten algorytm, dla danego przedsiębiorstwa budowlanego, ma wspomagać jego system decyzyjny w zakresie wyboru innego przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej. Szczegółowy przegląd publikacji na temat badań w zakresie partnerstwa w budownictwie autorka zamieściła w monografii [1]. Jest dużo publikacji dotyczących oceny i wyboru wykonawcy robót budowlanych jako ważnego problemu w organizacji i zarządzaniu w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. Przykładowo artykuł [2] prezentuje metodę rankingu wykonawców, a artykuł [3] badania wyboru podwykonawców przez wykonawców w ramach międzynarodowych przedsięwzięć. Aktualne aspekty wyboru wykonawców, jak i podwykonawców są analizowane również w publikacji [4]. Rozważania we wspomnianych publikacjach są prowadzone głównie z punku widzenia inwestora oraz nie tylko w kontekście budowania długotrwałych relacji partnerskich, jak to czyni autorka.

Szczegółowy przegląd literatury dotyczący zastosowania metod wielokryterialnych w budownictwie znajduje się m.in. w [5] dlatego zostanie pominięty. W artykule [6] autorka zastosowała algorytm metody ELECTRE III do opracowania metody wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej. Następnie przeliczyła podany przykład przy zastosowaniu alternatywnej metody wielokryterialnej AHP [7]. W pracy zostanie zaprezentowane zastosowanie metody wielokryterialnej BIPOLAR do rozwiązania omawianego problemu decyzyjnego.

2. Wybór przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej

2.1. Zastosowanie metody BIPOLAR

Autorka opracowała zestaw 14 parametrów kwalifikujących relacje przedsiębiorstw budowlanych jako tradycyjne lub partnerskie oraz założyła, że relacje mogą kształtować się w skali pięciostopniowej od 1 – relacje tradycyjne do 5 – relacje partnerskie. Szczegółowy opis modelu badawczego i parametrów autorka opublikowała już wcześniej [1].

W metodzie BIPOLAR służącej do sortowania i rangowania skończonej liczby wariantów decyzyjnych, porównania wariantów decyzyjnych nie dokonuje się bezpośrednio, lecz z wykorzystaniem podanego przez decydenta dwubiegunowego układu referencyjnego, zawierającego obiekty „dobre" i „złe" [8].

Zaletą zastosowania w rozważanym przypadku metody BIPOLAR jest uzyskanie trzech rankingów. Wybór wariantu decyzyjnego (przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy) na postawie rankingu typu S maksymalizuje stopień osiągnięcia sukcesu. Wybór przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy na podstawie rankingu typu N minimalizuje stopień niepowodzenia. Ranking typu B łączy w sobie zarówno stopień osiągnięcia sukcesu, jak i stopień uniknięcia niepowodzenia.

Wybierając przedsiębiorstwo z wykorzystaniem rankingu typu S nie uwzględniamy stopnia niepowodzenia. Może to spowodować wybór wariantów obarczonych dużym ryzykiem niepowodzenia, co w przypadku relacji partnerskich oznacza trudności ze zbudowaniem dobrych relacji z wybranym przedsiębiorstwem. Wykorzystując do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego ranking typu N minimalizujemy stopień niepowodzenia. Oznacza to, że zbudowanie relacji partnerskich z przedsiębiorstwem jest prawie pewne, ale mogą być one na niskim poziomie. Zalety obydwu rankingów łączy w sobie ranking typu B. W podejściu tym do określenia rankingu przedsiębiorstw wykorzystywany jest zarówno stopień osiągnięcia sukcesu, jak i uniknięcia porażki. W przypadku relacji partnerskich oznacza to wybór przedsiębiorstwa budowlanego, z którym nawiązanie relacji partnerskich jest relatywnie pewnie, a równocześnie można je osiągnąć na dość wysokim poziomie. Decydent może swoją decyzję, w zależności od aktualnej sytuacji i potrzeby, oprzeć na wybranym przez siebie rankingu.

Kolejną zaletą metody jest możliwość określenia preferencji decydenta na podstawie wskazania obiektów referencyjnych dobrych i złych, co oznacza możliwość pokazania na przykładach, które przedsiębiorstwa budowlane są dla decydenta akceptowalne lub nieakceptowalne. Ten sposób wprowadzania do systemu preferencji decydenta umożliwia zbudowanie samouczącego sytemu (uczy się preferencji decydenta). System taki na podstawie kolejnych zadań (wcześniejszych przedsięwzięć budowlanych) stawianych przez decydenta oraz uwzględniając jego wybory (przedsiębiorstwa do realizacji wcześniejszych przedsięwzięć budowlanych) mógłby samoczynnie modyfikować listy referencyjne obiektów dobrych i złych. Obiekty referencyjne nie muszą być rzeczywistymi przedsiębiorstwami, lecz obiektami stworzonymi na potrzeby analizy.

2.2. Przykład obliczeniowy

Przyjęto zbiór wariantów decyzyjnych analizowanych przedsiębiorstw budowlanych taki sam jak dla przykładu z zastosowaniem metody ELECTRE III [6]. Oceny przedsiębiorstw, dane wejściowe dla 7 analizowanych przedsiębiorstw przyjęto takie same, jak dla wspomnianego przykładu.

Poniżej przedstawiono tabelę 1, w której wiersze odpowiadają przedsiębiorstwom, natomiast kolumny kolejnym kryteriom oceny (14 parametrów). Wyższe oceny parametrów relacji (skala 1-5) są preferowane w stosunku do ocen niższych.

Ważność poszczególnych kryteriów – parametrów relacji, eksperci oceniali w skali 1-5. Oceny poszczególnych parametrów uzyskane od 147 ekspertów z przedsiębiorstw budowlanych z województwa małopolskiego uśredniono i znormalizowano. Uzyskane w ten sposób wagi od w_1 *do* w_{14} odpowiadające poszczególnym kryteriom oceny spełniają warunki:

$$\sum_{k=1}^{14} w_k = 1 \qquad w_k \geq 0 \tag{1}$$

Tabela 1. Oceny przedsiębiorstw budowlanych

Przedsiębiorstwa (warianty decyzyjne)	Poziom (ocena) relacji przedsiębiorstwa budowlanego z podwykonawcą/głównym wykonawcą ze względu na poszczególne parametry (kryteria oceny)													
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	f_8	f_9	f_{10}	f_{11}	f_{12}	f_{13}	f_{14}
a^1	5	4	5	4	5	5	1	2	5	2	4	3	4	5
a^2	5	5	3	2	3	2	1	1	2	2	3	3	2	3
a^3	4	3	4	3	5	5	5	5	5	4	4	5	4	5
a^4	3	3	3	3	3	3	1	2	3	3	3	3	4	3
a^5	3	4	4	3	5	2	4	5	3	4	4	4	3	4
a^6	5	5	1	5	1	5	5	5	5	5	5	5	5	3
a^7	5	5	4	5	4	2	1	3	5	5	5	5	5	5

Analogicznie jak w metodzie ELECTRE, dla każdego z kryteriów zdefiniowano progi równoważności q_k. W metodzie ELECTRE progi te są funkcjami, natomiast w metodzie Bipolar liczbami. Dla progów, które w metodzie ELECTRE są funkcjami stałymi w metodzie Bipolar przyjęto próg q_k o takiej samej wartości. Dla progów funkcyjnych (metoda ELECTRE) wartości progów w metodzie Bipolar dobrano tak, aby zachować największą zgodność. Próg weta w metodzie Bipolar pełni inną funkcję niż w metodzie ELECTRE. W metodzie ELECTRE próg weta umożliwiał szybkie odrzucanie niekorzystnych wariantów decyzyjnych, natomiast w metodzie Bipolar pełni funkcję pomocniczą w wyznaczaniu testów niekonfliktowości. Próg weta v_k przyjęto równy zero, tak aby w teście niekonfliktowości były uwzględniane wszystkie kryteria. Przyjęte progi równoważności, weta i wagi przedstawiono w tabeli 2. Dla kryteriów $f_1, f_2, f_4, f_8, f_9, f_{13}$ przyjęto próg równoważności równy 1, natomiast dla pozostałych 0. Dla wszystkich kryteriów przyjęto progi weta 0. Dodatkowo w metodzie BIPOLAR określa się minimalny poziom zgodności ocen kryterialnych *s* jako próg przewyższania. Wymaga się spełnienia warunku, aby próg przewyższania $0 \leq s \leq 1$. Próg przewyższania przyjęto równy 0,6. Wartość progu przewyższania powyżej 0,5 powoduje, iż podczas określania struktury preferencji nie występują (ewentualnie występują w małym procencie) elementy nieporównywalne. Wartość progu przewyższania dobierana jest przez użytkownika w zależności od jego preferencji. W poniższej analizie przyjęto próg przewyższania 0,6.

Tabela 2. Przyjęte progi równoważności, weta i wagi

Parametry	Progi równoważności q_k	Progi weta v_k	Wagi w_k
f_1	1	0	0,075
f_2	1	0	0,067
f_3	0	0	0,056
f_4	1	0	0,083
f_5	0	0	0,083
f_6	0	0	0,050
f_7	0	0	0,042
f_8	1	0	0,058
f_9	1	0	0,075
f_{10}	0	0	0,086
f_{11}	0	0	0,083
f_{12}	0	0	0,081
f_{13}	1	0	0,086
f_{14}	0	0	0,072

Istotnym elementem metody BIPOLAR jest zdefiniowanie systemu referencyjnego. W skład tego systemu wchodzi zbiór wariantów decyzyjnych – przedsiębiorstw budowlanych „dobrych" oraz „złych" zgodnie ze wzorem:

$$R = D \cup Z \tag{2}$$

gdzie: D - zbiór przedsiębiorstw dobrych,
Z - zbiór przedsiębiorstw złych,
R - zbiór przedsiębiorstw referencyjnych.

Przyjęto system referencyjny przedstawiony w tabeli 3.

Tabela 3. Przyjęty system referencyjny

Parametry	Oceny przedsiębiorstw „dobrych"		Oceny przedsiębiorstw „złych"		
	a^8	a^9	a^{10}	a^{11}	a^{12}
f_1	4	4	4	3	3
f_2	5	5	5	3	3
f_3	4	4	4	3	4
f_4	4	4	4	3	4
f_5	4	3	3	3	4
f_6	4	3	3	3	4
f_7	4	4	4	3	4
f_8	4	4	4	3	2
f_9	4	4	4	3	2
f_{10}	4	4	4	3	2
f_{11}	4	3	3	3	4
f_{12}	5	5	4	3	3
f_{13}	5	5	4	3	3
f_{14}	5	5	5	3	3

W pierwszym etapie metody BIPOLAR wyznaczane są wskaźniki przewyższania $d^+(a^i,r^j)$, $d^-(a^i,r^j)$, gdzie a^i – przedsiębiorstwo ze zbioru wariantów decyzyjnych, r^j – przedsiębiorstwo należące do systemu referencyjnego (dobre lub złe). Wzory do wyznaczenia współczynników przewyższania znajdują się min. w pracy Trzaskalik [13]. Twórcą metody jest Konarzewska-Gubała [9].

Wyznaczono zatem wskaźniki przewyższania dla przedsiębiorstw z systemu referencyjnego (tab. 4, 5).

Tabela 4. Wskaźniki przewyższania $d^+(a^i,r^j)$ dla przedsiębiorstw z systemu referencyjnego

Przedsiębiorstwa	a^8	a^9	a^{10}	a^{11}	a^{12}
a^1	0	0,732	0,732	0,871	0,958
a^2	0	0	0	0	0
a^3	0,933	0,933	0,933	1	1
a^4	0	0	0	0	0
a^5	0	0	0,877	0,949	0,949
a^6	0,788	0,788	0,788	0,860	0,860
a^7	0,908	0,908	0,908	0,908	0,908

Tabela 5. Wskaźniki przewyższania $d^-(a^i,r^j)$ dla przedsiębiorstw z systemu referencyjnego

Przedsiębiorstwa	a^8	a^9	a^{10}	a^{11}	a^{12}
a^1	0,810	0	0	0	0
a^2	1	1	1	0,858	0,858
a^3	0	0	0	0	0
a^4	1	1	1	1	0,914
a^5	0,916	0,833	0	0	0
a^6	0	0	0	0	0
a^7	0	0	0	0	0

Kolejnym krokiem jest określenie struktury preferencji. Korzystając z wyznaczonych wskaźników przewyższania, definiuje się między każdą parą porównywanych obiektów jedną z trzech relacji: szerokiej preferencji (*L*), równoważności (*I*) oraz nierozróżnialności (*R*) zgodnie ze wzorem numer 3. Określono strukturę preferencji (tab. 6).

$$\begin{aligned} &a^i L r^j, \text{ jeżeli } d^+(a^i,r^j) > s \ \wedge d^-(a^i,r^j) = 0, \\ &r^j L a^i, \text{ jeżeli } d^+(a^i,r^j) = 0 \ \wedge d^-(a^i,r^j) > s, \\ &a^i I r^j, \text{ jeżeli } d^+(a^i,r^j) > s \ \wedge d^-(a^i,r^j) > s, \\ &a^i R r^j \text{ w pozostałych przypadkach.} \end{aligned} \tag{3}$$

Tabela 6. Struktura preferencji

Przedsiębiorstwa	a^8	a^9	a^{10}	a^{11}	a^{12}
a^1	$r^j L a^i$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$
a^2	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$
a^3	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$
a^4	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$
a^5	$r^j L a^i$	$r^j L a^i$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$
a^6	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$
a^7	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$	$a^i L r^j$

Na kolejnym etapie określa się pozycję każdego z przedsiębiorstw budowlanych, porównując go względem przedsiębiorstw „dobrych" D i „złych" Z.

Dla każdego przedsiębiorstwa określa się stopień osiągnięcia sukcesu d_{iS} oraz stopień uniknięcia niepowodzenia $d_{iN.}$ (niepowodzenie to wybór przedsiębiorstw, z którymi nie mamy dobrych relacji i przedsięwzięcie budowlane nie zakończy się sukcesem). Wielkości d_{iS} (przyjmujące wartości d_{iD}^+, d_{iD}^- lub 0, zgodnie ze wzorami 4, 5) i d_{iN} (przyjmujące wartości d_{iZ}^-, d_{iZ}^+ lub 0) służą do sortowania i porządkowania wariantów.

$$d_{iS} = \begin{cases} d_{iD}^+ = \max\{d^+(a^i,d^h): a^i L d^h \vee a^i I d^h\}, gdy\ \{h: a^i L d^h \vee a^i I d^h\}, gdy \neq 0, \\ d_{iD}^- = \min\{d^-(a^i,d^h): d^h L a^i\}, gdy\ \{h: a^i L d^h \vee a^i I d^h\} = 0 \wedge \{h: d^h L a^i\} \neq 0, \\ 0\ w\ pozostałych\ przypadkach \end{cases} \tag{4}$$

$$d_{iN} = \begin{cases} d_{iZ}^- = \max\{d^-(a^i,z^h): z^h L a^i \vee z^h I a^i\}, gdy\ \{h: z^h L a^i \vee z^h I a^i\}, gdy \neq 0, \\ d_{iZ}^+ = \min\{d^+(a^i,z^h): a^i L z^h\}, gdy\ \{h: z^h L a^i \vee z^h L a^i\} \neq 0 \wedge \{h: a^i L z^h\} \neq 0, \\ 0\ w\ pozostałych\ przypadkach. \end{cases} \tag{5}$$

W kolumnie „*Typ* d_{iS}" (tab. 7) określono z którego wzoru wyznaczano wartość d_{iS}. Wartość 1 oznacza że $d_{iS} = d_{iD}^+$, natomiast wartość -1 oznacza, że $d_{iS} = d_{iD}^-$. W kolumnie „*Typ* d_{iN}" określono, z którego wzoru wyznaczano wartość d_{iN}. Wartość 1 oznacza, że $d_{iN} = d_{iZ}^+$, natomiast wartość -1 oznacza, że $d_{iN} = d_{iZ}^-$.

Tabela 7. Pozycja wariantów decyzyjnych –przedsiębiorstw budowlanych względem systemu referencyjnego

Przedsiębiorstwa	d_{iS}	*Typ* d_{iS}	d_{iN}	*Typ* d_{iN}
a^1	0,732	1	0,872	1
a^2	1	-1	0,858	-1
a^3	0,933	1	1	1
a^4	1	-1	1	-1
a^5	0,877	1	0,950	1
a^6	0,788	1	0,861	1
a^7	0,908	1	0,909	1

Na podstawie współczynników określających pozycje wariantu decyzyjnego względem systemu referencyjnego, można dokonać porządkowania przedsiębiorstw ze względu na kryteria: stopień osiągnięcia sukcesu oraz stopień uniknięcia niepowodzenia. Sortowanie przedsiębiorstw ze względu na stopień osiągniecia sukcesu dokonuje się na podstawie wartości d_{iS}. Wyróżniamy tutaj trzy kategorie:

- S1 (obiekty typu overgood, należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iS}=d_{iD}^{+} > 0$),
- S2 (należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iS}=d_{iD}^{-} > 0$),
- S3 (obiekty nieporównywalne, należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iS}= 0$).

Sortowanie ze względu na stopień uniknięcia niepowodzenia dokonuje się na podstawie współczynników d_{iN}. Wyróżniamy tutaj kategorie:

- N1 (należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iN}=d_{iZ}^{+} > 0$),
- N2 (obiekty typu overgood, należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iN}=d_{iZ}^{-} > 0$),
- N3 (obiekty nieporównywalne, należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iN}= 0$).

Z powyższych rozważań wynika, że otrzymujemy dwa rankingi rozważanych przedsiębiorstw. W celu uzyskania łącznej oceny poszczególnych przedsiębiorstw definiuje się trzy kategorie obiektów:

- B1 (należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iD}^{+} > 0 \wedge d_{iZ}^{+} > 0$),
- B2 (należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iD}^{-} > 0 \wedge d_{iZ}^{+} > 0$),
- B3 (należą do niej takie przedsiębiorstwa a^i, że $d_{iD}^{-} > 0 \wedge d_{iZ}^{-} > 0$).

Wnioskujemy o relacjach w zbiorze badanych przedsiębiorstw budowlanych.

Określono pozycje wariantów decyzyjnych względem systemu referencyjnego d_{iS}, d_{iN}. Wyznaczono rankingi i kategorie ze względu na stopień osiągnięcia sukcesu d_{iS} (tab. 8, 9).

Tabela 8. Ranking przedsiębiorstw z kategorii S1 (overgood) i wyznaczone dla nich współczynniki osiągnięcia sukcesu d_{iS}

Przedsiębiorstwo	$d_{iS}=d_{iD}^{+}$
a^3	0,933
a^7	0,908
a^5	0,877
a^6	0,788
a^1	0,732

Tabela 9. Ranking przedsiębiorstw z kategorii S2 i wyznaczone dla nich współczynniki osiągnięcia sukcesu d_{iS}

Przedsiębiorstwo	$d_{iS}=d_{iD}^{-}$
a^2	1
a^4	1

Kategoria S3 jest w rozważanym rozwiązaniu pusta.

Przedsiębiorstwa z kategorii S1 są lepsze od przedsiębiorstw z kategorii S2 ze względu na stopień osiągnięcia sukcesu. Przedsiębiorstwa w tabelach 9,10 są posortowane ze względu na stopień osiągnięcia sukcesu d_{iS}. Najlepszym przedsiębiorstwem okazało się przedsiębiorstwo a^3. Przedsiębiorstwo a^7 jest drugie w kolejności i jego stopień osiągnięcia sukcesu jest tylko o 0,025 mniejszy niż w przypadku przedsiębiorstwa najlepszego. W kategorii S1 wskaźnik d_{iS} przyjmuje wartości z zakresu pomiędzy 0,732 a 0,933. Kategoria S2 składa się tylko z dwóch przedsiębiorstw a^2, a^4. Wskaźnik d_{iS} dla tych przedsiębiorstw przyjmuje wartość 1. W tym przypadku nie można określić, które z tych przedsiębiorstw jest lepsze. Kategoria S3 zawiera obiekty nieporównywalne. W rozważanym przypadku jest ona zbiorem pustym. Wynika to z faktu, iż przyjęto dużą wartość współczynnika przewyższania równą 0,6.

Wyznaczono ranking ze względu na stopień uniknięcia niepowodzenia d_{iN} (tab. 10, 11).

Tabela 10. Ranking przedsiębiorstw z kategorii N1 i wyznaczone dla nich współczynniki uniknięcia niepowodzenia d_{iN}

Przedsiębiorstwo	$d_{iN}=d_{iZ}^{+}$
a^3	1
a^5	0,950
a^7	0,908
a^1	0,872
a^6	0,861

Tabela 11. Ranking przedsiębiorstw z kategorii N2 i wyznaczone dla nich współczynniki uniknięcia niepowodzenia d_{iN}

Przedsiębiorstwo	$d_{iN}=d_{iZ}^{-}$
a^4	1
a^2	0,858

Kategoria N3 jest w rozważanym rozwiązaniu pusta.

Przedsiębiorstwa z kategorii N1 są lepsze od przedsiębiorstw z kategorii N2 ze względu na stopień uniknięcia niepowodzenia d_{iN}. Przedsiębiorstwa w tabelach 11,12 są posortowane ze względu na stopień uniknięcia niepowodzenia d_{iN}. Najlepszym przedsiębiorstwem okazało się przedsiębiorstwo a^3. Wskaźnik d_{iN} dla tego przedsiębiorstwa przyjmuje największą możliwą wartość 1. Przedsiębiorstwo a^5 jest drugie w kolejności i jego stopień osiągnięcia sukcesu jest tylko o 0,05 mniejszy niż w przypadku przedsiębiorstwa najlepszego. W kategorii N1 wskaźnik d_{iN} przyjmuje wartości z zakresu pomiędzy 0,861 a 1. Kategoria N2 składa się tylko z dwóch przedsiębiorstw a^4, a^2. Wskaźnik d_{iN} dla przedsiębiorstwa a^4 przyjmuje największą możliwą wartość 1. Kategoria N3 zawiera obiekty nieporównywalne. W rozważanym przypadku jest ona zbiorem pustym. Przedsiębiorstwo a^3 okazało się najlepsze zarówno w rankingu na stopień osiągnięcia sukcesu jak i na stopień uniknięcia niepowodzenia. Warto zwrócić uwagę że w najlepszej kategorii S1 (ze względu na stopień osiągnięcia sukcesu d_{iS}) występują te same przedsiębiorstwa co w najlepszej kategorii N1 (ze względu na stopień uniknięcia niepowodzenia d_{iN}). Analogicznie kategorie S2 i N2 składają się z tych samych przedsiębiorstw.

W celu łącznej oceny stopnia osiągnięcia sukcesu oraz uniknięcia porażki wyznaczono ranking przedsiębiorstw oraz 3 kategorie przedsiębiorstw (tab. 12, tab. 13). Ten ranking uwzględnia zarówno stopień osiągnięcia sukcesu d_{iS}, jak i stopień uniknięcia niepowodzenia d_{iN}.

Tabela 12. Ranking przedsiębiorstw z kategorii B1 i wyznaczone dla nich wskaźniki sortowania

Przedsiębiorstwo	$d_{iS} + d_{iN}$
a^3	1,933
a^5	1,827
a^7	1,816
a^6	1,649
a^1	1,604

Tabela 13. Ranking przedsiębiorstw z kategorii B2 i wyznaczone dla nich wskaźniki sortowania

Przedsiębiorstwo	$1- d_{iS} + d_{iN}^{-}$
a^2	1,858
a^4	2

Kategoria B3 jest w rozważanym rozwiązaniu pusta.

Najlepszym przedsiębiorstwem w rankingu łącznym jest przedsiębiorstwo a^3. Potwierdza to fakt, że przedsiębiorstwo to było najlepsze zarówno w rankingu na stopień osiągnięcia sukcesu, jak i stopień uniknięcia niepowodzenia. Jak należało się spodziewać najlepsza kategoria B1 pokrywa się z kategorią S1 i N1 (B1=S1=N1). Analogiczna zależność zachodzi dla kategorii B2, S2 i N2 (B2=S2=N2). We wszystkich rankingach kategorie elementów nieporównywalnych B3, S3, N3 były puste.

3. Podsumowanie

Autorka wskazała zalety metody BIPOLAR przy zastosowaniu do rozwiązania analizowanego problemu oraz zaprezentowała przykład obliczeniowy. Najlepszym przedsiębiorstwem do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych spośród 7 analizowanych, okazało się przedsiębiorstwo numer 3. Uzyskano taki sam wynik końcowy, jak w przypadku wcześniejszych analiz autorki przeprowadzonych dla tych samych przedsiębiorstw przy zastosowaniu metody ELECTRE III oraz AHP. Te same przedsiębiorstwa okazały się najlepsze. W przypadku niewielkich różnic rankingów nie stanowią one pewnej podstawy wyboru najlepszego przedsiębiorstwa do współpracy. Opracowane metody wspomagają jedynie system decyzyjny przedsiębiorstwa budowlanego co do wyboru podwykonawcy, czyli innego przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej. Ostateczną decyzję zawsze musi podjąć decydent samodzielnie.

Literatura

1. Radziszewska-Zielina E., 2013. Studies of the Partner Relations of Construction Companies. LAP LAMBERT Academic Publishing, monograph.
2. Turskis Z., 2008. Multi-attribute contractors ranking method by applying ordering of feasible alternatives of solutions in terms of preferability technique. Technological and Economic Development of Economy 14(2), 224-239.
3. Ulubeyli S., Manisali E., Kazas A., 2010. Subcontractor Selection Practices in International Construction Projects. Journal of Civil Engineering and Management 16(1), 47-56.
4. Plebankiewicz E., 2010. Construction Contractor Prequalification from Polish Clients' Perspective. Journal of Civil Engineering and Management 16(1), 57-64.
5. Dytczak, M., 2010. Wybrane metody rozwiązywania wielokryterialnych problemów decyzyjnych w budownictwie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Opolskiej.
6. Radziszewska-Zielina E., 2010. Methods for selecting the best partner construction enterprise in terms of partnering relations. Journal of Civil Engineering and Management 16(4), 510-520.
7. Radziszewska-Zielina E., 2014. Zastosowanie metody AHP do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej. Budownictwo i architektura 13(4), 399-406.
8. Trzaskalik T. (red.) 2006. Metody wielokryterialne na polskim rynku finansowym, Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne Warszawa.
9. Konarzewska-Gubała E. BIPOLAR: Multiple Criteria Decision Aid Using Bipolar Reference System LAMSADE, Cashier et Documents, nr 56 (1989) Paris.

The application of the BIPOLAR method to solve the problem of selection of a construction enterprise with respect to partnering cooperation

Elżbieta Radziszewska-Zielina

Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology,
e-mail: eradzisz@izwbit.pk.edu.pl

Abstract: Partnering in construction industry is a long-term commitment between two or more organizations aimed to achieve specific business objectives by maximizing the resource efficiency of all participants. The author has developed a research model for partnering construction enterprises. The paper presents the application of the BIPOLAR multi-criteria method to choose a construction enterprise for cooperation in the implementation of construction projects. A calculation example has also been presented. A set of decision variants, the analyzed construction enterprises, was adopted, that is the same as in case of the ELECTRE III method used in previous publications. Comparable results have been obtained.

Keywords: construction industry, construction enterprise, partnering relations, multi-criteria methods, BIPOLAR

Analiza procesu realizacji przedsięwzięć budowlanych wielokrotnie aneksowanych

Anna Starczyk

Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji, Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie,
e-mail: anna.starczyk@wat.edu.pl

Streszczenie: Przedsięwzięcie budowlane jest to proces inwestycyjny związany z przygotowaniem oraz wykonaniem robót budowlanych, którego celem jest zaspokojenie potrzeb inwestora, rozliczenie robót oraz przekazanie obiektu do eksploatacji. W związku z tym bardzo ważne jest dobre zaplanowanie czasu i prognoza kosztów inwestycji oraz stała kontrola realizacji budowy. Mimo wstępnego oszacowania harmonogramu oraz kosztów budowy często pojawia się potrzeba aneksowania robót. W pracy przedstawiono analizę realizacji przedsięwzięcia, proces aneksowania umowy, przyczyny aneksowania, a także zachodzące zmiany czasu i kosztów inwestycji. Przeprowadzono ocenę skutków wielokrotnego aneksowania przedsięwzięć budowlanych oraz koncepcję usprawnienia kontroli realizacji robót za pomocą metody EVM w celu zmniejszenia lub wyeliminowania konieczności aneksowania.

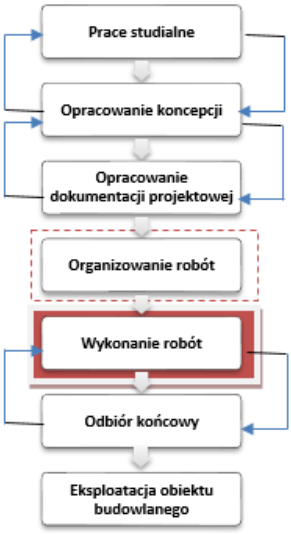
Słowa kluczowe: przedsięwzięcie budowlane, analiza procesu realizacji, kontrakty wielokrotnie aneksowane, metoda wartości wypracowanej

1. Wprowadzenie

Przedsięwzięcie budowlane jest to proces inwestycyjny związany z przygotowaniem oraz wykonaniem robót budowlanych, którego celem jest zaspokojenie potrzeb inwestora, rozliczenie robót oraz przekazanie obiektu do eksploatacji. Proces realizacji przedsięwzięcia budowlanego składa się z wielu etapów, następujących kolejno po sobie, ale mających sprzężenia zwrotne. Oznacza to, że może pojawić się potrzeba powtórzenia lub weryfikacji wykonanych czynności. Poniżej został przedstawiony schemat cyklu realizacji przedsięwzięcia budowlanego ze wskazaniem etapu, który stanowi przedmiot analizy (rys. 1).

Przedmiotem analizy jest etap wykonania robót, który stanowi podstawowy etap realizacji przedsięwzięcia budowlanego. Należy na niego zwrócić szczególną uwagę, ponieważ tylko ściśle monitorowany i kontrolowany, pozwoli dotrzymać ustalonych terminów i kosztów przedsięwzięcia oraz zapewnić należną jakość wykonywanych prac. W przedsięwzięciach budowlanych właśnie na tym etapie następują najczęściej rozbieżności z harmonogramem czasowo-finansowym zaplanowanym na etapie tworzenia dokumentacji projektowej. Dzieje się tak z uwagi na specyfikę wykonywania robót budowlanych oraz na działanie wielu nieprzewidzianych czynników losowych. Pojawiające się rozbieżności czasowe i kosztowe w większości przypadków doprowadzają do aneksowania robót. W związku z powyższym tak ważna jest prawidłowa i rzetelna kontrola realizacji przedsięwzięć budowlanych. Umiejętność odpowiedniego sterowania oraz szybkiego reagowania na zaistniałe zmiany losowe pozwoli podejmować właściwe decyzje i wdrażać je w stosownym momencie, unikając w ten sposób aneksowania związanego z opóźnieniem terminu i wzrostu kosztów przedsięwzięcia. Pozostaje problem znalezienia odpowiednich narzędzi wspierających monitorowanie przebiegu robót oraz pozwalających w prawidłowy sposób ocenić stopień zaawansowania robót, a także znalezienia metod, które umożliwią na

tyle rzetelną i szczegółową kontrolę, dzięki której szybka reakcja na zdarzenia losowe będzie możliwa.



Rys. 1. Cykl realizacji przedsięwzięcia budowlanego. Opracowanie własne

Celem opracowania jest analiza przedsięwzięcia budowlanego wielokrotnie aneksowanego, określenie przyczyn i podanie skutków aneksowania oraz znalezienie metody umożliwiającej usprawnienie kontroli przedsięwzięć budowlanych.

2. Ogólna charakterystyka przedsięwzięć budowlanych

Przedsięwzięcia budowlane różnią się znacznie od innych rodzajów produkcji. Mają indywidualny charakter, odbywają się w specyficznych warunkach. Cechuje je znaczna nieprzewidywalność, a tym samym duże ryzyko zajścia niekorzystnych zdarzeń losowych. Istotny wpływ ma również duża różnorodność i zmienność zapotrzebowania oraz występowanie specyficznych, lokalnych uwarunkowań robót. Uwarunkowania wewnętrzne i zewnętrzne, m.in. techniczne, technologiczne, czy ekonomiczne, generują wymagania oraz ograniczenia realizacji podstawowych i pomocniczych procesów budowlanych, a także obsługi kierowniczej i logistycznej, które charakteryzują się dużą specyfiką [2]. Inwestycyjny proces budowlany jest złożony, czasochłonny, angażuje wiele ekip budowlanych, o różnych umiejętnościach i specjalnościach, wymaga niezwykle precyzyjnej koordynacji z uwagi na różnorodność technologii i wielkości frontów robót. [3]. Planowanie przedsięwzięć budowlanych to przede wszystkim planowanie strategiczne oraz planowanie operacyjne organizacji [1], zawierające:

1. Generalny plan realizacji inwestycji.
2. Plan realizacji w czasie – Harmonogram robót budowlanych.
3. Plan finansowania – Budżet.
4. Plany wykorzystania zasobów – ludzi, wyposażenia technicznego.

Czas, który obejmuje przygotowanie, a na późniejszym etapie realizację przedsięwzięcia budowlanego jest stosunkowo długi, dlatego ceny jednostkowe podczas trwania budowy zmieniają się niejednokrotnie. Powoduje to zmiany pierwotnie planowanych kosztów budowy. Wahania cen są czynnikiem nieprzewidywalnym i obarczonym dużym ryzy-

kiem. Koszty można prognozować na podstawie tendencji, ale prawdopodobieństwo popełnienia błędu nadal jest duże. [4]

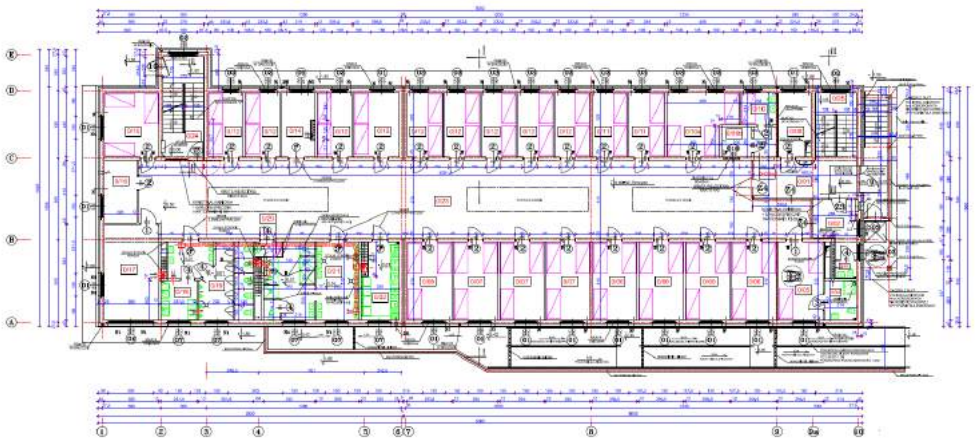
W celu odpowiedniej kontroli realizacji inwestycji budowlanej oraz osiągnięcia zysku, należy prawidłowo określić budżet oraz harmonogram realizacji robót już na etapie planowania przedsięwzięcia. W trakcie realizacji budowy, rzetelne monitorowanie i przestrzeganie powyższych parametrów pozwoli osiągnąć zakładane zyski.

Stosowane metody kontroli realizacji budowy nie dają prawidłowych wyników oraz nie zapewniają rzetelnych i szczegółowych informacji o zaawansowaniu robót. Dzieje się tak, ponieważ tradycyjne wskaźniki odchylenia kosztów oraz czasu nie zawsze oddają faktyczny stan robót. Występujące braki metodologiczne powodują opóźnienia i nieprzewidziane wzrosty kosztów budowy. Świadczą o tym ciągłe aneksowania robót i duża niepewność czasu i kosztów w realizacji budowy. Złe rozłożenie robót w czasie oraz pojawiające się roboty dodatkowe, zamienne lub zaniechane pogłębiają rozbieżności rzeczywistych kosztów i terminów wykonania z planowanymi.

3. Analiza realizacji przedsięwzięcia budowlanego wielokrotnie aneksowanego – studium przypadku

3.1. Ogólna charakterystyka przedsięwzięcia

Przedmiotem analizy jest budowa pawilonu tymczasowego zakwaterowania osadzonych na terenie Aresztu Śledczego (rys. 2). Jest to budynek podpiwniczony o trzech kondygnacjach nadziemnych z poddaszem nieużytkowym. Do zakresu budowy należy także wykonanie placów spacerowych, drogi, placu manewrowego i chodnika w oparciu o projekt wykonawczy sporządzony przez Pracownię Projektową oraz zakres robót określony w kosztorysach ofertowych. Przedsięwzięcie budowlane składa się z 5 branży: budowlanej, sanitarnej, elektrycznej, teletechnicznej oraz drogowej.



Rys. 2. Rzut parteru pawilonu dla osadzonych

3.2. Pierwotnie planowane wielkości czasu i kosztów realizacji

Umowę z podwykonawcą podpisano dnia 17. listopada 2008 r. na łączną kwotę w wysokości: **9 461 435,04 zł brutto** z ustalonym nieprzekraczalnym **terminem zakończenia** robót na dzień **26.02.2010 r**. Pierwotny planowany czas i koszt robót z podziałem na poszczególne branże przedstawia poniższy harmonogram rzeczowo-finansowy stworzony na dzień 17.11.2008 r. (rys. 3).

HARMONOGRAM RZECZOWO - FINANSOWY REALIZACJI PAWILONU TYMCZASOWEGO ZAKWATEROWANIA OSADZONYCH

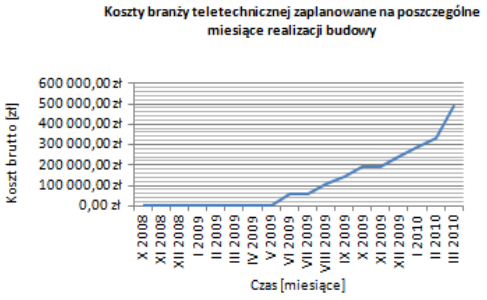
lp	Roboty budowlane w branżach	wartość kosztorys.	lis-08	gru-08	sty-09	lut-09	mar-09	kwi-09	maj-09	cze-09	lip-09	sie-09	wrz-09	paź-09	lis-09	gru-09	sty-10	lut-10	mar-10
1	BUDOWLANE	7 196 490,78																	
2	roboty ziemne, fund. i przygotow																		
3	ściany piwnic																		
4	strop nad piwnicą																		
5	ściany parteru																		
6	strop nad parterem																		
7	ściany piętra																		
8	strop nad piętrem																		
9	poddasze																		
10	roboty wykończeniowe																		
11	SANITARNE	1 080 218,39																	
12	instalacje san. wewn- rurarz																		
13	instalacje san. wewn- biały montaż																		
14	instalacje san. zewn. - sieci																		
15	ELEKTRYCZNE	494 953,68																	
16	instalacje elektr.wewn. -przewody																		
17	instalacje elektr.wewn. -osprzęt																		
18	instalacje elektr. Zewnętrzne																		
19	TELETECHNICZNE	495 130,72																	
20	instalacje teletechniczne wewn.																		
21	instalacje teletechniczne zewn.																		
22	DROGOWE	194 641,47																	
23	roboty drogowe oraz chodniki																		
24	RAZEM	9 461 435,04	400 000	300 000	0	700 000	700 000	800 000	800 000	900 000	800 000	800 000	700 000	700 000	400 000	200 000	156 586	158 705	946 144,04

Rys. 3 Harmonogram rzeczowo-finansowy na dzień 17.11.2008 r.

3.3. Wykresy planowanego rozkładu kosztów poszczególnych branż w kolejnych miesiącach realizacji budowy

Rys. 4. Wykres rozkładu kosztów branży budowlanej na poszczególne miesiące [oprac. własne]

Rys. 5. Wykres rozkładu kosztów branży sanitarnej na poszczególne miesiące [oprac. własne]



Rys. 6. Wykres rozkładu kosztów branży elektrycznej na poszczególne miesiące [oprac. własne]

Rys. 7. Wykres rozkładu kosztów branży teletechnicznej na poszczególne miesiące [oprac. własne]

Rys. 8. Wykres rozkładu kosztów branży drogowej na poszczególne miesiące [oprac. własne]

Na poprzedniej stronie zostały przedstawione planowane rozkłady kosztów poszczególnych branż w kolejnych miesiącach realizacji budowy. Zostaną one porównane z kosztami rzeczywistymi w celu weryfikacji poniesionych kosztów oraz odchyleń od planu.

3.4. Zmiany czasu i kosztów przedsięwzięcia – kolejne aneksy

Aneks nr 1 z dnia 18.12.2008 r.

Po negocjacjach w dniach 7 – 12.12.2008 r. został sporządzony aneks nr 1 z dnia 18.12.2008 r. zmieniający podział kosztów zaplanowanych na poszczególne miesiące realizacji budowy. Na następnej stronie został przedstawiony uaktualniony harmonogram rzeczowo – finansowy na dzień 18.12.2008 r.

HARMONOGRAM RZECZOWO - FINANSOWY REALIZACJI PAWILONU TYMCZASOWEGO ZAKWATEROWANIA OSADZONYCH NA DZIEŃ 18.12.2008

lp	Roboty budowlane w branżach	wartość kosztorys.	lis-08	gru-08	sty-09	lut-09	mar-09	kwi-09	maj-09	cze-09	lip-09	sie-09	wrz-09	paź-09	lis-09	gru-09	sty-10	lut-10	mar-10
1	BUDOWLANE	7 196 490,78																	
2	roboty ziemne, fund. i przygotow																		
3	ściany piwnic																		
4	strop nad piwnicą																		
5	ściany parteru																		
6	strop nad parterem																		
7	ściany piętra																		
8	strop nad piętrem																		
9	poddasze																		
10	roboty wykończeniowe																		
11	SANITARNE	1 080 218,39																	
12	instalacje san. wewn- rurarz																		
13	instalacje san. wewn- biały montaż																		
14	instalacje san. zewn. - sieci																		
15	ELEKTRYCZNE	494 953,68																	
16	instalacje elektr.wewn. -przewody																		
17	instalacje elektr.wewn. -osprzęt																		
18	instalacje elektr. Zewnętrzne																		
19	TELETECHNICZNE	495 130,72																	
20	instalacje teletechniczne wewn.																		
21	instalacje teletechniczne zewn.																		
22	DROGOWE	194 641,47																	
23	roboty drogowe oraz chodniki																		
24	RAZEM	9 461 435,04	400 000	841 705	0	200 000	700 000	800 000	800 000	900 000	800 000	800 000	700 000	700 000	400 000	200 000	156 586	117 000	946 144,04

Rys. 9. Harmonogram Rzeczowo-Finansowy na dzień 18.12.2008 r.

Zmiany wprowadzone w aneksie nr 1 dotyczą podziału kosztów w n/w miesiącach:
- grudzień 2008 – zmiana z 300 000,00 zł na 841 705,00 zł
- luty 2009 – zmiana z 700 000,00 zł na 200 000,00 zł
- luty 2010 – zmiana z 158 705,00 zł na 117 000,00 zł

W miesiącu grudniu 2008 roku nastąpiło znaczne przyspieszenie robót, o czym świadczy fakt podwyższenia wartości fakturowanych robót o 541 705,00 zł brutto.

Za to w miesiącu lutym 2009 roku obniżono kwotę zaawansowania robót o 500 000,00 zł brutto. Na miesiąc luty 2010 rok zaplanowano również obniżenie kwoty o 41 705,00 zł brutto.

Aneks nr 2 z dnia 08.07.2009 r.
Zostało wprowadzone rozliczanie miesięczne robót oraz uaktualniony harmonogram rzeczowo – finansowy wprowadzający szczegółowy podział kwot na poszczególne branże w kolejnych miesiącach rozliczeniowych.

Aneks nr 3 z dnia 16.10.2009 r.
Na podstawie protokołu konieczności z dnia 16.09.2009 r. zmianie uległa kwota wynagrodzenia za realizację budowy.
W protokole konieczności ustala się:
1. Zakres robót zaniechanych, zamiennych i dodatkowych
   a) „Kosztorys zamienny – cokół cegła klinkierowa" na kwotę: 119 618,48 zł
   b) „Kosztorys na roboty zaniechane – ogrodzenie pełne" na kwotę: 272 829,22 zł
   c) „Kosztorys na roboty dodatkowe – branża sanitarna" na kwotę: 17 464,24 zł
   d) „Kosztorys w zakresie prac zamiennych dodatkowych koniecznych do wykonania w branży ogólnobudowlanej" na kwotę: 320 426,06 zł
   e) „Kosztorys na roboty dodatkowe – oświetlenie zewnętrzne" na kwotę: 22 803,11 zł
   f) „Kalkulacja wycinki drzew kolidujących z inwestycją" na kwotę: 20 196,25 zł

Podsumowując powyższe, wartość wynagrodzenia umownego uległa zmniejszeniu o kwotę: 11 558,04 zł brutto.
2. Zmiana wysokości wynagrodzenia – negocjacje kosztów budowy
   a) Firma wykonawcy przedstawiła kalkulację, z której wynika, że wartość wynagrodzenia z tytułu poniesionych kosztów własnych realizacji przedmiotowego zadania wynosi: 515 279,13 zł brutto.
   b) W wyniku przeprowadzonego postępowania związanego ze zmianą podwykonawcy dla robót teletechnicznych, elektrycznych oraz dostawy i montażu stolarki okiennej, wynagrodzenie w tym zakresie zostało zmniejszone o łączną wartość: 90 109,71 zł brutto, w tym:
      - za dostawę i montaż stolarki: 46 005,08 zł brutto
      - za wykonanie robót teletechnicznych: 20 206,85 zł brutto
      - za wykonanie robót elektrycznych: 23 897,78 zł brutto
3. Biorąc pod uwagę zmniejszenie wynagrodzenia w ramach rozliczenia robót zaniechanych, zamiennych i dodatkowych, która wynosi: 11 558,04 zł brutto oraz zmniejszenia z tytułu zmiany podwykonawcy o kwotę: 90 109,71 zł brutto, uzyskano łącznie zmniejszenie w kwocie: 101 667,75 zł brutto. Wartość wynagrodzenia za wykonanie przedmiotu umowy została ustalona na kwotę: **9 359 767,29 zł brutto**

Aneks nr 4 z dnia 16.11.2009 r.
Strony zadecydowały o skróceniu okresu realizacji budowy. W związku z tym strony uzgodniły, że osiągnięcie tego zamierzenia wymaga zmiany finansowania inwestycji polegającej na zwiększeniu udziału procentowego przewidzianego dla wykonanych robót rozliczanych na podstawie protokołów odbioru częściowego do **98% wynagrodzenia umownego brutto.**

Aneks nr 5 z dnia 07.01.2010 r.
Na podstawie protokołu konieczności nr 2 z dnia 16.12.2009 r., który określał nowy zakres robót zamiennych i dodatkowych koniecznych do wykonania w celu uzyskania zgody na użytkowanie nowobudowanego pawilonu, ustalono wynagrodzenie w kwocie: **9 387 044,05 zł brutto**

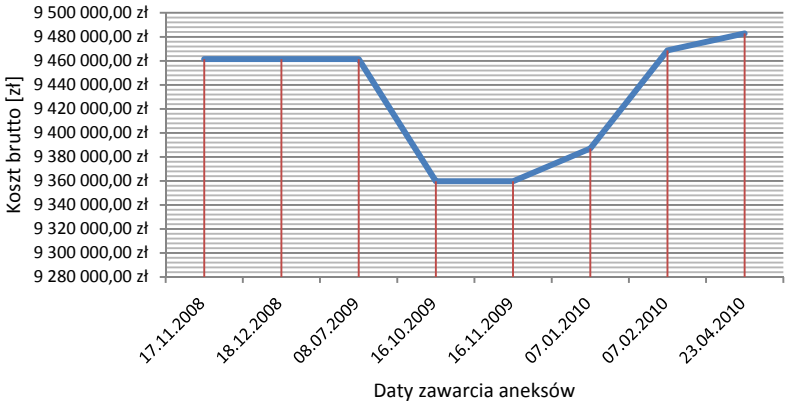
Aneks nr 6 z dnia 07.02.2010 r.
Na podstawie protokołu konieczności nr 3 z dnia 16.01.2010 r., który określał nowy zakres robót dodatkowych koniecznych do wykonania w celu poprawy bezpieczeństwa oraz

ochrony nowobudowanego pawilonu, ustalono wynagrodzenie w kwocie: **9 468 713,06 zł brutto.**
Termin zakończenia robót powrócił do wersji pierwotnej tj **do dnia 26.02.2010 r.**, natomiast termin wykonania robót dodatkowych koniecznych w celu poprawy bezpieczeństwa oraz ochrony nowobudowanego pawilonu ustalono na dzień **16.04.2010 r.**

Aneks nr 7 z dnia 23.04.2010 r.
W związku **z zakończeniem w dniu 22.04.2010 r.** budowy pawilonu dokonano ostatecznego rozliczenia kosztów realizacji budowy, które ustalono na kwotę: **9 482 868,70 zł brutto.**
Na przyczyny aneksowania składało się wiele czynników. Jednym z nich było przede wszystkim niepoprawne zaplanowanie terminów i kosztów realizacji poszczególnych czynności, a w późniejszych etapach realizacji prac, brak monitorowania budowy.

3.5. Wykresy

Na wykresie zostały przedstawione zmiany kosztów realizacji budowy wprowadzane przez poszczególne aneksy do umowy (rys. 10).



Rys. 10. Wykres zmian wynagrodzenia za realizację budowy [oprac. własne]

4. Ocena skutków wielokrotnego aneksowania przedsięwzięć budowlanych

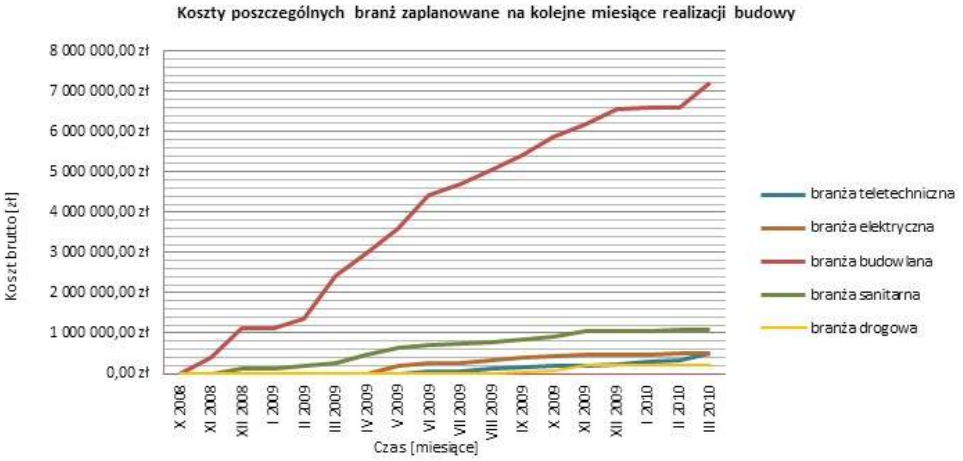
4.1. Wady kontroli czasu i kosztów

Kontrola czasu i kosztów przedsięwzięć budowlanych w warunkach Polski jest prowadzona w sposób niedokładny i niesystematyczny, co powoduje znaczne rozbieżności planu z rzeczywistością, a w efekcie kolejne aneksy do umowy. Stosowane metody monitorowania budowy pomijają wiele ważnych aspektów w realizacji robót, nie biorą pod uwagę terminów, czasu zakończenia poszczególnych etapów, a w efekcie zakończenia budowy. Kontrola raczej skupia się wyłącznie na kosztach robót i tylko tego zakresu dotyczą aneksy. Mimo iż budowa zakończyła się po czasie, żaden aneks tego nie uwzględnił. Błędy w kontroli są także efektem wykonywania wszystkich robót przez podwykonawców.

4.2. Koszty realizacji budowy – rzeczywiste i aneksowane a planowane

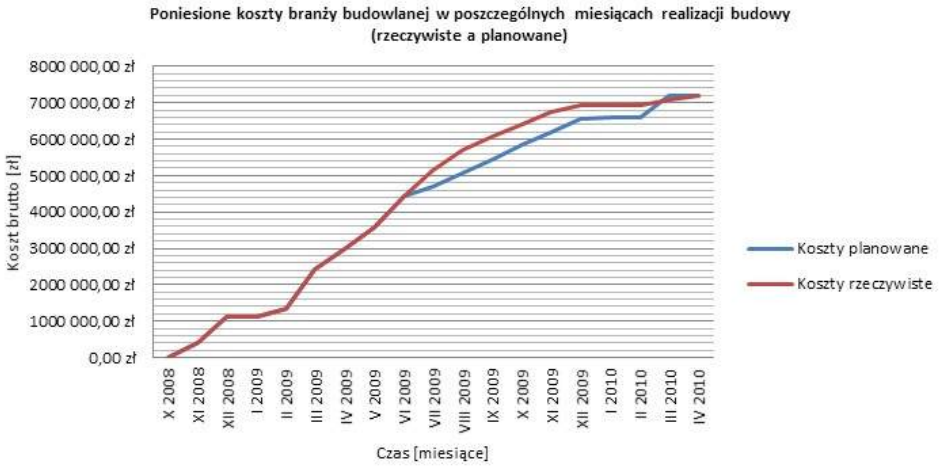
Na wykresach przedstawionych na następnej stronie zostały zobrazowane stosunki kosztów poszczególnych branż w realizacji przedsięwzięcia budowlanego. Można zauważyć znaczną przewagę kosztów branży budowlanej w stosunku do kosztów innych branży.

Planowane koszty

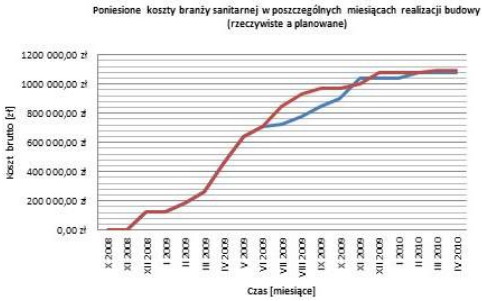


Rys. 11. Wykres przedstawiający planowane koszty realizacji budowy poszczególnych branż [oprac. własne]

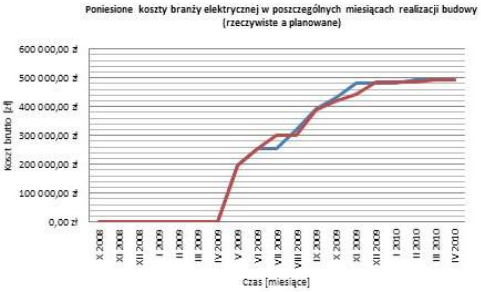
Koszty rzeczywiste



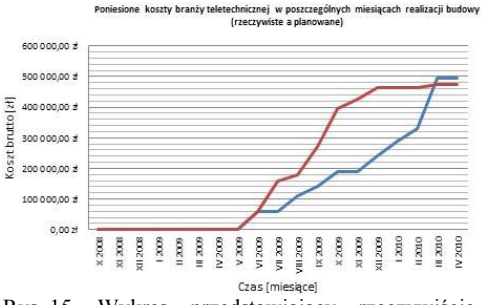
Rys. 12. Wykres przedstawiający rzeczywiście poniesione koszty branży budowlanej na tle kosztów planowanych [oprac. własne]



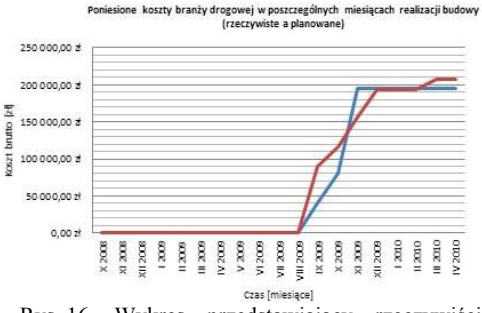
Rys. 13. Wykres przedstawiający rzeczywiście poniesione koszty branży sanitarnej na tle kosztów planowanych [oprac. własne]



Rys. 14. Wykres przedstawiący rzeczywiście poniesione koszty branży elektrycznej na tle kosztów planowanych [oprac. własne]



Rys. 15. Wykres przedstawiający rzeczywiście poniesione koszty branży teletechnicznej na tle kosztów planowanych [oprac. własne]

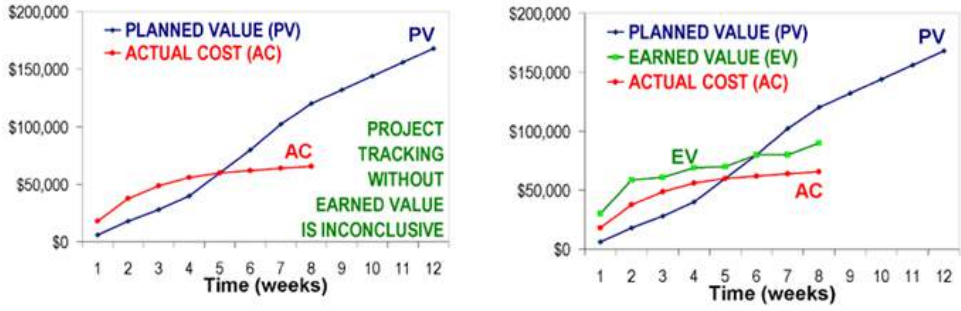


Rys. 16. Wykres przedstawiający rzeczywiście poniesione koszty branży drogowej na tle kosztów planowanych [oprac. własne]

5. Koncepcja usprawnienia kontroli realizacji przedsięwzięć budowlanych (EVM)

5.1. Korekta kontroli realizacji budowy o wartość wypracowaną

Metoda wartości wypracowanej pozwala porównać planowane koszty i czas realizacji z rzeczywiście wypracowanymi. Dzięki temu można zauważyć rzeczywiste odchylenia od harmonogramu. Porównując poniższe wykresy, można dostrzec istotną, wspomnianą powyżej różnicę w metodzie tradycyjnej i metodzie wartości wypracowanej.



Rys. 17. Porównanie wykresów tradycyjnego sposobu monitorowania projektu oraz posługując się metodą EVM [5]

5.2. Tok postępowania

Poniżej przedstawiono tok postępowania przy monitorowaniu projektu posługując się metodą wartości wypracowanej [6].

1. Techniki monitorowania projektu – definiowanie zaawansowania prac EV
2. Metoda EVM – trzy podstawowe wskaźniki
   a) BCWS – Planowany koszt planowanej pracy *(Budget Cost of Work Scheduled)=PV*
   b) ACWP – Rzeczywisty koszt wykonanej pracy (*Actual Cost of Work Performed)=AC*
   c) BCWP – Planowany koszt wykonanej pracy (*Budget Cost of Work Performed)=EV*

Różnica w stosunku do tradycyjnego pomiaru odchylenia kosztów tkwi właśnie we wskaźniku BCWP. Jest to wskaźnik dodatkowy, pozwalający określić rzeczywiste zaawansowanie prac.

3. Proces planowania – struktura podziału prac WBS
4. Dalsze wskaźniki metody EVM
   a) CV – Odchylenie kosztu (*Cost Variance*) **CV=BCWP – ACWP**
   b) SV – Odchylenie harmonogramu (*Schedule Variance*) **SV=BCWP – BCWS**
   c) CPI – Wskaźnik wydajności wykonania kosztu (*Cost Performance Index*) **CPI = BCWP/ACWP**
   d) SPI – Wskaźnik wydajności wykonania harmonogramu *(Schedule Performance Index*) **SPI=BCWP/BCWS**
5. Uzupełniające wskaźniki procentowe metody EVM
   a) PCS – Planowany procent wykonania (*Percent Complete Scheduled*) **PCS = BCWS/BAC**
   b) PC – Wykonany procent wykonania (*Percent Complete*) **PC = BCWP/BAC**
   c) PCA – Rzeczywisty procent wykonania (*Percent Complete Actual*) **PCA = ACWP/BAC**
6. Wskaźniki EVM służące do prognozowania budżetu końcowego projektu
   a) TCPI – Wymagany wskaźnik wykonania kosztów $\mathbf{TCPI} = \frac{\mathbf{BAC-BCWP}}{\mathbf{BAC-ACWP}}$
   b) **EAC** (spadek/wzrost) – Szacowany koszt końcowy przy założeniu utrzymującej się tendencji $\mathbf{EAC} = \frac{\mathbf{BAC}}{\mathbf{CPI}}$
   c) **EAC** (wg budżetu, stały) – Szacowany koszt końcowy przy założeniu dalszych kosztów wg budżetu
   $$\mathbf{EAC} = \mathbf{ACWP} + (\mathbf{BAC} - \mathbf{BCWP})$$
   d) VAC – Wskaźnik odchyleń budżetu $\mathbf{VAC} = \mathbf{BAC} - \mathbf{EAC}$

Możliwość oszacowania ostatecznego kosztu końcowego realizacji projektu EAC jest uważana za jedną z największych zalet metody EVM.

7. Rozwinięcie metody EVM o wskaźniki służące do prognozowania terminu końcowego projektu EAC(t)
   1. The Planned Value Method
   2. The Earned Duration Method
   3. The Earned Schedule Method

Powyższe metody mają zastosowanie w sytuacji, gdy termin realizacji projektu został przedłużony w stosunku do terminu planowanego.

6. Podsumowanie i wnioski końcowe

Stosowane metody monitorowania budowy pomijają wiele ważnych aspektów w realizacji robót. Kontrola dotyczy różnic w czasie i kosztach robót rzeczywistych z planowa-

nymi. W analizowanym przedsięwzięciu budowlanym różnice rzeczywiście poniesionych kosztów na tle kosztów planowanych występują w każdej z badanych branż. W stosowanych metodach badania nie uwzględniano stopnia zaawansowania robót w stosunku do poniesionych kosztów, czyli w analizie nie miało znaczenia to, co najważniejsze – wartość wypracowana. Możliwe jest, że zastosowanie metody EVM pozwoli usprawnić kontrolę realizacji robót. Zakłada się, że zastosowanie tej metody pozwoli zmniejszyć lub całkowicie wyeliminować konieczność aneksowania robót. W późniejszym etapie badań zakłada się sprawdzenie czy zastosowanie metody EVM już na etapie wprowadzenia na budowę pozwoli przewidzieć i uniknąć wielokrotnego aneksowania robót oraz jak zostaną przedstawione termin i kwota końcowa robót przed i po aneksie.

Literatura

1. Kasprowicz T., 2010. Proces analizy koncepcyjnej, projektowania, organizacji i realizacji przedsięwzięć budowlanych. Czasopismo Techniczne 1-B. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej,
2. Kasprowicz T., 2002. Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. Wydawnictwo ITE Warszawa.
3. Grzyl B., 2011. Specyfika budowlanego przedsięwzięcia inwestycyjnego z perspektywy procesów logistycznych. Czasopismo Logistyka 6. Instytut Logistyki i Magazynowania.
4. Żółkowska A., Wspomaganie realizacji przedsięwzięcia budowlanego z wykorzystaniem metody wartości wypracowanej. Praca doktorska.
5. http://en.wikipedia.org/wiki/Earned_value_management
6. http://www.pmanager.pl

The implementation analysis of building projects with multiple amendments

Anna Starczyk

Faculty of Civil Engineering and Geodetic Surveying, Military University of Technology, Warsaw
e-mail: anna.starczyk@wat.edu.pl

Abstract: The construction project is the investment process of preparation and execution of works, the aim of which is to satisfy the needs of the investor, to prepare the statement of final account and to put the project into operation. Therefore, it is important to develop a good time management and forecast investment costs as well as provide constant control at the construction site. Despite initial assessment schedule and construction costs there is often necessary to introduce amendments to contractual works. The following paper presents the analysis of the project delivery, the process and the causes of amending the contract as well as the changes in project time and cost. The assessment of the effects of multiple amendments and the concept of improving the control of the execution of works using EVM methods to reduce or eliminate the need to introduce amendments have been evaluated.

Keywords: construction project, implementation process analysis, multiple amendments, earned value management

Odkrywanie wiedzy z baz danych w obszarze przedsięwzięć budowlanych

Janusz Szelka[1], Zbigniew Wrona[2]

[1] *Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: jszelka@wso.wroc.pl*

[2] *Wyższa Szkoła Zarządzania „Edukacja" we Wrocławiu e-mail: z_wrona@wp.pl*

Streszczenie: Problemy decyzyjne w obszarze przedsięwzięć budowlanych często zaliczane są do słabo ustrukturyzowanych. Komputerowe wspomaganie wnioskowania w takich przypadkach wymusza stosowanie określonych metod i narzędzi (niealgorytmicznych), z których najlepiej rozpoznane i z powodzeniem wykorzystywane w praktyce są systemy ekspertowe. Wiedza niezbędna do realizacji wnioskowania przez te systemy najczęściej jest pozyskiwana bezpośrednio od ekspertów dziedzinowych. Słabo natomiast są rozpoznane inne możliwości pozyskiwania wiedzy w obszarze przedsięwzięć budowlanych. Należy przy tym zaznaczyć, że w wielu obszarach zarządzania coraz więcej uwagi poświęca się problematyce pozyskiwania wiedzy z dostępnych baz danych, z wykorzystaniem różnych metod, np. indukcji reguł decyzyjnych czy sztucznych sieci neuronowych. Jednak stosowanym rozwiązaniom można przypisać różnorodne własności, a w związku z tym różny stopień przydatności do pozyskiwania wiedzy w określonym obszarze przedsięwzięć. W opracowaniu przybliżono możliwości wykorzystania wybranych metod odkrywania wiedzy z danych, a także wskazano pożądane sposoby reprezentacji pozyskiwanej wiedzy w kontekście specyfiki przedsięwzięć budowlanych.

Słowa kluczowe: wnioskowanie w przedsięwzięciach budowlanych, regułowa reprezentacja wiedzy, odkrywanie wiedzy z danych, eksploracja danych

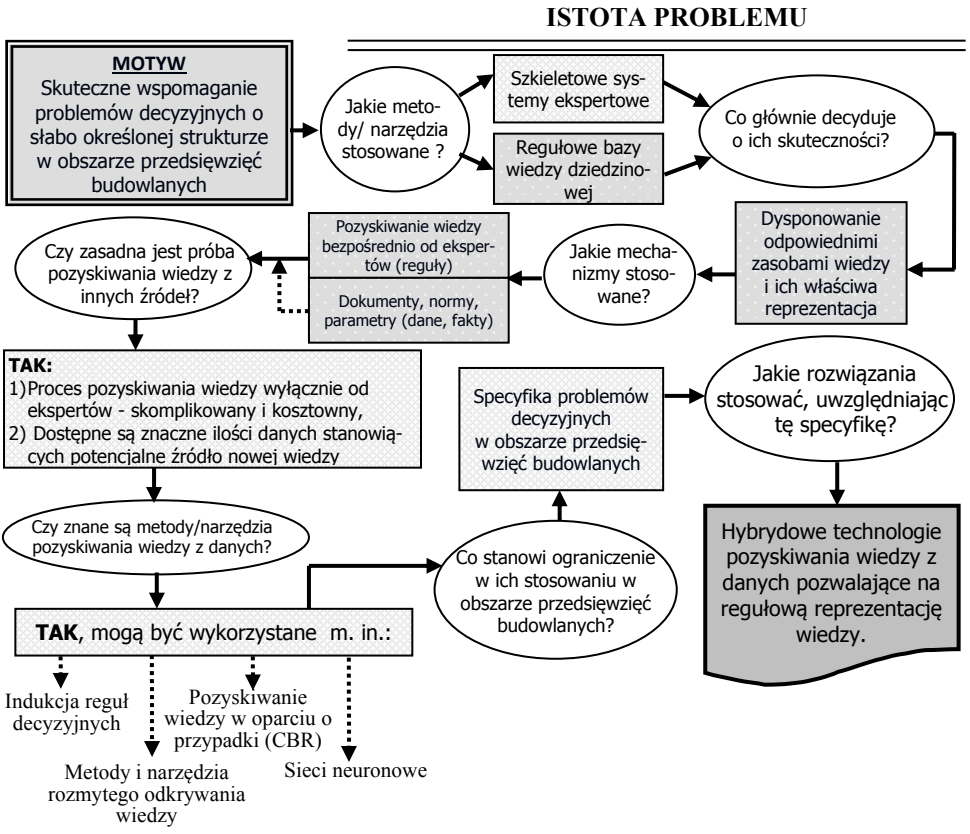
1. Wprowadzenie

Problemy decyzyjne w obszarze inżynierii lądowej, a w szczególności w obszarze przedsięwzięć budowlanych, charakteryzują się w wielu przypadkach słabym poziomem ustrukturyzowania. W procesie wnioskowania stosuje się wówczas często metody heurystyczne, wśród których szczególne znaczenie należy przypisać wnioskowaniu eksperckiemu. Informatyczne wspomaganie tych przedsięwzięć jest realizowane za pomocą systemów ekspertowych. Jednym z ważniejszych czynników warunkujących skuteczność wnioskowania jest w tym przypadku jakość wiedzy, wykorzystywanej do wypracowania decyzji. Wiedza w obszarze przedsięwzięć budowlanych ma charakter głównie faktograficzny, co oznacza, że jej źródłem mogą być normy, dane katalogowe czy zestawy parametrów. Jednak definiowania zestawu reguł, właściwych dla dziedziny problemu dokonuje ekspert (lub zespół ekspertów), który określa postać występujących prawidłowości, czy też dokonuje klasyfikacji parametrów. Przedsięwzięcie pozyskiwania wiedzy od eksperta zaliczane jest do najbardziej pracochłonnych i kosztownych etapów tworzenia bazy wiedzy. Skłania to do poszukiwania mechanizmów umożliwiających przynajmniej częściową automatyzację tego procesu.

Należy przy tym zwrócić uwagę, że inżynier (decydent) dysponuje zazwyczaj niezwykle rozbudowanymi bazami danych, które są powszechnie stosownym narzędziem informatycznego wspomagania przedsięwzięć informacyjno-analitycznych. W obszarze

przedsięwzięć budowlanych, prób pozyskiwania nowej wiedzy z dostępnych zasobów informacyjnych praktycznie się nie podejmuje. Natomiast, w wielu obszarach zarządzania z powodzeniem realizowane są intensywne prace nad możliwościami odkrywania wiedzy z baz danych, przy wykorzystaniu np. metod indukcyjnych, czy analizy przypadków (CBR). Automatyzacja procesu pozyskiwania wiedzy wydaje się pożądana również w obszarze przedsięwzięć budowlanych, przy jednoczesnym zastrzeżeniu, że wybór właściwych metod i narzędzi musi uwzględniać specyfikę sytuacji problemowych w tym obszarze.

Istotę rozpatrywanego problemu przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Istota problemu

2. Wiedza w procesie wnioskowania w obszarze przedsięwzięć budowlanych

Problem informatycznego wspomagania przedsięwzięć decyzyjnych komplikuje się w przypadku problemów o słabo rozpoznanej strukturze. Formalne modele muszą wówczas zostać zastąpione podejściem heurystycznym. Spośród dostępnych rozwiązań, pozwalających na realizację wnioskowania w takich przypadkach znaczącą rolę należy przypisać technologii systemów ekspertowych (systemów z bazą wiedzy).

Określenie wiedzy dla systemu ekspertowego następuje w wyniku współdziałania eksperta i inżyniera wiedzy. Jeśli w otrzymanej wiedzy wyróżni się atrybut treści i atrybut formy, to za treść odpowiedzialny jest ekspert, a za formę, tj. sposób zapisu – inżynier wiedzy.

Pozyskiwanie wiedzy jest procesem jej wyodrębniania z dostępnych źródeł wiedzy. Sposoby realizacji tego przedsięwzięcia zależą przede wszystkim od wykorzystywanych źródeł informacji. Przykładowo, źródła wiedzy wspomagającej rozwiązywanie problemów z zakresu budownictwa mostowego zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Źródła wiedzy dziedzinowej dla obszaru budownictwa mostowego

ŹRÓDŁO WIEDZY	CHARAKTERYSTYKA
Wiedza ekspertów	Wiedza i doświadczenie kadry inżynierskiej wyspecjalizowanej w zakresie budowy i eksploatacji obiektów mostowych
Dokumentacja	Archiwalne dane o obiektach mostowych: dokumentacja projektowa, eksploatacyjna, przepisy, normy
Wyniki analiz symulacyjnych	Głównie dla analiz statystyczno-wytrzymałościowych konstrukcji
Zasoby danych	Dane ewidencyjne obiektów, wyniki przeglądów, badań i ekspertyz, obciążeń próbnych

Trafność wypracowanej przez system ekspertowy decyzji (ekspertyzy) w znacznej mierze zależy od jakości wiedzy zgromadzonej w bazie wiedzy systemu. Dlatego też baza wiedzy, musi obejmować możliwie obszerny zbiór danych, faktów i reguł z zakresu budowy obiektów inżynieryjnych (np. mostowych). Dziedzinowe bazy wiedzy często zawierają po kilka tysięcy reguł decyzyjnych, które trzeba nie tylko zdefiniować, ale także zweryfikować pod kątem ich kompletności, niesprzeczności czy braku nadmiarowości.

Znaczny poziom złożoności procesów związanych z akwizycją wiedzy eksperckiej, jej czasochłonność i duże koszty stały się przesłanką do poszukiwania także innych możliwości w zakresie pozyskiwania wiedzy. Uwzględniając istotę wiedzy, określanej jako ogół wiarygodnych informacji wraz z umiejętnością ich wykorzystania (formułowania wniosków na podstawie posiadanych informacji), uwagę zwrócono na informatyczne mechanizmy przechowywania ustrukturyzowanych danych. Zdecydowana większość nowoczesnych rozwiązań informatycznych, wykorzystywanych do realizacji procesów gromadzenia i przetwarzania zasobów informacyjnych jest aktualnie tworzona z wykorzystaniem technologii baz danych. W obszarze przedsięwzięć budowlanych największe znaczenie praktyczne należy przypisać dwóm kategoriom baz danych: transakcyjnym oraz analitycznym. Bazy transakcyjne umożliwiają gromadzenie danych szczegółowych, przeznaczonych do bieżącej działalności operacyjnej (głównie ewidencja, obejmująca np. parametry sprzętu przeprawowego, parametry przeszkód wodnych itp.). W przypadku analitycznych baz danych zasoby informacyjne mogą mieć postać zarówno danych operacyjnych (bieżących i historycznych), jak i różnorodnych agregatów (średnia, suma, maksimum, itp.), wykonanych w oparciu o dane szczegółowe.

W praktyce oznacza to, że inżynier-decydent ma zazwyczaj do dyspozycji olbrzymie liczby danych (i informacji, powstałych w wyniku ich przetwarzania), zgromadzonych w dostępnych bazach danych. O ile ich wykorzystanie w realizacji procesów informacyjno-analitycznych nie przysparza problemów (pod warunkiem posiadania odpowiednich narzędzi programowych), to próba ich potraktowania jako potencjalnego źródła nowej wiedzy w obszarze przedsięwzięć budowlanych nie należy do zagadnień dobrze rozpoznanych.

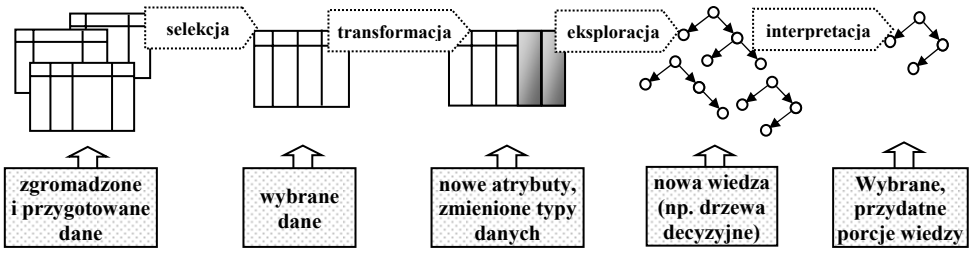
3. Możliwości pozyskiwania wiedzy z danych

Możliwości rozumienia i analizowania dużych zbiorów danych są zazwyczaj znacznie mniejsze niż możliwości w zakresie ich gromadzenia i przechowywania. Posiadanie znacz-

nych liczby danych nie oznacza zatem, że dysponujemy jednocześnie wiedzą, która jest zawarta w tych danych. Proces pozyskiwania nowej, nieznanej wiedzy z posiadanych zasobów informacyjnych określany jest mianem odkrywania wiedzy (ang. *Knowledge Discovery*). Nieznana dotychczas wiedza może obejmować niedostrzegane wcześniej zależności, wzorce, czy relacje [1].

Odkrywanie wiedzy jest złożonym procesem (rys. 2), którego realizacja rozpoczyna się od gromadzenia danych, ich ewentualnego „czyszczenia" (m. in. obsługi błędnych lub brakujących danych) a w razie potrzeby, także integracji (łączenia danych z różnych źródeł). Zgromadzone i wstępnie przygotowane dane poddaje się następnie kolejnym przekształceniom, do których najczęściej zalicza się [2]:

– selekcję danych (wybór danych, które będą poddane eksplorowaniu),
– transformację danych (konwersja typów atrybutów, definicja atrybutów wywiedzionych),
– eksplorację (ekstrahowanie wiedzy z danych: generowanie reguł, drzew decyzyjnych, sieci neuronowych itp.),
– interpretację wyników (wybór przydatnej wiedzy, wizualizacja wyników).



Rys. 2. Etapy odkrywania wiedzy wg [1]

W praktyce mogą być stosowane różnorodne metody odkrywania wiedzy z danych (czasami określane również mianem „technik").

Do metod o największym znaczeniu praktycznym zalicza się metody indukcji reguł decyzyjnych (w tym, m.in.: klasyfikacyjne, asocjacyjne).

Indukcja reguł decyzyjnych (klasyfikacyjnych) umożliwia realizacje odwzorowania danych w zbiór predefiniowanych klas. W wyniku analizy zawartości bazy danych, budowany jest zestaw reguł decyzyjnych, który umożliwia kwalifikowanie nowych obiektów w bazie danych do określonych klas.

Wśród metod wykorzystujących mechanizmy sztucznej inteligencji jako szczególnie interesujące można uznać metody abdukcyjne, rozmyte oraz sztuczne sieci neuronowe. Metoda abdukcyjna umożliwia wnioskowanie na podstawie przypadków (CBR), gdzie rozwiązanie nowego problemu (określenie nowej wiedzy) jest dokonywane w oparciu o odpowiednio podobne sytuacje problemowe, których opis i rozwiązanie zapamiętano w bazie przypadków. Po dokonaniu adaptacji znalezionego rozwiązania do rozpatrywanego przypadku oraz jego weryfikacji następuje zapamiętanie nowego rozwiązania.

Sieci neuronowe można wykorzystywać do odkrywania wiedzy z danych w przypadkach, w których trudno jest sformalizować reguły dotyczące danej dziedziny. Obszary ich zastosowań, to przede wszystkim: predykcja, podobieństwo oraz klasyfikacja. Za wadę tego rozwiązania należy uznać konieczność kodowania wszystkich atrybutów wejściowych tak, aby przyjmowały wartości z przedziału od 0 do 1 [1].

W praktyce zarządzania, przedsięwzięcia odkrywania wiedzy są realizowane przez specjalizowane systemy, takie jak np. Intelligent Miner (IBM), czy MineSet (Silicon Graphics). Jednak warto zauważyć, że można do tego celu wykorzystywać również narzędzia informatyczne o znacznie większej dostępności. Można do nich zaliczyć np. języki programowania, takie jak: MineSQL, czy DMQL (*Data Mining Query Language*), przeznaczone do pozyskiwania wiedzy z relacyjnych baz danych [3].

4. Odkrywanie wiedzy z baz danych w obszarze przedsięwzięć budowlanych

Problem wykorzystania określonych metod i narzędzi pozyskiwania wiedzy z danych w procesach wnioskowania inżynierskiego należy rozpatrywać w kontekście specyfiki przedsięwzięć inżynieryjnych, a w szczególności-budowlanych. Złożoność sytuacji problemowych, występujących w przypadku tych przedsięwzięć, ich niejednorodność i często wieloetapowość (konkluzje etapu poprzedniego stanowią wejściowe zasoby informacyjne w etapie kolejnym) stwarza liczne komplikacje w jednoznacznym doborze metod i narzędzi wspomagających rozwiązywanie problemów analityczno-decyzyjnych w tym obszarze. Dodatkowo, w niektórych przypadkach, nie ma możliwości zapewnienia kompletności danych wejściowych, a spośród tych, które są dostępne, część może mieć charakter rozmyty (nieprecyzyjny).

Znaczna różnorodność sytuacji problemowych i towarzysząca temu niejednorodność zasobów informacyjnych wykorzystywanych w procesach wnioskowania nie może pociągać za sobą niejednorodności reprezentacji dostępnej oraz pozyskiwanej wiedzy. W wykorzystywanych komercyjnie systemach odkrywania wiedzy często stosowaną postacią jej reprezentacji są drzewa decyzyjne. Jednak, w przypadku złożonych przedsięwzięć inżynieryjnych, mogą one osiągać bardzo duże rozmiary, co ogranicza ich skuteczne zastosowanie. Rozwiązaniem racjonalnym, z wielu powodów, wydają się natomiast reguły logiczne. Są one najczęściej stosowaną techniką reprezentacji wiedzy w przypadku tradycyjnego pozyskiwania wiedzy od ekspertów a dodatkowo, mogą być stosowane także w systemach pozyskiwania wiedzy w oparciu o przypadki, czy w systemach rozmytych. Daje to w efekcie możliwość ujednoliconego sposobu reprezentacji wiedzy dla systemów hybrydowych.

Powyższe uwagi skłaniają do zwrócenia uwagi na wybrane metody i narzędzia odkrywania wiedzy z danych, wraz z charakterystycznym dla nich sposobem reprezentacji wiedzy.

Znacząca część danych, wykorzystywanych w przedsięwzięciach budowlanych jest zorganizowana w strukturach relacyjnych baz danych, dlatego ze szczególną uwagą należy podejść do metod indukcji reguł decyzyjnych, a w szczególności: klasyfikacyjnych i odkrywania charakterystyk.

Jeśli odkrywana przez tego typu metody wiedza ma przyjmować postać reguł, to określa się dwie relacje, które mogą zachodzić pomiędzy danymi a regułami: potwierdzanie oraz naruszanie. Rekord (wiersz) tabeli bazy danych potwierdza regułę, jeżeli dla wartości jego atrybutów, zarówno przesłanki, jak i konkluzja reguły przyjmują wartość logicznej prawdy. Jeżeli ta zasada nie jest spełniona, to mówi się, że dany rekord narusza regułę. Dodatkowo, do każdej reguły można przypisać pewne wskaźniki (miary) jej oceny. Przykładem takiego wskaźnika może być wsparcie (ang. *Support*) [3]. Wsparcie reguły (S) wskazuje na liczbę rekordów relacji, które potwierdzają regułę. W zależności od zastosowanej metody odkrywania wiedzy, otrzymane reguły określa się mianem klasyfikujących, asocjacyjnych, czy dyskryminujących.. Przykładową tabelę bazy danych oraz znalezione w niej reguły klasyfikujące dla atrybutu SPOSÓB MONTAŻU, pokazano w tabeli 2.

Tabela 2. Odkrywanie reguł klasyfikacyjnych dla przypadku montażu konstrukcji przęsłowej DMS-65

MONTAŻ	LICZBA DŹWIGÓW	SPOSÓB MONTAŻU
Przedziałami	2	przedziałami
Blokami	0	zakaz montażu
Blokami	1	blokami
Przedziałami	1	zakaz montażu
Pojedynczymi elementami	1	pojedynczymi elementami
Montaż = ”przedziałami” **&** Liczba_dźwigów >= 2 → Sposób_montażu=”przedziałami” **(S=20%)**		
Montaż = ”przedziałami” **&** Liczba_dźwigów < 2 → Sposób_montażu=”zakaz_montażu” **(S=20%)**		

Pozyskana w postaci reguł klasyfikacyjnych lub asocjacyjnych wiedza może być uzupełniana poprzez wiedzę ekspercką, bądź też może stanowić uzupełnienie wiedzy eksperckiej, pozyskanej w tradycyjny sposób.

Znacznej części danych zawartych w relacyjnych, czy analitycznych bazach danych przypisane są jednoznaczne, precyzyjne wartości (zazwyczaj liczbowe). Specyfika przedsięwzięć budowlanych sprawia jednak, że pewne grupy danych są określane w sposób opisowy, np. z powodu ich specyfiki (rodzaj gruntu dna=”piaszczysty”, lub też z powodu braku dostępu do danych precyzyjnych (np. uszkodzenie przęsła=”nieznaczne”). Brak precyzji danych rodzi też często potrzebę określania stopnia przynależności danych do określonego zbioru (np. określenia, w jakim stopniu uszkodzenie przęsła można uznać za „nieznaczne”). W takich przypadkach mamy do czynienia ze zjawiskiem rozmywania (fuzyfikacji) danych lub wiedzy.

Rozmywanie wiedzy może obejmować rozmywanie danych, faktów, jak również reguł wnioskowania. Wykorzystanie logiki rozmytej umożliwia formułowanie reguł wnioskowania w postaci:

$$\text{JEŻELI } u_1 \text{ JEST } F_1 \text{ I } \ldots u_k \text{ JEST } F_k, \text{ TO y JEST } Y_k$$

Np., w przypadku doboru sposobu odbudowy przęsła, reguła rozmyta odkryta, w oparciu o rozmyty uprzednio atrybut SZER.P.WODNEJ (szerokość przeszkody wodnej) mogłaby przyjąć postać:

JEŻELI *szer.p.wodnej* JEST *średnia* I .... I *rodzaj_przęsła* JEST *pojedyncze*,
TO *sposób budowy mostu* JEST *przęsło BIBER_z_dodatkowymi_podporami.*

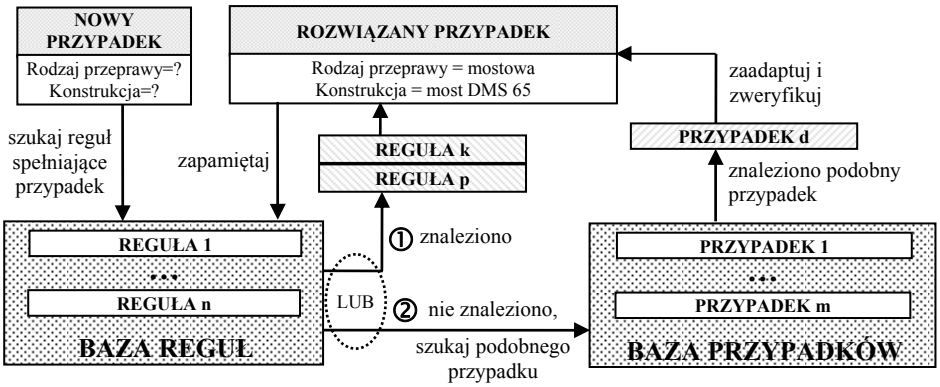
Rozmyte systemy odkrywania wiedzy (z regułową reprezentacją wiedzy) mogą być użyteczne zarówno w procesach klasyfikowania stanu obiektu (np. mostu), jak i predykcji takiego stanu (lub czasu bezpiecznej eksploatacji).

Oprócz nieprecyzyjności zasobów informacyjnych, dostępnych w przedsięwzięciach budowlanych, za dość częste zjawisko można uznać ich niepełności. Niepełność zasobów informacyjnych (danych, faktów, reguł) może uniemożliwić realizację procesów wnioskowania. Jednym z możliwych sposobów radzenia sobie z tym problemem jest wykorzystanie metody CBR (ang. *Case Based Reasoning*). Pozwala ona na analizę podobieństwa zaistniałej sytuacji problemowej do przypadków zapisanych w tzw. bazie przypadków i, po znalezieniu przypadku wystarczająco podobnego, zapamiętanie w bazie wiedzy zaadaptowanego rozwiązania, jako nowej porcji wiedzy [4].

Takie rozwiązanie może być zastosowane w systemach monitorowania obiektów inżynieryjnych oraz w systemach klasyfikacji stanu obiektu na podstawie ilościowo-jakościowego opisu jego stanu. Co ważne, w przypadku metody CBR można stosować regułową reprezentację wiedzy wygenerowanej na podstawie bazy przypadków.

Specyfika przedsięwzięć budowlanych (zwłaszcza ich niejednorodność) skłania do rozważenia możliwości wykorzystania w procesach zautomatyzowanego pozyskiwania wiedzy rozwiązań hybrydowych, obejmujących metody specyficzne dla danych precyzyjnych i kompletnych oraz takich, które umożliwiają odkrywanie wiedzy dla danych rozmytych lub pozyskiwanie wiedzy niezbędnej do realizacji procesu wnioskowania, w przypadku niepełności wiedzy (metoda CBR). Idea funkcjonowania takiego systemu, wykorzystującego zarówno metodę indukcji reguł decyzyjnych („nowa" wiedza zgromadzona w bazie reguł), jak i metodę CBR, w przypadku przedsięwzięcia planowania przeprawy (NOWY PRZYPADEK), dla którego chcemy określić rodzaj przeprawy i dobrać właściwą konstrukcję, można zapisać schematycznie (rys. 3):

JEŻELI nowy przypadek spełnia przynajmniej jedną regułę ze ZBIORU REGUŁ
TO przyjmij rozwiązanie określone przez regułę (reguły)
W PRZECIWNYM WYPADKU zaadaptuj najbardziej podobne rozwiązanie wyszukane w BAZIE PRZYPADKÓW



Rys. 3. Istota wykorzystania hybrydowego systemu odkrywania wiedzy w obszarze przedsięwzięć budowlanych

5. Podsumowanie

Do najczęściej stosowanych rozwiązań w zakresie informatycznego wspomagania wnioskowania w przedsięwzięciach budowlanych można zaliczyć systemy ekspertowe, z regułową reprezentacja wiedzy eksperckiej. Akwizycja wiedzy dla tych systemów jest realizowana niemal wyłącznie poprzez jej pozyskiwanie od ekspertów (w rezultacie dialogu: ekspert-inżynier wiedzy). Duże koszty tego przedsięwzięcia, jego czasochłonność i znaczny poziom skomplikowania skłaniają do poszukiwania alternatywnych sposobów pozyskiwania wiedzy, tym bardziej, że takie rozwiązania są stosowane od lat w różnych obszarach zarządzania. Złożoność przedsięwzięć budowlanych, niepowtarzalność w zakresie parametrów, czy zróżnicowany charakter danych sprawia, że niełatwo jest wskazać pojedyncze rozwiązanie (metodę i narzędzia) odkrywania wiedzy, jako racjonalne w tym obszarze. Zasadną wydaje się próba łącznego wykorzystania kilku metod i właściwych dla nich narzędzi (w tym – języków zapytań stosowanych do odkrywania wiedzy), tworzących system hybrydowy. Charakter dostępnych danych i specyfika sytuacji problemowych skłaniają do wskazania, jako najodpowiedniejszych, metod indukcji reguł decyzyjnych. Powinny być one jednak wspomagane rozwiązaniami pozwalającymi na odkrywanie wiedzy z danych rozmytych oraz umożliwiającymi odkrywanie wiedzy, opierając się na przypadkach. Wszystkie wskazane metody umożliwiają regułową reprezentację odkrytej wiedzy, a jednorodność reprezentacji wydaje się stanowić istotny warunek jej wykorzystania, bez

konieczności realizacji skomplikowanych procesów konwersji. Propozycja architektury systemu hybrydowego odkrywania wiedzy z danych, wykorzystującego wskazane metody wydaje się odrębnym wyzwaniem koncepcyjnym i metodologicznym.

Literatura

1. Larose D.T., 2006. Odkrywanie wiedzy z danych. Wprowadzenie do eksploracji danych. PWN, Warszawa.
2. Nycz M., 2008. Pozyskiwanie wiedzy menedżerskiej. Podejście technologiczne. Wydaw. AE we Wrocławiu.
3. Stefanowski J., 2001. Algorytmy indukcji reguł decyzyjnych w odkrywaniu wiedzy. Rozprawa habilitacyjna. Wydaw. Politechniki Poznańskiej.
4. Kempa A., 2005. Modelowanie procesów biznesowych z wykorzystaniem metody case-based reasoning. [W:] Studia i Materiały Polskiego Stowarzyszenia Zarządzania Wiedzą. (red. Kacprzyk J., Drelichowski L.) PSZW Bydgoszcz.

Knowledge discovery in databases concerning engineering projects

Janusz Szelka[1], Zbigniew Wrona[2]

[1]*Military Academy of Land Forces in Wrocław, University of Zielona Góra,*
jszelka@wso.wroc.pl

[2]*College of Management "Edukacja" in Wrocław*
z_wrona@wp.pl

Abstract: Decision-making processes, including the ones related to ill-structured problems, are of considerable significance in the area of engineering projects. Computer-aided inference under such conditions requires the employment of specific (non-algorithmic) methods and tools, the best recognized and successfully used in practice of which are expert systems. The knowledge indispensable for such systems to perform inference is most frequently acquired directly from experts (through a dialogue: a subject-matter expert – a knowledge engineer) and from various source documents.
Little is known, however, about the possibility of automating knowledge acquisition in this area and, in consequence, in practice it is scarcely ever used. It has to be noted, though, that in numerous areas of management more and more attention is paid to the issue of acquiring knowledge from available data. What is known and successfully employed in the practice of aiding the decision-making is the different methods and tools allowing for the performance of such a process (e.g. case-based knowledge discovery, genetic algorithms methods).
However, the above-mentioned solutions can be attributed a variety of properties and, as a result, a different degree of usefulness to solving decision-making problems in the area of engineering projects. The paper attempts to select methods for knowledge discovery in data and presents possible ways of representing the acquired knowledge as well as sample tools (including programming), allowing for the use of this knowledge in the area under consideration.

Keywords: inference in engineering projects, discovering knowledge in data, data mining, rule-based knowledge representation.

INŻYNIERIA KOMUNIKACYJNA - MOSTY

Odpowiedź kolejowego mostu gruntowo-stalowego na obciążenie dynamiczne

Damian Bęben

Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska, e-mail: d.beben@po.opole.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki i wnioski z badań kolejowego mostu gruntowo-stalowego pod obciążeniem eksploatacyjnym. Maksymalne przemieszczenia mostu wynosiły –0.61 mm, a odkształceń -54×10^{-6}. Największe przemieszczenia wystąpiły w kluczu mostu, a odkształcenia w punktach ćwiartkowych. Maksymalne przyspieszenia mostu wynosiły 0,67 m/s^2, a balastu 1,23 m/s^2 i nie przekraczały wartości dopuszczalnej zgodnie z Eurokodem, tj. 3,5 m/s^2. Na podstawie wartości pomierzonych, wykorzystując dyskretną transformatę Fouriera, określono częstotliwości mostu. Częstości własne mostu zostały także zidentyfikowane i odpowiadały one w przybliżeniu dwóm pierwszym częstościom mostu uzyskanym z badań pod obciążeniem. Współczynniki tłumienia wynosiły około 9% (dla badań bez obciążenia) i 50% (dla badań pod obciążeniem).

Słowa kluczowe: Most, przemieszczenie, odkształcenie, przyspieszenie, obciążenie

1. Wprowadzenie

Badania dynamiczne i statyczne są wykonywane w mostach głównie w celu potwierdzenia założeń projektowych lub w celach diagnostycznych związanych z ich utrzymaniem.

Mosty gruntowo-stalowe budowane są zazwyczaj w zakresie rozpiętości od 3 do 15 m i stanowią alternatywę dla typowych małych i średnich mostów. Konstrukcje te spełniają wszystkie wymagania bezpieczeństwa przewidziane jak dla typowych mostów, przy niższych kosztach budowy i utrzymania [1]. Mosty gruntowo-stalowe składają się z cienkiej konstrukcji powłokowej i zasypki inżynierskiej. W związku z tym stalowa powłoka jest podatna i wrażliwa na obciążenia. Badania tego typu mostów pod obciążaniem statycznym i podczas budowy prowadzone są od wielu lat [2, 3]. Badania pod obciążeniem dynamicznym rzadko były dotychczas wykonywane [4].

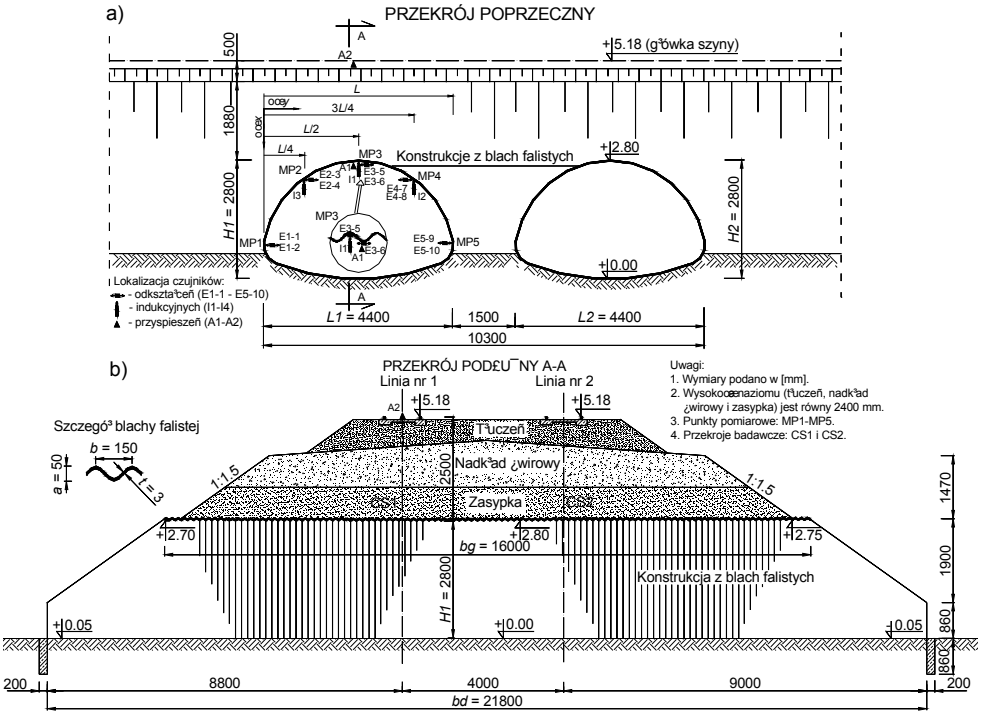
Mosty kolejowe muszą spełniać określone wymagania związane głównie z poziomem przyspieszeń i przemieszczeń. Eurokod [5] wprowadza granicę maksymalnych przyspieszeń pomostu mostów (3,5 m/s^2) i przemieszczeń od obciążenia użytkowego (8 mm). Przyczyny wprowadzenia ograniczeń w poziomie przyspieszeń i przemieszczeń są związane z uniknięciem niestabilności balastu, co zmniejsza ryzyko wykolejenia pociągu.

Głównym celem pracy jest analiza odpowiedzi kolejowego mostu gruntowo-stalowego na obciążenie eksploatacyjne (okres badań 24 godziny). Podczas badań mierzone były przemieszczenia i odkształcenia oraz przyspieszenia balastu i mostu. Wykorzystując dyskretną transformatę Fouriera, określono częstotliwości drgań mostu.

2. Opis mostu

Badany most kolejowy w przekroju poprzecznym ma dwa przęsła o kształcie łukowo-kołowym. Rozpiętość teoretyczna powłok wynosi $L1 = L2 = 4400$ mm (rys. 1). Są one ułożone bezpośrednio na specjalnie wyprofilowanej podbudowie z gruntu o grubości około 200 mm i zagęszczonej do wskaźnika zagęszczenia $I_D = 0{,}98–0{,}95$ zgodnie z skalą Proctora Normalnego.

Konstrukcje stalowe powłok złożone są z elementów blach falistych. Głębokość fali wynosi a = 50 mm, a jej długość b = 150 mm, przy grubości blach wynoszącej t = 3,00 mm. Poszczególne elementy blach falistych połączono między sobą z wykorzystaniem śrub sprężających $\varnothing$ = 20 mm. Powłoki zostały obsypane warstwami gruntu o grubościach 200-300 mm i następnie odpowiednio zagęszczonego (min. I_D = 0,95). Wysokość naziomu nad stalowymi powłokami wynosi 2400 mm. Szerokość mostu górą wynosi Bg = 16000 mm, a dołem Bd = 21800 mm. Wysokość obu powłok jest taka sama i wynosi $H1 = H2$ = 2800 mm. W planie obiekt położony jest prostopadle do linii kolejowej. Na obiekcie znajdują się dwa tory kolejowe (tor nr 1 jest zelektryfikowany – rys. 1).



Rys. 1. Most gruntowo-stalowy: a) przekrój poprzeczny wraz z lokalizacją czujników pomiarowych, b) przekrój podłużny A-A

3. Metodologia pomiarów

Badania były realizowane w dwóch przekrojach badawczych (CS1 i CS2) zlokalizowanych w osi linii kolejowych. Do pomiarów odkształceń wykorzystano tensometry elektrooporowe, a do przemieszczeń czujniki indukcyjne, dodatkowo zastosowano technologię interferometrii mikrofalowej [6]. Położenie czujników pokazano na rysunku 1. W każdym z przekrojów badawczych przewidziano pięć punktów pomiarowych (MP1-MP5), w których umieszczono po dwa tensometry (w kierunku podłużnym mostu – oś y) na górze i dole fali. W celu wyeliminowania wpływów zewnętrznych (głównie temperatury i wilgotności) na uzyskiwane wyniki odkształceń zastosowano tensometry kompensacyjne. Do pomiaru przemieszczeń zastosowano czujniki indukcyjne, które zainstalowano w każdym z przekrojów badawczych w punktach MP2, MP3 i MP4. Dodatkowo postanowiono ustalić

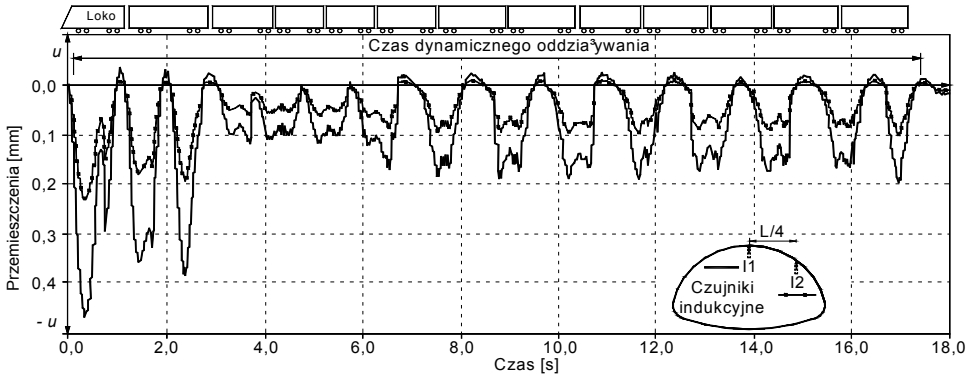
poziom przyspieszeń mostu i podtorza kolejowego (balastu). W tym celu wykorzystano dwa akcelerometry (A1 i A2) zlokalizowane w kluczu mostu i na podtorzu (pomiędzy podkładami bezpośrednio nad kluczem mostu – rys. 1). Mierzone i rejestrowane sygnały były poddane filtrowaniu z wykorzystaniem dolnoprzepustowego filtru Butterwortha z częstotliwością odcinającą na poziomie 30 Hz. Pozwoliło to zredukować zakłócenia pochodzące od generatora prądu.

4. Wyniki pomiarów i ich analiza

Badania mostu kolejowego zostały przeprowadzone po trzynastu latach jego eksploatacji. Pomiary przeprowadzono w sposób ciągły w ciągu 24 godzin. W okresie badawczym zarejestrowano 41 pociągów (18 pasażerskich, 17 towarowych i 6 innych). Maksymalna waga pociągów była następująca: pasażerskich – 3236 kN i towarowych – 16867 kN. Natomiast maksymalne prędkości pociągów były w przedziale od 35 km/h (dla towarowych) do 120 km/h (dla pasażerskich).

4.1. Przemieszczenia mostu

Maksymalne dopuszczalne przemieszczenia dla mostów i przepustów z blach falistych są zróżnicowane w zależności od normy i nie powinny przekraczać: (i) 0,5% rozpiętości mostu, tj. w tym przypadku 22 mm [7], (ii) 2% rozpiętości mostu, tj. 88 mm [8], (iii) 8 mm dla mostów położonych na liniach kolejowych zgodnie z Eurokodem [5].



Rys. 2. Przebieg przemieszczeń klucza i punktu ćwiartkowego mostu podczas przejazdu pociągu towarowego (waga 11866 kN) z prędkością 35 km/h

Na rysunku 2 przedstawiono przykładowy przebieg przemieszczeń klucza (I1) i punktu ćwiartkowego (I2) mostu gruntowo-stalowego podczas przejazdu pociągu towarowego z prędkością 35 km/h. Można zauważyć wpływy poszczególnych osi pociągu na przemieszczenia mostu. Podczas przejazdu pociągu zaobserwowano trzy główne fazy odpowiedzi mostu. W pierwszej fazie widoczny jest wpływ lokomotywy i pierwszego ciężkiego wagonu (maksymalne przemieszczenia sięgają –0,48 mm). Druga faza dotyczy przejazdu jedenastu lekkich wagonów i przemieszczenia nie przekraczają –0,20 mm. Natomiast trzecia faza to zmniejszenie drgań mostu po przejeździe pociągu. Jak można również zauważyć, przemieszczenia w punkcie ćwiartkowym są znacznie mniejsze niż w kluczu i nie przekraczają –0,25 mm.

Biorąc pod uwagę cały okres badań, największe przemieszczenia mostu wynoszące –0,61 mm są związane z oddziaływaniem przejeżdżających lokomotyw (wpływ masy).

Wpływy prędkości pociągów na przemieszczenia wydają się być mniej znaczące. Jest to widoczne np. podczas przejazdu pociągu ekspresowego (v = 120 km/h, waga 3236 kN), gdzie przemieszczenia wynoszą –0,34 mm i były mniejsze niż uzyskane podczas przejazdu pociągu towarowego (–0,61 mm, waga 16867 kN) z prędkością v = 35 km/h (tab. 1).

Tabela 1. Wybrane maksymalne przemieszczenia i odkształcenia mostu kolejowego uzyskane z badań

Typ pociągu	Masa pociągu [kN]	Prędkość [km/h]	Maksymalne przemieszczenie [mm]	Maksymalne odkształcenie [10^{-6}]
MPT	15024	40	–0,51	–42
PO	2707	60	–0,26	–22
MPT	16867	35	–0,61	–54
MPE	3236	115	–0,52	–38
KPT	11866	35	–0,48	36
MPE	3236	120	–0,34	–30

Oznaczenia: PO – pociąg osobowy; MPT – międzynarodowy pociąg towarowy;
MPE – międzynarodowy pociąg ekspresowy; KPT – krajowy pociąg towarowy.

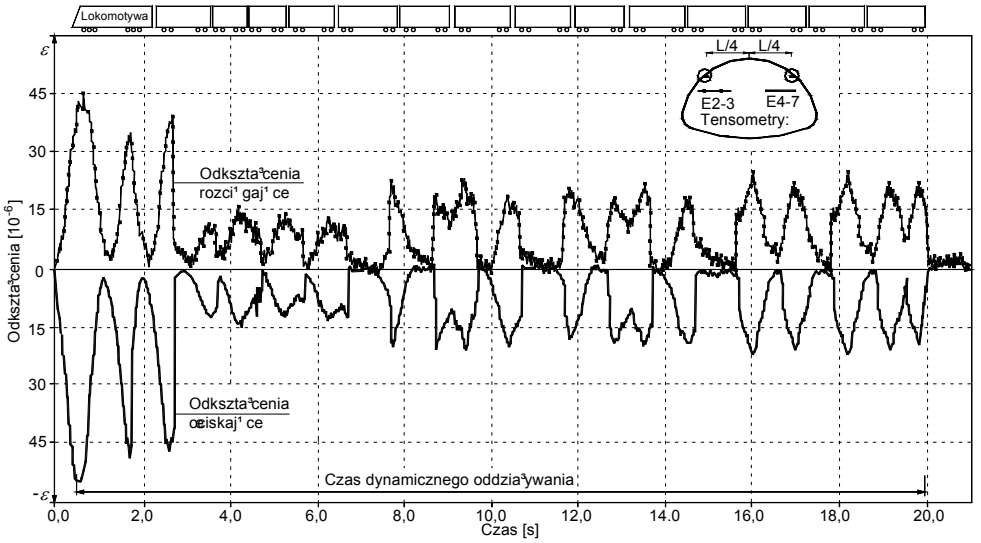
Dopuszczalna wartość przemieszczeń zgodnie z Eurokodem jest najbardziej restrykcyjna niż ogólne wymagania dla mostów i przepustów z blach falistych. Maksymalne przemieszczenie uzyskane z badań jest zdecydowanie mniejsze od wszystkich trzech normowych wartości dopuszczalnych. W dwóch pierwszych przypadkach takie różnice spowodowane są w konserwatywnym podejściu do określania wartości granicznych (nie uwzględniają interakcji gruntu i konstrukcji), natomiast w trzecim przypadku jest to związane z faktem, że warunek z Eurokodu dotyczy całej klasy mostów i przepustów, bez uwzględnienia specyficznego zachowania się mostów gruntowo-stalowych.

4.2. Odkształcenia mostu

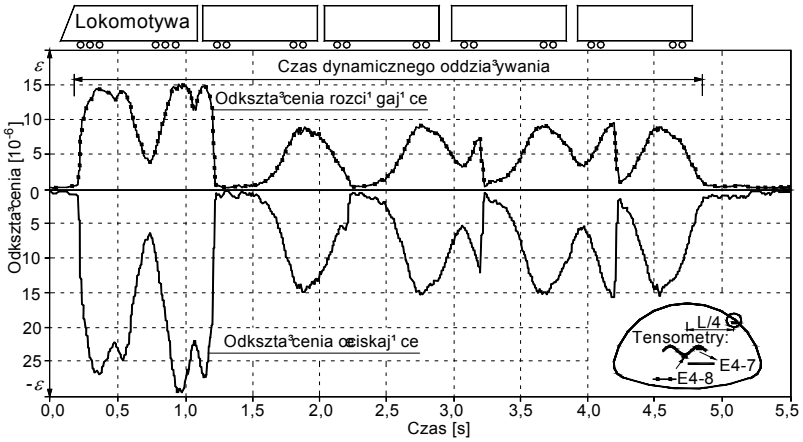
Największe odkształcenia mostu uzyskano w punktach ćwiartkowych (MP2 i MP4, czujniki E2-3 i E4-7 na górze fali) i wynosiły $\varepsilon_{2\text{-}3} = 45\times10^{-6}$, $\varepsilon_{4\text{-}7} = -54\times10^{-6}$ (rys. 3). Wystąpiły one podczas przejazdu pociągu towarowego o wadze ponad 16500 kN i prędkości 35 km/h. Odkształcenia w innych punktach pomiarowych były mniejsze i nie przekraczały 20×10^{-6}. Jak widać na rysunku 3, ścianki boczne mostu (punkty ćwiartkowe) są zarówno ściskane i rozciągane. Świadczy to o nierównomiernym rozkładzie obciążenia na obwodzie powłoki i może być także związane z różną sztywnością gruntu wokół stalowych powłok. W tabeli 1 przedstawiono wybrane maksymalne odkształcenia mostu. Ponadto na rysunku 4 widać, że odkształcenia ściskające na górze fali (czujnik E4-7, $\varepsilon = -29\times10^{-6}$) i odkształcenia rozciągające na dole fali (czujnik E4-8, $\varepsilon = 15\times10^{-6}$) nie są jednakowe. Świadczy to, że oś obojętna nie jest położona w środku fali i że rozkład obciążenia na obwodzie powłoki jest nie równomierny. Jest to związane z połączonym efektem zginania i ściskania jak również z krzywoliniowym kształtem stalowych powłok.

4.3. Przyspieszenia mostu i balastu

Jak wspominano wcześniej, Eurokod [5] określa granicę maksymalnych przyspieszeń pionowych pomostu mostów na poziomie 3,5 m/s^2. Jest to związane z zapewnieniem stabilności balastu. Dlatego podczas badań postanowiono także uzyskać dane na temat przyspieszeń mostu i balastu. Na rysunku 5 pokazano porównanie maksymalnych przyspieszeń w kluczu mostu (A1) i balastu (A2) dla przejeżdżającego pociągu pasażerskiego z prędkością 120 km/h.

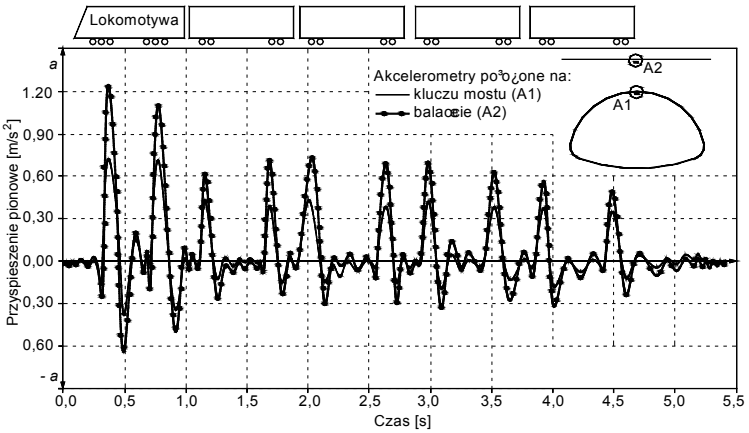


Rys. 3. Przebieg odkształceń (ściskających i rozciągających) w punktach ćwiartkowych mostu podczas przejazdu pociągu towarowego z prędkością 35 km/h



Rys. 4. Przebieg odkształceń w punktach ćwiartkowych na górze (ściskanie) i dole (rozciąganie) fali podczas przejazdu pociągu ekspresowego z prędkością 120 km/h

Maksymalne przyspieszenie wynosiło 0,67 m/s^2 dla klucza mostu i 1,23 m/s^2 dla balastu. Przejazdy innych pociągów powodowały mniejsze wartości przyspieszeń. Uzyskane wyniki świadczą (tab. 2), że w przypadku tego mostu nie występuje ryzyko przekroczenia wartości normowej. Wyniki przedstawione w tabeli 2 pokazują także, że prędkość pociągu jest jednym z ważniejszych czynników wpływających na przyspieszenia, tj. jeśli prędkość pociągu rośnie to przyspieszenie mostu i balastu również zwiększa się. Można zauważyć również, że przyspieszenia klucza mostu są znaczenie niższe (około 45%) niż balastu. Zredukowany poziom energii w kluczu mostu może być spowodowany zmniejszeniem się prędkości fali w ośrodku gruntowym i znaczącą wysokością naziomu w kluczu mostu. Zatem, można stwierdzić, że jeśli naziom nad powłoką rośnie to przyspieszenie mostu maleje.



Rys. 5. Pionowe przyspieszenia klucza mostu i balastu podczas przejazdu pociągu ekspresowego z prędkością 120 km/h

Tabela 2. Maksymalne przyspieszenia mostu i balastu dla różnych pociągów

Typ pociągu, prędkość	Maksymalne pionowe przyspieszenie [m/s^2]		Względna różnica [%]
	klucz mostu	balast	
Pasażerski (PO), 70 km/h	0,38	0,69	44,93
Pasażerski (MPE), 120 km/h	0,67	1,23	45,53
Towarowy (MPT, KPT), 35–45 km/h	0,24	0,45	46,66
Inny, 40–50 km/h	0,35	0,63	44,00

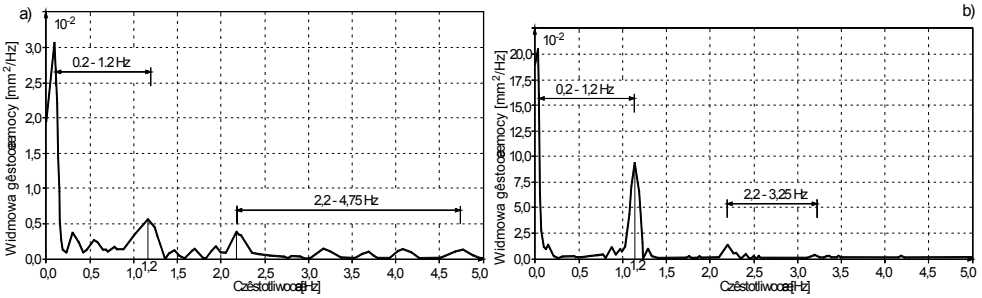
4.4. Częstotliwości drgań mostu

W celu znalezienia charakterystycznych częstotliwości drgań mostu gruntowo-stalowego, uzyskane wyniki przemieszczeń i odkształceń zostały poddane analizie widmowej gęstości mocy sygnału (WGM), wykorzystując dyskretną transformatę Fouriera. Na rysunku 6 przedstawiono WGM dla przemieszczeń, na którym można zauważyć charakterystyczne częstotliwości mostu w przedziale 0,2-1,2 Hz, co odpowiada częstości kołowej 1,25-7,54 rad/s i okresowi drgań 0,83-5 s. Zauważono także mniej dominujące częstotliwości w zakresie 2,2-4,75 Hz. Rodzaj pociągu nie wpływa na częstotliwości (podobne wartości uzyskano dla pociągu pasażerskiego o wadze 3236 kN jadącego z prędkością 120 km/h, jak i pociągu towarowego (waga około 17000 kN i prędkość 35 km/h)). Jednakże zauważono, że kształt WGM jest uzależniony od charakteru wymuszenia, tj. prędkości i masy pociągu. W tym przypadku czynnik, który najbardziej wpływa na kształt WGM to masa pociągu (rys. 6). Dla pociągu towarowego WGM jest największe, natomiast dla pociągów pasażerskich (osobowych i ekspresowych) uzyskano podobne mniejsze wartości.

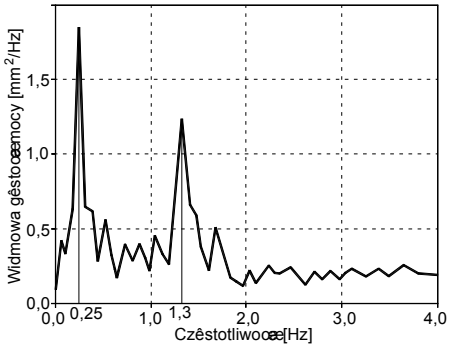
Po każdym przejeździe pociągu rejestrowano mierzone wielkości przez dłuższy czas (około 1 min.) w celu wyznaczenia przybliżonych częstotliwości własnych mostu gruntowo-stalowego. Na rysunku 7 pokazano WGM pomierzonych przemieszczeń klucza mostu (bez obciążenia). Dwie pierwsze częstotliwości własne są dobrze wyodrębnione (0,25 i 1,3 Hz) i w przybliżeniu są podobne do tych uzyskanych z badań pod obciążeniem (rys. 6).

Dodatkowo oceniono współczynnik tłumienia w moście (dla pierwszej postaci drgań) przy zastosowaniu metody Half Power Bandwidth. Dla badań bez obciążenia (rys. 7) ten współczynnik wynosi około 9%, a dla badań pod obciążeniem (rys. 6) prawie 50% (nieza-

leżnie od rodzaju pociągu). Takie duże rozbieżności w wynikach to wpływ: (i) aktywacji interakcji gruntu i konstrukcji podczas obciążenia mostu i (ii) zwiększonego tłumienia gruntu pod obciążeniem (większe zagęszczenie gruntu).



Rys. 6. Widmowa gęstość mocy pomierzonych przemieszczeń dla wybranych przejazdów pociągów: a) ekspresowy, b) towarowy



Rys. 7. Widmowa gęstość mocy przemieszczeń klucza mostu (badania po przejeździe pociągu)

5. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań kolejowego mostu gruntowo-stalowego pod obciążeniem dynamicznym (eksploatacyjnym) można sformułować następujące wnioski:

1. Maksymalne przemieszczenia nie przekraczały –0,61 mm, a odkształcenia -54×10^{-6}, przy przejeździe pociągu z prędkością 35 km/h i masie prawie 17000 kN. Wpływy pociągów ważących mniej niż 2000 kN na deformacje mostu były bardzo małe. Największe przemieszczenia uzyskano w kluczu mostu, a odkształcenia w punktach ćwiartkowych. Pomierzone przemieszczenia mostu są zdecydowanie mniejsze od normowych wartości dopuszczalnych. W przypadku tego mostu, Eurokod podaje najbardziej restrykcyjną wartość dopuszczalnych przemieszczeń.
2. Największe odkształcenia (ściskanie) były zlokalizowane na górze fali, a mniejsze na dole (rozciąganie). Świadczy to, że oś obojętna nie przebiega w środku fali. Jest to związane z połączonym efektem zginania i ściskania, a także z nierównomiernym rozkładem obciążenia na obwodzie powłoki.
3. Przyspieszenia mostu i balastu nie przekraczały wartości dopuszczalnej określonej w Eurokodzie, tj. 3,5 m/s^2. Przyspieszenia klucza mostu były w każdym przypadku przejazdu pociągu mniejsze niż przyspieszenia balastu (około 45%). Zredukowany poziom energii w kluczu mostu może być związany ze zmniejszeniem prędkości fali

w gruncie i dużą wysokością naziomu w kluczu mostu. Ponadto zauważono, że jeśli prędkość pociągu rośnie to przyspieszenia mostu i balastu także wzrastają.

4. Dominujące częstotliwości mostu wynosiły 0,2 i 1,2 Hz, i odpowiadały one w przybliżeniu dwóm pierwszym częstotliwościom własnym mostu (z badań bez obciążenia), które były równe 0,25 i 1,3 Hz. Współczynnik tłumienia był równy 9% dla badań bez obciążenia i 50% dla badań pod obciążeniem. Tak duże różnice są w głównej mierze spowodowane aktywacją interakcji pomiędzy gruntem i konstrukcją w czasie przejazdu pociągu przez most.
5. Uzyskane wyniki badań mogą zostać wykorzystane m.in. do poprawy aktualnie istniejących metod projektowych dla mostów i przepustów z blach falistych, które w przypadku naziomu większego niż 1,0 m nie uwzględniają wpływów dynamicznych. Ponadto należy dalej kontynuować podobne badania tego typu mostów w celu uzyskania większego spektrum wyników dla możliwości uogólnienia wniosków.

Literatura

1. Janusz L., Madaj A., 2007. Konstrukcje inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i budowa. WKiŁ.
2. Machelski C., 2009. Estimation of internal forces in the shell of soil-steel structures on the basis of its displacements during backfilling. Studia Geotechnica et Mechanica 31, 19-38.
3. Sezen H., Yeau K.Y., Fox P.J., 2008. In-situ load testing of corrugated steel pipe-arch culverts. Journal of Performance of Constructed Facilities 22, 245-252.
4. Flener E.B., Karoumi R., 2009. Dynamic testing of a soil-steel composite railway bridge. Engineering Structures 31, 2803-2811.
5. PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów. PKN, Warszawa 2007.
6. Beben D., 2011. Application of the interferometric radar for dynamic tests of corrugated steel plate (CSP) culvert. NDT&E International 44, 405-412.
7. CHBDC. Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06, Canadian Standards Association International, Mississauga, Ontario, 2006.
8. CSPI. Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products. American Iron and Steel Institute; Corrugated Steel Plate Institute. Canadian Edition, Ontario, 2007.

The response of soil-steel railway bridge to dynamic loads

Damian Bęben

Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology, e-mail: d.beben@po.opole.pl

Abstract: The paper presents the results and conclusions of the field tests under service loads that have been conducted on a soil-steel railway bridge. The maximum displacement and strain of the railway bridge was –0.61 mm and -54×10^{-6}, respectively. The biggest displacements and strains have been recorded at the bridge crown and quarter-points, respectively. The maximum bridge and ballast accelerations have been equal to 0.67 and 1.23 m/s^2, respectively, and they have not exceeded the Eurocode limit of 3.5 m/s^2. On the basis of the measured data, a Discrete Fourier Transform method has been implemented to determine the bridge frequencies. The natural bridge frequencies have been identified, and they correspond to approximately two first dominant frequencies of the bridge extracted from the forced vibration tests. The damping ratios have been about 9% (for no-load tests), and 50% (for forced vibration tests).

Keywords: Bridge, displacement, strain, acceleration, load

Ocena konstrukcji zespolonego mostu kolejowego

Juliusz Cieśla, Marek Łagoda, Tomasz Wierzbicki

Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa,
e-mail: jciesla@ibdim.edu.pl, mlagoda@ibdim.edu.pl, twierzbicki@ibdim.edu.pl

Streszczenie: W pracy dokonano oceny rozwiązania konstrukcyjnego ustroju nośnego kolejowego mostu zespolonego, zlokalizowanego na sieci kolejowej zarządzanej przez PKP PLK S. A. Konstrukcja zespolona o stalowych dźwigarach i ruszcie stalowo-betonowym zastąpiła stary, jednoprzęsłowy most kratowy, który nie spełniał już wymogów współczesnych linii kolejowych w zakresie nośności oraz dopuszczalnych prędkości. Zdecydowano się na konstrukcje zespoloną z płyta żelbetową, niefortunnie umieszczoną w strefie rozciąganej przekroju poprzecznego. Omówione zostaną konsekwencje takiego rozwiązania dla nośności i trwałości mostu. Ocena została przeprowadzona na podstawie przeglądu i ekspertyzy obejmującej wnikliwą analizę obliczeniową istniejącego obiektu.

Słowa kluczowe: kolejowy obiekt inżynieryjny, most, konstrukcja zespolona, płyta żelbetowa, zarysowanie, przebudowa

1. Wprowadzenie

W stosunkowo krótkim czasie po oddaniu do eksploatacji kolejowego mostu zespolonego służby utrzymaniowe PKP PLK S. A. zgłosiły problem związany z utrzymaniem pomostu mostu jednoprzęsłowego w km 122.817 linii kolejowej nr 1 Warszawa – Katowice przez rzekę Wolbórkę. Stwierdzono, że mimo zgodnego z założeniami projektowymi użytkowania, na spodniej powierzchni zespolonej płyty pomostu wstępują liczne spękania, tak duże, że powodują odspojenia powłok elastycznych, których zadaniem było hydrofobowe zabezpieczenie powierzchni betonowych. Ze względu na okres gwarancyjny, właściciel obiektu zamierzał zgłosić się z roszczeniem do wykonawcy i w tym celu zlecił wykonanie ekspertyzy stanu obiektu [1], która wskazałaby źródło występowania wad w obiekcie kolejowym. Ekspertyza, oprócz dokładnej inwentaryzacji oraz wielu cennych uwag i prześledzenia okoliczności budowy obiektu na podstawie zapisów dziennika budowlanego, trafnie wskazała przyczynę powstawania i propagacji rys i pęknięć. W ekspertyzie tej nie sformułowanego jednak jednoznacznie wniosku, że w występujących w tym obiekcie warunkach pracy konstrukcji zespolonej nie było możliwości uniknięcia wystąpienia rys w płycie pomostu. W ramach koreferatu [2] przygotowanego przez IBDiM wykonano obliczenia sprawdzające konstrukcję obiektu mostowego i ponad wszelka wątpliwość potwierdzono, że główną przyczyna powstania uszkodzeń, niepokojących właściciela obiektu była nieprawidłowa lokalizacja płyty zespolonej w przekroju poprzecznym mostu.

2. Opis obiektu

Obiekt został przebudowany w 2011 roku. W miejscu obecnego znajdował się obiekt mostowy wzniesiony w 1902 roku. Całkowita długość mostu wynosiła 34,05 m. Przęsła mostu o rozpiętości teoretycznej 33,25 m tworzyły dwie stalowe, nitowane kratownice, typu W z jazdą dołem. Dźwigary przęseł kratowych w przekroju poprzecznym wykonane były w rozstawie 5,26 m i zbudowane były z kombinacji przekrojów walcowanych, główne

ceowników i kątowników. Każda z jednoprzęsłowych kratownic prowadziła jeden tor umieszczony na mostownicach. Odległość między lustrem wody w stanie średnim w Wolbórce a pomostem wynosiła 4,70 m, a rozpiętość mostu w świetle 31,88 m. Kratownice umieszczone były na wspólnych przyczółkach wykonanych jako masywne kamienne. Widok ogólny obiektu przed modernizacją pokazano na rysunku 1.

W ramach przebudowy wykonano modernizację przyczółków oraz wykonano dwa nowe ustroje niosące pod każdy tor oddzielnie. Ustrój nośny stanowi konstrukcja zespolona o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej o rozpiętości teoretycznej 34,86 m. W przekroju poprzecznym ustrój niosący składa się z dwóch dźwigarów stalowych, blachownicowych oraz współpracującej żelbetowej płyty pomostu, stanowiącej koryto balastowe. Konstrukcję stalową wykonano ze stali S 355J2+N, zaś płytę korytową oraz nadbudowany korpus przyczółka z betonu C35/45. Dźwigary są stężone co 1,66 m poprzecznicami blachownicowymi oraz w sąsiedztwie podparcia – wiatrownicami. Konstrukcja niosąca przęsła oparta jest na zmodernizowanych przyczółkach.

Rys. 1. Widok ogólny mostu przed modernizacją

Na przęsłach mostu zastosowano izolację z papy termozgrzewalnej. Na izolacji ułożono warstwę betonu ochronnego zbrojonego siatką stalową.

Woda z powierzchni mostu odprowadzana jest powierzchniowo do czterech wpustów osadzonych w osi podłużnej koryta balastowego, a następnie kolektorami do rury spustowej i studni z osadnikiem.

Konstrukcję zaprojektowano na obciążenie taborem kolejowym klasy k+2 wg PN-85/S-10030.

Ogólny widok obiektu przedstawiono na rysunku 2.

Rys. 2. Widok ogólny obiektu po modernizacji

3. Zakres prac badawczych w trakcie wykonywania ekspertyzy

Istotną częścią opracowania [1] są wyniki badań przeprowadzonych w trakcie wykonywania zadania. Do przedstawionych badań należą oględziny obiektu, połączone ze szczegółową inwentaryzacją uszkodzeń płyty żelbetowej, konstrukcji stalowej oraz przyczółków, pomiar i inwentaryzacja rys w płycie żelbetowej i przyczółkach oraz badanie próbek betonowych pobranych z konstrukcji płyty (dwie próbki z konstrukcji na torze nr 1 oraz jedna z toru nr 2).

4. Opis obserwacji własnych oraz inwentaryzacja uszkodzeń

Inwentaryzacja uszkodzeń w [1] została wykonana bardzo starannie i w pełni oddaje sytuację obserwowaną na moście w 2014 roku. Dokumentacja określa zarówno położenie, jak i rozwarcie rys, co po pierwsze pozwala na wysnucie wniosków, dotyczących powstania uszkodzenia, a po drugie może stanowić materiał wyjściowy do ewentualnej dalszej obserwacji zachowania się konstrukcji. Autorzy [1] nie ograniczają się jedynie do uszkodzeń powstałych po oddaniu obiektu do eksploatacji, zwracając uwagę na nieprawidłowości, które najpewniej powstały w trakcie wykonywania konstrukcji, takie jak niedobetonowanie wnęk urządzeń dylatacyjnych i niestaranny montaż blach maskujących szczelinę dylatacyjną. Autorzy [2] zwracają jednak uwagę, że nie wszystkie z tych nieprawidłowości zostały wymienione w [1]. Mowa przede wszystkim o montażu łożysk na przyczółku od strony Warszawy. Blachy podłożyskowe zewnętrznego łożyska nieprzesuwnego oraz wewnętrznego przesuwnego nie są zamontowane w poziomie. W obu przypadkach jeden z rogów blachy jest „zatopiony” w ciosie podłożyskowym. Dodatkowo jedna z rolek łożyska ruchomego jest ustawiona nieprecyzyjnie prostopadle do osi mostu, co może powodować opory toczne w pracy łożyska, a w konsekwencji niekontrolowane dodatkowe siły wewnętrzne. Naszym zdaniem wady te powinny zostać wymienione w katalogu uszkodzeń, biorąc pod uwagę ich ewentualny wpływ na pracę konstrukcji.

Drugim elementem inwentaryzacji uszkodzeń była ocena antykorozyjnej powłoki malarskiej. W opracowaniu [1] zamieszczono zdjęcia oraz rozmieszczenie drobnych uszkodzeń powłoki malarskiej konstrukcji stalowej. Jednak pewnym błędem jest brak jest jakichkolwiek badań tej powłoki. Badania te przedstawiłyby pełny obraz stanu konstrukcji, co zapewne było celem ekspertyzy. Wykonanie badań na odrywanie wg PN-EN ISO 16276-1. Oznaczanie grubości powłoki dałoby wyobrażenie o jakości powłoki i jej właściwościach ochronnych.

5. Opis i wyniki wykonanych badań materiałowych

W trakcie wykonywania ekspertyzy [1] pobrano próbki betonowe z płyty ustroju nośnego, co pozwoliło na określenie jakości betonu i wykluczenie przyczyny uszkodzeń spowodowanych niewłaściwą charakterystyką wytrzymałościową materiału. Ocenę wytrzymałości na ściskanie wyciętych próbek z konstrukcji wykonano według załącznika PN-EN 13791:2008 [5]. Klasa betonu określona na podstawie pobranych z konstrukcji próbek (z rysami) wynosi C30/37, natomiast klasa betonu projektowanego, i wbudowanego wynosi C35/45. Potwierdza to wysoka klasę betonu wbudowanego w ustrój nośny, choć naszym zdaniem powinna zostać pobrana chociaż jedna próbka z obszaru nie objętego występowaniem rys. Z drugiej strony do nakreślenia pełnego obrazu stanu betonu w płycie żelbetowej badania nieniszczące powinny zostać wykonane na większym obszarze płyty. Pomiary te wykonane w oparciu o wyniki uzyskane z badania niszczącego betonu pozwoliłyby na miarodajne uznanie płyty za wykonaną zgodnie z projektem.

Z drugiej strony z przyczółków, które mają podobne uszkodzenia (liczne spękania) nie pobrano żadnych próbek wytrzymałościowych, ani nie przeprowadzono żadnych badań nieniszczących dających pogląd na jakość wbudowanego materiału. W ekspertyzie [1] przyjęto, że uszkodzenia przyczółków powstały z powodu etapowania i przyjętej technologii budowy oraz efektów reologiczno-termicznych. Milcząco założono, że ewentualna niska wytrzymałość betonu na ściskanie nie może być przyczyną powstawania rys, a jakość betonu jest zbliżona do jakości betonu, z którego wykonano płytę. Jest to założenie słuszne zważywszy na stosunkowo niedługi okres eksploatacji po zakończeniu modernizacji obiektu. Prawdopodobnie autorzy Ekspertyzy [1] dysponowali wynikami badań próbek betonowych pochodzących z przyczółków wykonanych w trakcie budowy, podobnie jak prawdopodobnie dysponowali wynikami próbek z płyty pomostu.

6. Weryfikacja obliczeniowa

Jednym z wniosków autorów ekspertyzy [1] było stwierdzenie, że płyta żelbetowa pracuje w strefie rozciąganej, co wynika to z ich obliczeń. Cenną byłaby informacja czy obliczenia te zostały potwierdzone w trakcie badań wykonanych podczas próbnego obciążenia w dniu 29.08.2011 (tor 1.) oraz w dniu 5.10.2011 (tor 2.).

W ramach opracowywania opinii na temat stanu technicznego obiektu przeprowadzono obliczenia statyczne, których zadaniem była weryfikacja wniosków dotyczących charakteru pracy konstrukcji i określenie przyczyn powstałych uszkodzeń. Obliczenia przęsła wykonano za pomocą programu Micro Strains przy przyjęciu następujących założeń:

- Pełne zespolenie żelbetowej płyty jezdni z dźwigarami blachownicowymi.
- Wymiary elementów przęsła zgodnie z dostępną dokumentacją.
- Właściwości materiałów zgodnie z opracowaniem [1].
- Obciążenie taborem kolejowym dla podstawowego układu obciążeń klasy k+2 wg PN-S-10030:1985 [7].
- Ogólne zasady projektowania wg PN-S-10042:1991 [8].
- Różnice temperatury pomiędzy dźwigarami stalowymi i płytą żelbetową 10 i 25°C.

Naprężenia w betonie i stali zbrojeniowej płyty obliczono za pomocą programu wspomagającego Słup1, służącym do wymiarowania zginanych elementów żelbetowych z udziałem siły normalnej.

Wartości rozciągających sił normalnych w płycie koryta balastowego, wywoływanych różnicami temperatury pomiędzy dźwigarami stalowymi a płytą żelbetową określano ze znanej zależności:

$$N_{\Delta T} = -\alpha_T * \Delta T * A_{bet} * E_{bet} \quad (1)$$

w którym:

α_T – współczynnik rozszerzalności cieplnej,
ΔT – różnica temperatur pomiędzy płytą i dźwigarami blachownicowymi,
A_{bet} – pole przekroju płyty,
E_{bet} – współczynnik sprężystości betonu.

Najważniejsze wnioski wynikające z analizy obliczeniowej w rozpatrywanych sytuacjach obliczeniowych, to:

- Naprężenia w dźwigarach stalowych nie przekraczają wytrzymałości obliczeniowej zastosowanej stali.
- Płyta betonowa znajduje się w strefie rozciąganej, poniżej osi obojętnej przekroju.
- Możliwość zarysowania płyty w [1] potwierdza analiza naprężeń w stali zbrojeniowej przy przyjętym rozwarciu rys 0,1 mm. 0,2 mm i 0,3 mm.

Podstawowe wyniki obliczeń weryfikacyjnych zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Siły wewnętrzne i naprężenia w paśmie płyty o szerokości 1,0 m

Lp.	Rodzaj obciążenia	Lokalizacja pasma	Wartości	
1	Ekstremalne wartości momentów zginających w płycie od cięż. włas. + naw.+obc. ruchomego [MNm]	Nad poprzecznicą.	- 0,0162	
		W przęśle	0,0403	
2	Naprężenia od obciążeń jw. nad poprzecznicą [MPa]	W betonie	-1,3)*	2.3)**
		W stali	6,3	41,2
3	Naprężenia od obciążeń jw. w przęśle [MPa]	W betonie	-3,2	6,6
		W stali	16,0	166,6
4	Siła osiowa od różnicy temperatur $\Delta T = 10\ ^0$ C [MN]	1,061		
5	Naprężenia od różnicy temperatur jw. [MPa]	W betonie	Pęknięcie płyty	
		W stali	371,0	
6	Siła osiowa od różnicy temperatur $\Delta T = 25\ ^0$ C [MN]	2,652		
7	Naprężenia od różnicy temperatur jw. [MPa]	W betonie	Pęknięcie płyty	
		W stali	»f_y	
)* - w fazie I,)** - w fazie II , Naprężenia w betonie ze znakiem „-„ oznaczają rozciąganie				

Jak wynika z powyższej tabeli, konstrukcja płyty bezpiecznie przenosi obciążenia od ciężaru własnego konstrukcji, nawierzchni kolejowej i obciążenia ruchomego. Płyta może się zarysować w przekroju przęsłowym pod tymi obciążeniami, ale naprężenia nie przekraczają wytrzymałości obliczeniowych. Na możliwość zarysowania wskazują dość duże naprężenia rozciągające w betonie w I fazie pracy płyty.

Bardzo duży wpływ na powstawanie dużych sił rozciągających w płycie mają natomiast różnice temperatur pomiędzy płytą a konstrukcją stalową. Przy różnicy temperatur, wynoszącej 10°C, płyta zarysowuje się na całej wysokości, czyli doznaje pęknięcia, a naprężenia w stali zbrojeniowej osiągają 371 MPa. Przy sumowaniu się naprężeń od obciążeń i różnicy temperatury naprężenia w stali zbrojeniowej mogą przekroczyć granicę plastyczności, wynoszącą dla użytej stali 500 MPa.

Jeszcze mniej korzystna sytuacja wynika przy większych różnicach temperatur, np. 25°C, ale i w tym przypadku miejscowe odkształcenia stali zbrojeniowej, które ocenia się na 4,5‰ nie osiągną wartości granicznych.

7. Propozycje sposobu naprawy konstrukcji koryta balastowego

Zaproponowano rozpatrzenie dwóch sposobów naprawy lub pozostawienia konstrukcji bez interwencji. Sposoby naprawy są zbieżne w swojej idei z wariantem naprawy przedstawionym w opracowaniu [1]. Stwierdzono, że naprawa będzie skuteczna tylko w przypadku, gdy płyta będzie spełniała postawione nowe, w odniesieniu do projektu pierwotnego, założenia słusznie sformułowane przez autorów ekspertyzy. Naprawa nie powinna wpływać na dojazdy do obiektu i zmieniać rodzaj nawierzchni na moście. Oba sposoby wymagały jednak zamknięć torowych.

7.1. I sposób naprawy konstrukcji

W pierwszej propozycji założono utrzymanie istniejącej płyty żelbetowej koryta balastowego. Należałoby jedynie usunąć nawierzchnię z tłuczniem, betonem ochronnym i izolacją. Na odsłoniętą górną i wewnętrzną boczną powierzchnię betonu koryta balastowego należałoby nakleić matę z włókien węglowych [3]. Doklejona mata powinna była być zabezpieczona warstwą ochronną pojedynczo zbrojonego betonu. Powierzchnię zewnętrzną płyty należało oczyścić (np. metodą strumieniowo-cierną) z pozostałości powłok ochronnych i naprawić powierzchniowo zarysowania odpowiednimi zaprawami naprawczymi. Po naprawie powierzchnia ta mogła być pokryta ochronną powłoką hydrofobową. Z uwagi na konieczność zapewnienia dyfuzji gazów nie należało stosować na tej powierzchni ochronnych warstw szczelnych.

Szacowna żywotność konstrukcji po tym sposobie naprawy, na podstawie dotychczasowych doświadczeń wynosi co najmniej trzydzieści lat.

7.2. II sposób naprawy konstrukcji

Propozycja naprawy polega na usunięciu istniejącej płyty żelbetowej koryta balastowego i zastąpienia jej stalową konstrukcją użebrowaną płytą ortotropową (jest to przebudowa konstrukcji zespolonej na konstrukcję stalową) lub płytą żelbetową ze zbrojeniem samonośnym.

Szacowna żywotność konstrukcji po tym sposobie naprawy należy określić jak dla nowo wznoszonego obiektu, czyli co najmniej sto lat.

7.3. Propozycja powstrzymania się od działań naprawczych

Zarówno opracowanie [1], jak obserwacje autorów pozwalają na postawienie tezy, że w chwili obecnej obiekt znajduje się w stanie technicznym ogólnie zadowalającym, a stwierdzone uszkodzenia mają jedynie wpływ na trwałość konstrukcji. Dlatego zaproponowano rozważenie zaniechania kosztownych i wymagających wyłączeń z ruchu obiektu i pozostawienie go w stanie obecnym, przy jednoczesnym uważnym monitoringu propagacji uszkodzeń w odstępie, co pół roku. Zwrócono uwagę, że uszkodzenia te stwierdzone zostały już w roku 2012, a do chwili obecnej nie zaobserwowano nagłego ich przyrostu ani zdecydowanego wpływu na bezpieczeństwo użytkowania. Strategia utrzymaniowa „do nothing" jest często rozpatrywana jako alternatywa dla kosztownych prac remontowych powodujących zamknięcia torów przez czołowych operatorów kolejowych linii europejskich.

W przypadku powstrzymania się z jakimikolwiek działaniami naprawczymi należy liczyć się z żywotnością konstrukcji pomostu na poziomie pięć do siedmiu lat.

Biorąc pod uwagę koszty ewentualnych napraw, utrudnienia w ruchu wynikające z prowadzonych prac remontowych oraz spodziewaną żywotność obiektu po naprawie, autorzy skłonili się ku wyborowi I sposobu naprawy, tzn. naprawę istniejącego koryta balastowego matami z włókien węglowych przyklejanymi od wewnątrz konstrukcji. Metoda ta stosunkowo efektywna (co najmniej 30 lat użytkowania) jest jednocześnie niezbyt uciążliwa dla ruchu pociągów. Wykonanie prac wymaga stosunkowo krótkiego okresu wyłączenia obiektu z ruchu. Z drugiej strony jest także konkurencyjna cenowo w stosunku wariantu II, tj. zastąpienia koryta balastowego płytą ortotropową lub płytą żelbetową ze zbrojeniem samonośnym, ustępując mu jedynie trwałością. Biorąc jednakże pod uwagę koszt, czas zamknięcia szlaku kolejowego oraz możliwa zmianę koncepcji ruchu kolejowego w tak długiej perspektywie czasu (w okresie stuletnim możliwe jest zwiększenie lub zmiana charakteru kolejowych obciążeń ruchomych na skutek postępu technologicznego w kolejnictwie) zdecydowanie należy wskazać na rozwiązanie zaproponowane w wariancie I.

8. Wnioski

Ogólnym wnioskiem z przeprowadzonej analizy jest propozycja odstąpienia od projektowania i wykonywania przęseł zespolonych, w których żelbetowa płyta jezdni usytuowana jest w rozciąganej strefie przekroju poprzecznego. Koncepcja taka, w odniesieniu do płyty żelbetowej, jest niezgodna z podstawową zasadą projektowania konstrukcji zespolonych i z betonu zbrojonego, polegającą na tym, że w takich konstrukcjach beton powinien przenosić naprężenia ściskające, a stal naprężenia rozciągające. Szczegółowa analiza rozpatrywanego przypadku została przytoczona w artykule [4].

Na podstawie przeprowadzonych prac możliwe jest przedstawienie poniższych wniosków szczegółowych:

- Główną przyczyną powstałych uszkodzeń był projekt nieuwzgledniający specyficznej pracy tego rodzaju konstrukcji.
- W tej sytuacji, nawet przy wykonawstwie pozbawionym wad, stwierdzone uszkodzenia by wystąpiły.
- Występujące wady nie mają jeszcze wpływu na bezpieczeństwo eksploatacji, mają natomiast wpływ na trwałość obiektu.
- Autorzy niniejszego opracowania zarekomendowali sposób naprawy, polegający na wzmocnieniu istniejącego koryta balastowego matami z włókien węglowych przyklejanymi od wewnątrz konstrukcji.

Literatura

1. Trochymiak W., Mossakowski P., Oleszek R., Hajduś R. Lembke J., 2014. Ekspertyza techniczna mostu jednoprzęsłowego w km 122.817 linii kolejowej nr 1 Warszawa – Katowic. Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej.
2. Cieśla J., Łagoda M, Wierzbicki T. 2014. Koreferat Ekspertyzy technicznej mostu jednoprzęsłowego w km 122.817 linii kolejowej nr 1 Warszawa – Katowice. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa.
3. Łagoda M., 2012. Wzmacnianie konstrukcji mostowych kompozytami polimerowymi. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa.
4. Łagoda M., Śledziewski K., 2014. Analiza mostowej konstrukcji stalowo-betonowej z płytą rozciąganą. Materiały Budowlane 4(500), 55-58.

5. PN-EN ISO 16276-1 Ochrona konstrukcji stalowych przed korozją za pomocą ochronnych systemów malarskich – Ocena i kryteria przyjęcia adhezji/kohezji (wytrzymałości na odrywanie) powłoki – Część 1: Badanie metodą odrywania.
6. PN-EN 13791:2008 – Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
7. PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe – Obciążenia.
8. PN-S-10042:1991 Obiekty mostowe – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Projektowanie.

The analysis of composite railway bridge structure

Juliusz Cieśla, Marek Łagoda, Tomasz Wierzbicki

Road and Bridge Research Institute, Warsaw,
e-mail: jciesla@ibdim.edu.pl, mlagoda@ibdim.edu.pl, twierzbicki@ibdim.edu.pl

Abstract: The analysis of composite railway bridge superstructure solution, located at the railway network managed by PKP PLK S.A. is the main objective of the paper. Composite structure made of steel girders and steel-concrete grid, has replaced the old, single-span truss bridge that did not meet the requirements of modern railway lines in terms of load capacity and speed limits. It was decided to replace the hold structure with composite structure made of reinforced concrete slab, unfortunately placed in the cross section tension zone. The load capacity and durability aspects of that technical solution are discussed in this paper. The evaluation has been carried out on the basis of condition assessment and expertise, including in-depth computing analysis of the existing bridge structure.

Keywords: railway structure, bridge, composite structure, reinforced concrete slab, cracks, renovation

Wiadukty zintegrowane jednoprzęsłowe z prefabrykowanych dźwigarów sprężonych

Andrzej Helowicz

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska
e-mail: andrzej.helowicz@pwr.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono przykłady realizacji zintegrowanych wiaduktów drogowych jednoprzęsłowych, których przęsła wykonano z prefabrykowanych dźwigarów sprężonych. Na wstępie opisane są zasady kształtowania i modelowania wiaduktu zintegrowanego. Następnie autor przedstawia konstrukcje wiaduktów zintegrowanych, przy których projektowaniu brał udział. Wszystkie prezentowane obiekty zbudowano w Irlandii. Omówione są zalety i wady tych obiektów. W szczególności autor koncentruje się na projektowaniu, procesie budowy, kosztach wykonania oraz zachowaniu się wiaduktu zintegrowanego w trakcie jego użytkowania. Wiadukty te wykonano w drodze ekspresowej nad drogą lokalną lub linią kolejową. W podsumowaniu autor dzieli się wiedzą i doświadczeniem jakie nabył przy projektowaniu wiaduktów zintegrowanych oraz formułuje zalecenia, co do projektowania takich wiaduktów w Polsce.

Słowa kluczowe: strunobetonowe dźwigary sprężone, wiadukty zintegrowane, projektowanie, wiadukty jednoprzęsłowe

1. Wstęp

Projektując konstrukcję w drodze, na przykład wiadukt, należy mieć zawsze na uwadze koszty: konstrukcji, jej budowy i eksploatacji. Innymi słowy konstrukcja ta ma być ekonomiczna, nowoczesna i spełniająca wszystkie wymogi obowiązujących norm oraz specyfikacji technicznej zamawiającego, czyli państwa polskiego. Takim rozwiązaniem konstrukcji wiaduktu może być wiadukt zintegrowany. Wiadukt zintegrowany zdefiniować można jako wiadukt, którego przęsło jest monolitycznie połączone ze ścianą przyczółka i którego konstrukcja, w skutek oddziaływań termicznych i obciążeń zmiennych od ruchu pojazdów i pieszych współpracuje z otaczającym ją gruntem. Obiekt taki nie wymaga zastosowania łożysk mostowych i prawie nigdy dylatacji mechanicznych lub płyt przejściowych. Prowadzi to do oszczędności finansowych przy ich budowie. Łożyska i dylatacje mostowe zużywają się i należy je wymieniać. Koszty ich wymiany mogą przekroczyć ich pierwotne wbudowanie. W wyniku tego wiadukty zintegrowane są także tańsze w eksploatacji. Krótszy jest też czas ich budowy, w porównaniu z tradycyjnie budowanymi wiaduktami, w których wykonano powyższe elementy. Główne zalety i wady wiaduktów zintegrowanych opisano w pracy [14].

2. Przykłady wiaduktów zintegrowanych

W pracy opisane są dwa wiadukty zintegrowane o konstrukcji jednoprzęsłowej. Przęsła tych wiaduktów wykonane są z prefabrykowanych dźwigarów strunobetonowych (rys. 4). Przeprowadzają one drogę ekspresową E01 dwujezdniową z pasem rozdziału nad drogą lokalną, wiadukt A i linią kolejową, wiadukt B, (rys. 1, 2). Zostały one zaprojektowane i wykonane w Irlandii [9]. Jestem współautorem projektów przedstawionych obiektów.

W pierwszej kolejności opisany jest wiadukt drogowy, a następnie wiadukt kolejowy. Obiekty te mają konstrukcję jednoprzęsłową opartą na dwóch przyczółkach. Przyczółki wiaduktów spoczywają na ławach fundamentowych posadowionych bezpośrednio na ścianach oporowych wykonanych z gruntu zbrojonego. Przęsła wiaduktów połączone są monolitycznie ze swoimi podporami. Obydwa obiekty nie mają płyt przejściowych oraz dylatacji mechanicznych. W tych obiektach dylatacje stanowią jedynie nacięcia w nawierzchni drogowej o głębokości 30 mm i szerokości 10 mm wypełnione masą bitumiczną. Opisane wiadukty znajdują się na obwodnicy miasta Gorey koło miasta Dublin w Irlandii (rys. 1, 2 oraz tab. 1).

Rys. 1. Widok z boku na wiadukt A, w trakcie jego budowy,[9]

Rys. 2. Widok z góry na wiadukt B, [9]

Do zaprojektowanie wiaduktów wykorzystano normy:

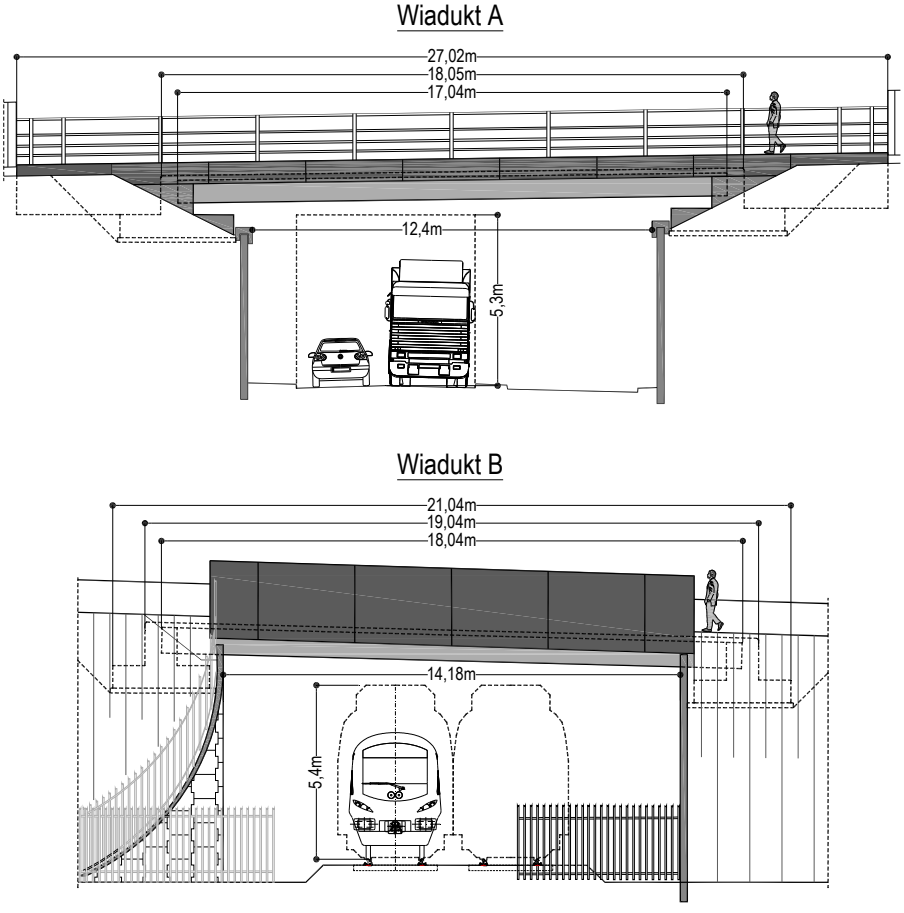
- obciążenia mostów zintegrowanych BA42/96 [1],
- obciążenia mostowe BD37/01 [2],
- wymiarowanie elementów żelbetowych BS5400-04 [3].

Dodatkowo, przy projektowania wykorzystano irlandzkie specyfikacje techniczne do robót drogowych [12], najnowsze zalecenia podane przez inwestora [8] oraz publikacje dotyczące projektowania wiaduktów zintegrowanych, [4, 5, 6]. Przy projektowaniu struno-

betonowych dźwigarów sprężonych kierowano się wskazówkami i przykładami obliczeniowymi podanymi w publikacji, [7].

Tabela 1. Podstawowe parametry wiaduktów A i B

Elementy	Wiadukt A	Wiadukt B
Rozpiętość teoretyczna przęsła:	L_t=17,04 [m]	L_t=18,04 [m]
Długość całkowita przęsła:	L_p=18,04 [m]	L_p=19,04 [m]
Kąt skrzyżowania obiektu z przeszkodą:	$\alpha=84^0$	$\alpha=45^0$
Wysokość konstrukcyjna:	h_k=1,27 [m]	h_k=1,34 [m]
Prefabrykowane dźwigary strunobetonowe typ:	TY7; 30 [szt.] TYE7; 2 [szt.]	TY9; 45 [szt.] TYE9; 2 [szt.]
Masa pojedynczego dźwigara:	TY7; 11,4 [ton] TYE7; 16,4 [ton]	TY9; 13,3 [ton] TYE9; 19,6 [ton]
Wysokość / długość dźwigara:	0,7 [m] / 17,0 [m]	0.8 [m] / 18,0 [m]
Proporcja długości do wysokości przęsła:	20	19
Obciążenie zmienne, typ	HA i HB45	HA i HB45



Rys. 3. Widok z boku wiaduktu A i B

Przy budowie obydwu wiaduktów można wyróżnić następujące etapy realizacji:

- wykonanie ścian oporowych z gruntu zbrojonego,
- wykonanie warstw poślizgowych pod ławy fundamentowe składających się z zasypki ze żwiru frakcji otoczakowej, chudego betonu i dwóch warstw membrany poślizgowej z PE-HD,
- wykonanie ław fundamentowych i ścian przyczółków,
- ułożenie dźwigarów,
- wykonanie płyty przęsła (beton wypełniający),
- wykonanie gzymsów, montaż balustrad i wykonanie izolacji przyczółków,
- zasypanie ścian przyczółków,
- wykonanie chodników,
- wykonanie izolacji mostowych,
- montaż barier ochronnych i położenie nawierzchni drogowej.

Ze względu na istotną współpracę wiaduktu zintegrowanego z przylegającym do niego gruntem, w dalszej części opisano posadowienie tych wiaduktów oraz ważne elementy konstrukcyjne, takie jak: konstrukcję przęsła, zasypkę za ścianą przyczółka i przyczółek mostowy. W Irlandii nie stosuje się płyt przejściowych w wiaduktach zintegrowanych, których długość obiektu nie przekracza 60,0 m, [14].

2.1. Posadowienie

Posadowienie analizowanej klasy wiaduktów może być realizowane bezpośrednio na ścianach oporowych lub pod nimi. W pierwszym przypadku ławy fundamentowe wiaduktu wykonane są bezpośrednio na tych ścianach. W drugim przypadku ławy fundamentowe wykonane są na gruncie nośnym i nad nimi wybudowane są ściany oporowe. W tym przypadku, ławy, połączone są z poprzecznicą lub niskim przyczółkiem wiaduktu za pośrednictwem pojedynczego rzędu słupów. Mogą być to słupy żelbetowe lub stalowe. Słupy na całej ich wysokości znajdują się wewnątrz betonowych kręgów w celu częściowego oddzielenia pracy słupów od pracy ściany oporowej. W wyniku tego słupy wprowadzają nieznaczne naprężenia na dolną powierzchnię ściany oporowej, pochodzące od pracy ławy fundamentowej, na którą przekazywane są obciążenia ze słupów. W Irlandii i Wielkiej Brytanii bardzo popularnym ścianami oporowymi, na których posadowione są wiadukty, są ściany oporowe z gruntu zbrojonego.

W przypadku posadowienia wiaduktów na gruntach o niskiej nośności stosowana jest wymiana warstwy gruntu słabego na tłuczeń kamienny lub zastosowanie poduszek z tłucznia kamiennego bezpośrednio pod ławą fundamentową. W drugim przypadku obciążenie z wiaduktu rozkłada się z ławy fundamentowej na poduszkę kamienną i dalej na grunt rodzimy. Zabieg ten znacznie zwiększa pole działającego obciążenia, zmniejszając tym samym naprężenia spowodowane obciążeniem z wiaduktu.

W innych przypadkach posadowienie wiaduktu realizowane jest pośrednio na palach betonowych stalowych lub ściankach szczelnych z grodzic stalowych. Po wbiciu w ziemię pali betonowych lub stalowych, do zaprojektowanej głębokości, ustawia się na nich kręgi betonowe i buduje wokół nich ściany oporowe z gruntu zbrojnego. W tych przypadkach żelbetowe ściany przyczółków wiaduktu są bardzo niskie i stanowią one oczep dla tych pali czy ścianek szczelnych. Wysokość ścian przyczółków uzależniona jest od minimalnej długości utwierdzenia pali lub ścianek szczelnych w tych przyczółkach oraz niezbędnej wolnej przestrzeni między spodem przęsła i górną powierzchnią ławy fundamentowej, koniecznej do inspekcji lub konserwacji przęsła i przyczółka.

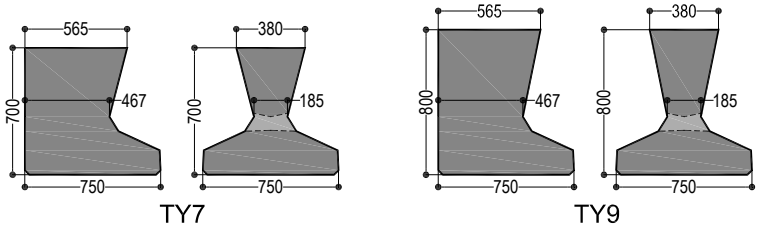
Ścianki szczelne z grodzic stalowych preferowane są w przypadku budowy mostu w pobliżu strumieni lub rzek. Ścianki szczelne stanowią dobre zabezpieczenie nasypu przed powodzią, która może spowodować podmycie fundamentów mostu lub nasypu, na którym on spoczywa.

W większości przypadków do rozpiętości przęsła wiaduktu wynoszącej 20 m, ławy fundamentowe wiaduktu wykonuje się bezpośrednio na górnej powierzchni ściany oporowej z gruntu zbrojonego. Przy rozpiętościach przęsła większej od 20 m naprężenia pod ławą fundamentową mogą przekroczyć naprężenie dopuszczalne w górnej warstwie ściany oporowej z gruntu zbrojonego. Z tego względu irlandzki projektant ścian oporowych [11] zaleca ograniczenie naprężeń pod ławą fundamentową wiaduktu do 220 kPa. Do wykonania ściany oporowej z gruntu zbrojonego wykorzystuje się zasypkę klasy 6I lub 6J, której parametry techniczne szczegółowo opisane są w specyfikacji technicznej do robót drogowych serii 600 [12].

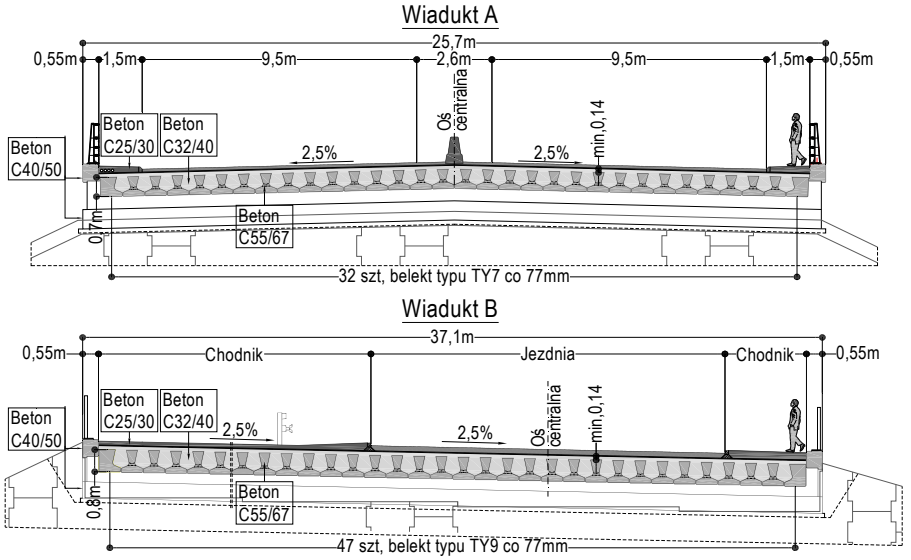
2.2. Konstrukcja przęsła

Przęsła wiaduktów wykonane są z prefabrykowanych dźwigarów strunobetonowych typu TY7 i TY9. Dźwigary wyprodukowano w Irlandii [10] (rys. 4 oraz tab. 1).

W wiadukcie A, zastosowano trzydzieści dwa dźwigary typu TY7, o długości, wynoszącej 17 m, a wiadukcie B czterdzieści siedem dźwigarów typu TY9 o długości 18 m (tab. 1). W obydwu przypadkach rozpiętość przęsła decydowała o wyborze typu dźwigara. Projektowane były one w biurze w Cork [9]. Projekt rozmieszczenia cięgien sprężających w dźwigarach zaproponował ich producent [10]. Weryfikację naprężeń w dźwigarze przeprowadził projektant wiaduktu. Transport dźwigarów na plac budowy odbywał się dniem i nocą drogami lądowymi. Był on zawsze planowany i konsultowany z irlandzką policją (Garda Siochana). Dźwigary przewożone były po dwie sztuki osobnym transportem oraz montowane pojedynczo dźwigiem na podpory.



Rys. 4. Widok z boku wiaduktu A i B



Rys. 5. Przekrój poprzeczny przęsła wiaduktu A i B

Kolejne etapy wykonania przęsła były następujące:

- ułożenie dźwigarów na podlewkach betonowych,
- zbrojenie i deskowanie belek poprzecznych łączących dźwigary ze ścianami przyczółków,
- zbrojenie i deskowanie płyty przęsła,
- betonowanie płyty przęsła.

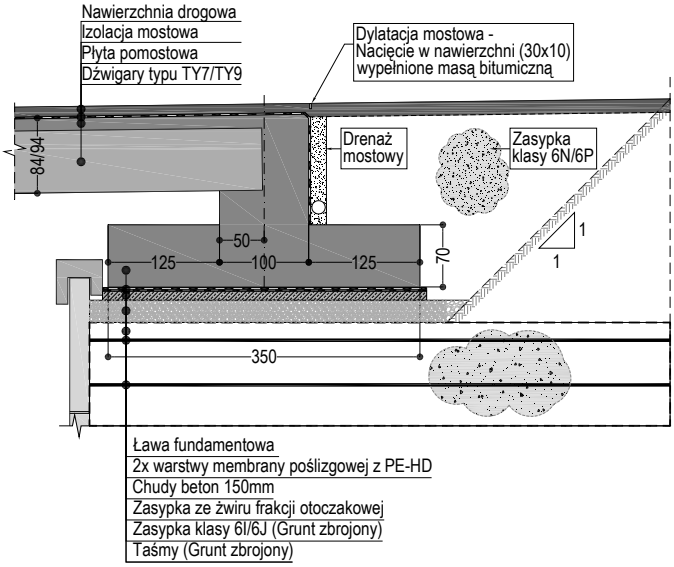
Inne etapy wykonania opisywanych wiaduktów omówiono wyżej w tym podrozdziale.

2.3. Zasypka za ścianą przyczółka

W wiaduktach zintegrowanych rodzaj materiału stosowanego do zasypania przyczółków oraz sposób jego ułożenia ma duży wpływ na rozkład sił wewnętrznych w ich elementach. Z tego względu na wyspach brytyjskich stosowane są zasypki z kruszywa łamanego klasy 6N i 6P. Szczegółowe informacje o nich podane są w specyfikacji do robót ziemnych [12] (tab. 2). Przy budowie opisywanych wiaduktów kąt tarcia wewnętrznego zastosowanych zasypek wahał się w przedziale od $\phi = 35°$ do 38°.

Tabela 2. Uziarnienie zasypek klasy 6N i 6P [12]

Sito kwadratowe [mm]	**Przechodzi przez sito [%]**	
	6N	**6P**
125		100
100	100	
75	65-100	
37,5	45-100	
10	15-75	
5	10-60	
0,6	0-30	
0,063	0-15	



Rys. 6. Przekrój poprzeczny przez ścianę przyczółka i zasypki za przyczółkiem

Dodatkowo, przed rozpoczęciem budowy wiaduktu, w miejscach przyszłych podpór wykonywane są odwierty geologiczne, wyznaczane są moduły sprężystości podłoża i obliczane jest osiadanie podpór. Informacje te umożliwiają projektantowi zbudowanie modelu obliczeniowego konstrukcji, który najwierniej opisze faktyczne warunki jej posadowienia. Otrzymuje się w ten sposób model obliczeniowy konstrukcji, pracującej na podporach sprężystych, poddających się wpływowi działających na nie obciążeń, stałych i zmiennych. Ważne jest, że gdy sztywności elementów konstrukcyjnych są małe, konstrukcja jest elastyczna i lepiej współpracuje z otaczającym ją gruntem. Dzięki temu naprężenia w niej są mniejsze. Z tego względu wiadukty zintegrowane mają mniejsze przekroje elementów konstrukcyjnych i tym samym są one tańsze w budowie od innych wiaduktów.

Rys. 7. Widok wewnętrznej powierzchni ściany przyczółka i zasypki klasy 6N za przyczółkiem

2.4. Przyczółek

Ściany przyczółków tego typu wiaduktów mają niewielkie wysokości, około 50 cm. Wysokość ta jest konieczna w celu zapewnienia inspekcji i ewentualnych konserwacji dolnej powierzchni przęsła wiaduktu. Grubość przyczółka zależna jest od minimalnej długości podparcia prefabrykowanych dźwigarów na przyczółku i dodatkowej minimalnej grubości za dźwigarami w celu ich właściwego utwierdzenia w przyczółku.

3. Wnioski końcowe

Obydwa wiadukty oddano do użytku w 2007 roku. Po latach obserwacji tych wiaduktów oraz innych, które zaprojektowałem, nie ujawniły się żadne mankamenty w ich eksploatacji. Można wyraźnie stwierdzić, że wiadukty zintegrowane bardzo dobrze współpracują z otaczającym je gruntem pod wpływem oddziaływań termicznych i obciążeń zmiennych od ruchu pojazdów i pieszych. Wiadukty te mają mniejsze przekroje elementów konstrukcyjnych w stosunku do tradycyjnych rozwiązań konstrukcyjnych. Dodatkowo brak w nich łożysk mostowych, płyt przejściowych oraz dylatacji mechanicznych. Fakt ten czyni je tańszymi w budowie i ich eksploatacji, w porównaniu z tradycyjnie wykonywanymi wiaduktami, posiadającymi te elementy. Uważam, że można i należy stosować wiadukty zintegrowane w naszym kraju, ze względu na to, że jest to szybsze i tańsze rozwiązanie konstrukcyjne wiaduktu. Należy mieć na uwadze, że w Polsce mamy inne temperatury powietrza niż na wyspach brytyjskich z tego też względu, konieczne jest badanie tych konstrukcji w naszych warunkach klimatycznych. Badania takie umożliwiłyby inżynierom mostowym wnikliwe poznanie pracy tych konstrukcji, co mogłoby prowadzić do stopniowego zwiększania ich długości. Na uwagę zasługuje fakt, że w Polsce pojawia się coraz więcej cennych publikacji na temat wiaduktów zintegrowanych [13]. Świadczy to o rosnącym zainteresowaniu przez inżynierów mostowych w Polsce tymi konstrukcjami.

Literatura

1. BA42/96: 2003. Volume 1, Section 3, Part 12. The Design of Integral Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London.
2. BD37/01: 2001. Volume 1, Section 3, Part 14. Loads for Highway Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. The Stationery Office, London. ISBN 0115523545.
3. BS5400-04: 1990. British Standard. Steel, concrete and composite bridges – Part 4: Code of practice for design of concrete bridges. ISBN 0580184420.
4. Lock R.J., 2002. Integral Bridge Abutments. CUED/D-SOILS/TR320.
5. Kumar A., 1988. Composite Concrete Bridge Superstructures: British Cement Association. ISBN 0721013619.
6. Nicholson B.A., 1998. Integral abutments for prestressed beam bridges. Prestressed Concrete Association. ISBN 0950034770.
7. Institute of Structure Engineers in association with the Prestressed Concrete Association. Prestressed Concrete Highway Bridge Design Utilizing precast pretensioned beams, 1997, London.
8. National Road Authority. Urząd administracji rządowej w Irlandii, zarządzający drogami w tym kraju. www.nra.ie.
9. Fehily and Timoney. Irlandzkie biuro konsultingowe. Cork Office, Core House, Pouladuff Road, Cork, Ireland. www.fehilytimoney.ie.
10. Banagher Precast Concrete. Wykonawca prefabrykatów betonowych. www.bancrete.com.
11. Reinforced Earth Company Ireland. Projektant gruntów zbrojonych i dostawca ich elementów konstrukcyjnych. www.recoireland.ie.
12. Manual of Contract Documents For Road Works. Volume 1. Specification for Road Works. National Road Authority. March 2000.

13. Furtak K., Wrana B., 2005. Mosty zintegrowane. Wydawnictwo komunikacji i Łączności Warszawa. ISBN: 832061550X.
14. Helowicz A., 2015. Mosty zintegrowane z prefabrykowanych dźwigarów sprężonych – doświadczenie projektanta. Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków.

Single span integral bridges built using precast prestressed beams

Andrzej Helowicz

Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology,
e-mail: andrzej.helowicz@pwr.edu.pl

Abstract: The paper presents examples of single span integral bridges built using precast prestressed beams. At the beginning, the design principles and modelling of an integral bridge have been described. Furthermore, the author presents integral bridges, which have been co-designed by him. All the structures have been constructed in Ireland. The advantages and disadvantages of these structures have been discussed. The author is focused in particular on an integral bridge design, its construction process, construction cost, and behavior during its service. Presented bridges have been made over a local road and a railway line. The paper concludes with a summary of author skills and knowledge about the design of integral bridges with recommendations as to the design of these bridges in Poland.

Keywords: precast prestressed beams, integral bridges, design, single span bridge

Optymalizacja konstrukcji stalowych mostów autostradowych za pomocą wybranych metod analizy wielokryterialnej AHP i EA FAHP

Przemysław Jakiel, Dariusz Fabianowski

Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: p.jakiel@po.opole.pl, darof@o2.pl

Streszczenie: Projektowanie obiektów mostowych jest zagadnieniem wieloatrybutowym, prowadzącym w konsekwencji do konieczności rozwiązywania wielu złożonych problemów architektonicznych, konstrukcyjnych i technologicznych. Ich rozwiązywanie wymaga od projektanta dużej wiedzy, doświadczenia oraz intuicji. Jest to proces wielokryterialny, często trudny do ścisłego zdefiniowania. Stąd też, w pracy zaprezentowano nowe podejście przy optymalizacji wyboru dominujących w warunkach krajowych, rozwiązań konstrukcyjno-technologicznych autostradowych obiektów mostowych o konstrukcji stalowej. W tym celu zastosowano metody wielokryterialnej analizy porównawczej AHP (Analytic Hierarchy Process) i EA FAHP (Extent Analysis Fuzzy Analytic Hierarchy Process), dokonując porównania procesu optymalizacji przy użyciu ocen ostrych i rozmytych. Spośród wielu rozwiązań konstrukcyjnych, przyjęto najbardziej rozpowszechnione, tj. obiekty z dźwigarami blachownicowymi, skrzynkowymi i łukowymi. Zalety przyjętej metodologii oceny oraz porównania obu metod podano we wnioskach końcowych.

Słowa kluczowe: autostradowy obiekt mostowy, ustrój stalowy, metoda analizy wieloktyterialnej AHP i EA FAHP, ocena

1. Wprowadzenie

Projektowanie obiektów mostowych jest procesem o wysokim stopniu złożoności, wymagającym uwzględnienia wielu wymogów projektowych, jak np. bezpieczeństwo konstrukcji, racjonalny koszt budowy i eksploatacji, estetyka, czy harmonia z otoczeniem. Są one często przeciwstawne i wymagają stosowania rozwiązań kompromisowych, a podejmowane decyzje obarczone są dużym ryzykiem finansowym oraz odpowiedzialnością za życie i zdrowie ludzkie. Wynik końcowy zależy także od indywidualnych preferencji projektanta. Duże znaczenie ma również, charakterystyczny dla przedsięwzięć budowlanych, brak powtarzalności warunków projektowania i realizacji, wymagający każdorazowo indywidualnego podejścia do kolejnych obiektów. Całość problemu dopełnia występowanie czynników trudno mierzalnych, umownych, bądź nie dających się precyzyjnie zdefiniować, pojawiających się mimo normowego ujęcia procesu projektowego.

Przedstawione trudności generują problemy w wyborze optymalnego rozwiązania oraz w jego merytorycznym uzasadnieniu. Zatem istnieje potrzeba sięgnięcia po metody i narzędzia wykraczające poza konwencjonalną matematykę, pozwalające na ujęcie wieloatrybutowości procesu decyzyjnego, jak i odwzorowanie nie zawsze ścisłych zależności.

Celowi temu służą metody wielokryterialnego wspomagania procesu decyzyjnego MCDA (Multi-Criteria Decision Analysis), które można podzielić na dwie grupy operujące ocenami o wartościach ostrych i rozmytych. Wiodącą metodą, która należy do pierwszej grupy jest AHP, tj. autorska metoda T.L. Saaty'ego. [1, 2]. Do jej głównych zalet zalicza

się uniwersalizm, dekompozycję procesu decyzyjnego do czytelnej struktury hierarchicznej, zastosowanie porównań parami oraz możliwość sprawdzenia poprawności ocen za pomocą wskaźnika CR. Kolejną grupę, opartą na teorii zbiorów rozmytych, wprowadzonych przez L.A. Zadeha stanowią, m.in. metody Van Laarhovena i Pedrycza, Buckleya, Changa, Mikhailova oraz Chenga. Jedną z najbardziej popularnych obecnie metod zaproponował Chang (EA FAHP) [3]. Zastosował on do ocen względnych preferencji liczby rozmyte o trójkątnych funkcjach przynależności oraz autorską metodę obliczania wektora wag z regułą porównania liczb rozmytych parami.

Pomimo dużej popularności tych metod, istnieje niewiele prac z zakresu mostownictwa, dotyczących tej dziedziny [4-6]. W związku z tym, w pracy przedstawiono porównanie optymalizacji wyboru (dominujących w warunkach krajowych) rozwiązań konstrukcyjno-technologicznych mostów stalowych, stosując metodę AHP i EA FAHP.

2. Charakterystyka przyjętych rozwiązań konstrukcyjno--technologicznych i kryteriów oceny

Pod względem rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych, autostradowe obiekty mostowe należą do typowych ustrojów mostowych. Dominującą tendencją, obowiązującą w Polsce, jest stosowanie ustrojów belkowych, wykonanych z żelbetu lub z betonu sprężonego. Odrębną grupę, nie mniej liczną, stanowią konstrukcje stalowe w formie ustrojów belkowych blachownicowych i skrzynkowych. Pomost w takich obiektach może być wykonany w postaci stalowej płyty ortotropowej lub w postaci płyty żelbetowej, współpracującej z dźwigarami stalowymi.

W pracy rozważono rozwiązania konstrukcyjne mostów stalowych, które wyodrębniono dla przekraczanej przeszkody o maksymalnej szerokości 100 m. Ograniczenie to jest zasadne w większości przypadków budowanych w Polsce autostradowych obiektów mostowych i sprawia, że możliwa jest analiza ustrojów wieloprzęsłowych (o przęsłach mniejszej rozpiętości, w zakresie 10-20 m), rzadziej jednoprzęsłowych (tab. 1).

W analizie symulacyjnej przyjęto następujące założenia:

- pomost jako odrębny, powtarzalny element konstrukcyjny, nie został uwzględniony w rozważaniach,
- przęsła pod każdą z jezdni w przekroju poprzecznym są rozdzielone,
- dla wszystkich wariantów przyjęto takie same: klasę obciążeń (A), wyposażenie oraz skrajnię poziomą i pionową,
- rozważane obiekty znajdują się nad przeszkodą naturalną (ciek wodny lub wąwóz/dolina), w tym również nad drogą lub linią kolejową.

Przy ocenie wariantów parami, wobec przyjętych kryteriów, pomocne były, m.in. pozyskane oceny przykładowych obiektów autostradowych oraz wywiady środowiskowe z inżynierami mostowymi o długoletnim stażu pracy. Uzyskano również dane, dotyczące nakładów robocizny i czasochłonności poszczególnych rozwiązań (kosztorysy cen jednostkowych zaktualizowano do IV kwartału 2014 r.) [7].

Ponadto, założono, że w fazie projektowania konstrukcji (przęseł/przęsła) spełnione są następujące warunki:

- dokonano wizji lokalnej w terenie wraz z pomiarami geometrycznymi przeszkody,
- przewidziano odpowiednie odwodnienie obiektu i stref przy obiektowych, zapewniając swobodny przepływ wody w linii cieku wodnego,
- zapewniono współpracę z następującymi branżami: geodezja, geologia – badania geotechniczne podłoża, hydrologia – operaty hydrologiczne, inżynieria ochrony środowi-

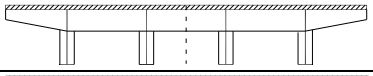
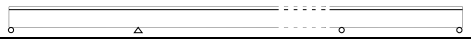
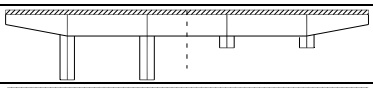
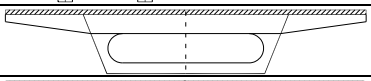
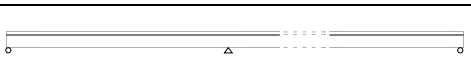
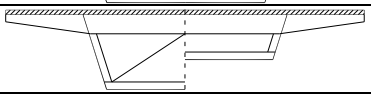
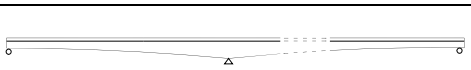
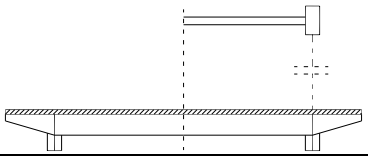
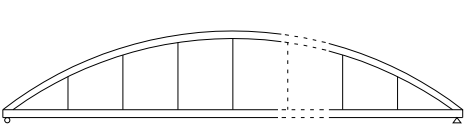
ska, inżynieria drogowa, logistyka - dowóz materiałów i konstrukcji, wraz z ich składowaniem na placu budowy, elektryczna - projekt oświetlenia na obiekcie, zapewnienie nadzoru budowlanego nad realizowaną inwestycją.

Wybrane warianty konstrukcyjno-technologiczne przedstawiono w tabelach 1 i 2. Przyjęty zbiór kryteriów głównych i podkryteriów wyłoniono za pomocą macierzy dominacji, przyjmując te, które uzyskały odpowiednio wysoką ocenę (tab. 3).

Tabela 1. Wybrane rozwiązania konstrukcyjne podlegające analizie

Wariant rozwiązania	Charakterystyka*)
W1	Ustrój belkowy wieloprzęsłowy o przęsłach rozdzielonych
W2	Ustrój belkowy wieloprzęsłowy o przęsłach ciągłych, o stałej wysokości
W3	Ustrój belkowy wieloprzęsłowy o przęsłach ciągłych, o zmiennej wysokości
W4	Ustrój skrzynkowy wieloprzęsłowy o przęsłach ciągłych, o stałej wysokości**)
W5	Ustrój skrzynkowy wieloprzęsłowy o przęsłach ciągłych, o zmiennej wysokości**)
W6	Ustrój łukowy z jadą dołem, jednoprzęsłowy
*) Pominięto konstrukcje mostów wantowych i wiszących, stosowanych zazwyczaj do przekraczania przeszkód o większych rozmiarach od przyjętych. **) Przyjęto jednokomorowe dźwigary skrzynkowe.	

Tabela 2. Przekroje poprzeczne i schematy statyczne wybranych rozwiązań konstrukcyjnych

Wariant	Przekrój poprzeczny	Schemat statyczny
W1		
W2		
W3		
W4		
W5		
W6		

3. Opis aplikacji metod AHP i EA FAHP

Poniżej przedstawiono skrócony algorytm postępowania w odniesieniu do aplikacji metod AHP i EA FAHP, przy czym kroki 1, 2 i 4 są dla obu metod identyczne [3, 5]:

- Krok 1. Hierarchizacja procesu decyzyjnego (budowa modelu hierarchicznego) w wyniku jego dekompozycji, w którym funkcję celu stanowi uporządkowanie preferencyjne wariantów (rys. 1).
- Krok 2. Ocena poprzez porównanie parami kryteriów (podkryteriów, wariantów) z tego samego poziomu w obecności kryterium z poziomu wyższego. Porównania dokonuje się z zastosowaniem względnej skali ocen dominacji, przy czym oceny rozmyte otrzymano w wyniku transformacji pierwotnej skali Saaty'ego przez rozmycie wartości ostrych.

Tabela 3. Klasyfikacja kryteriów oceny

Kryteria		Opis merytoryczny i podkryteria
A	Możliwość elastycznego modelowania geometrii konstrukcji do warunków lokalizacyjnych – charakteryzuje możliwość adaptacji wariantów w różnych warunkach zewnętrznych, przy zachowaniu niezmiennych cech funkcjonalnych; im szerszy zakres zastosowania tym wyższa ocena	
	A1	Przystosowanie rozwiązania do wymogów lokalizacyjnych (topografii)
	A2	Stopień złożoności przy realizacji, stanowi jednocześnie ograniczenie dla A1
B	Bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji – decyduje o stateczności i trwałości konstrukcji na etapie projektowania, użytkowania, a także podczas wystąpienia warunków wyjątkowych. Im konstrukcja jest zaprojektowana i wykonana w sposób bardziej bezpieczny i trwały, tym wyższa ocena.	
	B1	Kryterium projektowe
	B2	Bezpieczeństwo konstrukcji w złożonych warunkach topograficznych
	B3	Bezpieczeństwo konstrukcji z uwagi na zagrożenia naturalne oraz zdarzenia losowe (stany powodziowe, ponadnormatywne działanie wiatru, uderzenie pojazdu lub statku itp.)
C	Technologiczność rozwiązań konstrukcyjnych – decyduje o możliwości sprawnego i efektywnego wykonania obiektu, z zachowaniem jego funkcjonalności i estetyki. Im większa uniwersalność rozwiązań, tym wyższa ocena.	
	C1	Możliwość maksymalnej mechanizacji procesów roboczych w wytwórni i na budowie
	C2	Uniwersalność technologii montażu
D	Kryterium ekonomiczne – decyduje o całkowitym koszcie inwestycji na etapie projektowania, budowy i eksploatacji obiektu; decyduje minimum kosztów przy spełnieniu wymogów projektowych.	
	D1	Koszt inwestycji
	D2	Czas trwania inwestycji
	D3	Koszt utrzymania (okresowe konserwacje)
E	Stopień minimalizacji wpływu na środowisko – ocena oddziaływania konstrukcji na środowisko, zarówno w fazie projektowej (ocena rozwiązań wg kryt. B1 i B2), jak i całego okresu żywotności ustroju (kryt. B3). Im mniejszy wpływ ocenianego wariantu, tym wyższa ocena.	
	E1	Minimalizacja powierzchni pod inwestycję (ma również aspekt ekonomiczny, szczególnie w przypadku konieczności wykupu gruntów od prywatnych właścicieli)
	E2	Znikomy stopień ingerencji w krajobraz i harmonijna kompozycja z otoczeniem
	E3	Wpływ na zanieczyszczenie środowiska w fazie budowy i eksploatacji oraz recycling po zakończeniu okresu żywotności

W wyniku porównań parami można otrzymać kwadratową macierz ocen $\boldsymbol{A}$.

- Krok 3 (AHP). Wyznaczenie preferencji kryteriów globalnych i lokalnych, wg wzoru:

$$w_j = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{a_{ij}}{\sum_{i=1}^{n} a_{ij}} \tag{1}$$

gdzie: a_{ij} – składowa macierzy ocen $\boldsymbol{A}$ (ocena i-tego elementu względem j-tego), natomiast wektor priorytetów cząstkowych można uzyskać z zależności (2):

$$w_j = \sum_{j=1}^{n} w_j \times a_{ij} \tag{2}$$

- Krok 4 (EA FAHP). Obliczenie wskaźnika syntetycznej miary ocen $\tilde{S}_i$ wg (3):

$$\tilde{S}_i = \sum_{j=1}^{n} \tilde{a}_{ij} \otimes \left[\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} \tilde{a}_{ij}\right]^{-1} \tag{3}$$

oraz wektora wag $W'(x_i)$, wyrażonego za pomocą liczb nierozmytych (wartości ostre):

$$W'(x_i) = \min\left\{V\left(\tilde{S}_i \geq \tilde{S}_j\right)\right\} \tag{4}$$

- Krok 5. Weryfikacja poprawności przyporządkowania ocen za pomocą wskaźnika spójności *CR*:

$$CR = \frac{\lambda_{\max} - n}{(n-1)\cdot RI} < 0{,}1 \tag{5}$$

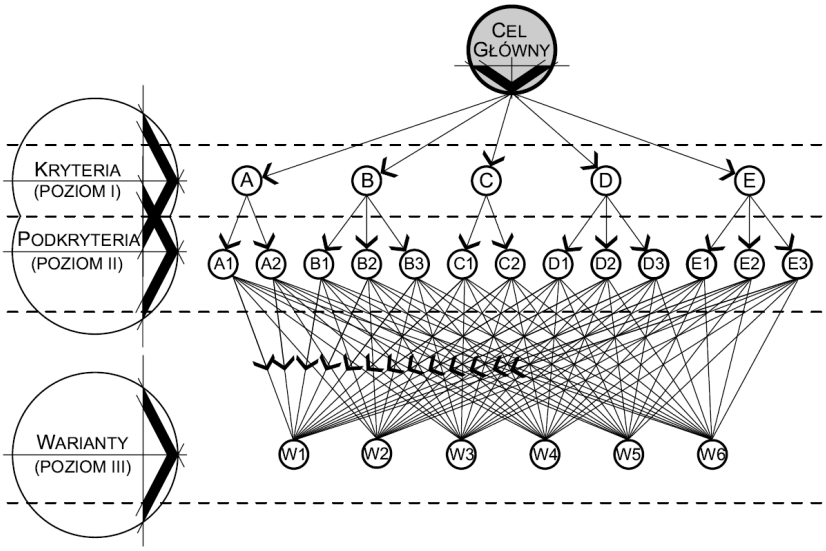
w którym:

λ_{max} – maksymalna wartość wektora własnego macierzy $\boldsymbol{A}$, dla metody AE FAHP utworzonej z modalnych wartości liczb rozmytych,

n – rząd macierzy $\boldsymbol{A}$ (liczba porównywanych elementów (kryteriów, podkryteriów, wariantów),

RI – losowy wskaźnik niekonsekwencji przydziału ocen, zależny od liczby rozpatrywanych elementów, opracowany za pomocą obróbki statystycznej wyników wielu symulacji komputerowych [1, 2].

W metodzie EA FAHP skalę ocen uzyskano przez rozmycie klasycznej 9-stopniowej skali metody AHP. Model hierarchiczny analizowanego zagadnienia pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Model hierarchiczny analizowanego zagadnienia decyzyjnego

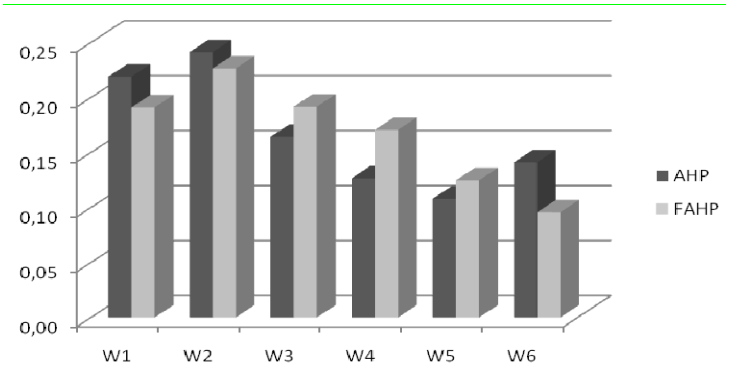
4. Wyniki obliczeń i ich analiza

Zastosowany algorytm obu metod posłużył do oceny oraz wyłonienia najkorzystniejszego rozwiązania konstrukcyjno-technologicznego autostradowego obiektu mostowego o konstrukcji stalowej. Ze względu na dużą liczbę uzyskanych wyników, w tabeli 4 przedstawiono jedynie wartości ocen globalnych, przy czym wartości wskaźnika spójności *CR* dla poszczególnych macierzy porównań wahały się w przedziale od 0 do 0,055. Na rysunku 2 przedstawiono graficzną interpretację rankingu wariantów (wartość wektora priorytetów głównych) wg metody AHP i FAHP.

Tabela 4. Końcowa postać rankingu wariantów w obu metodach*)

Warianty	Metoda AHP	Metoda EA FAHP
W1	0,22	0,19
W2	0,24	0,23
W3	0,16	0,19
W4	0,13	0,17
W5	0,11	0,12
W6	0,14	0,10

*) Składowe wektora priorytetów głównych zaokrąglono do 2. miejsca po przecinku.



Rys. 2. Graficzna interpretacja rankingu wariantów wg metody AHP i FAHP

Spośród pięciu analizowanych kryteriów głównych (A-E), największy priorytet uzyskało kryterium B, charakteryzujące bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji, a najmniejszy – E, oznaczające stopień minimalizacji wpływu na środowisko. Otrzymane wyniki obliczeń wskazują, że konstrukcją o największym priorytecie w obu metodach okazało się rozwiązanie W2, tj. ustrój belkowy wieloprzęsłowy, o przęsłach ciągłych (0,24 – AHP i 0,23 – FAHP). Najniższą wagę otrzymały, w zależności od metody, odpowiednio warianty W5 (0,11) i W6 (0,10). Biorąc pod uwagę trendy dominujące w realizacjach konstrukcji przy rozważanym zakresie wielkości przeszkody, otrzymane wyniki wydają się być bardzo zbliżone do uwarunkowań rzeczywistych [4, 8].

Porównując wyniki uzyskane z obliczeń według obu metod, największe rozbieżności uzyskano w przypadku wariantu W4 (71%), z wartością większą wg metody FAHP oraz W6 (131%), z przewagą metody AHP. Największą zbieżność wyników uzyskano dla wariantu W2 (96%).

Stwierdzono, że rozważane metody pozwalają na transpozycję procesu decyzyjnego do czytelnej struktury hierarchicznej oraz weryfikację poprawności ocen (w przypadku EA FAHP przybliżoną, obliczoną dla wartości modalnych liczb rozmytych), a postępowanie w ocenie sprowadza się do niezbyt złożonego porównania parami.

Stosując metodę FAHP uzyskano wyniki charakteryzujące się uporządkowaniem ilościowym, które – poza uszeregowaniem – daje możliwość określenia w sposób liczbowy różnic w preferencji poszczególnych wariantów. Z uwagi na wartości ostre, zakres ocen w metodzie AHP wydaje się być niewystarczający – w rozważanym przypadku mankamentem tej metody jest konieczność operowania wartościami średnimi parametrów opisujących warianty i kryteria (np. cena, czy nawet rozwiązania konstrukcyjne). Przykładem tego jest kryterium czasu realizacji inwestycji, zależnym od wielu czynników losowych (awaryjność

sprzętu, czynnik ludzki, zmienne warunki atmosferyczne itp.), wpływających na jego szacunkowy charakter.

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Projektowanie obiektów mostowych jest zagadnieniem złożonym i wieloatrybutowym, wymaga rozwiązywania wielu procesów decyzyjnych z ograniczeniami początkowymi, które narzucają konieczność sięgnięcia po metody analizy wielokryterialnej.

W pracy przedstawiono analizę rozwiązań konstrukcyjnych stalowych mostów autostradowych o całkowitej długości do 100 m, z wykorzystaniem metod AHP i EA FAHP. Temat ten podjęto z zamiarem umożliwienia szerszej aplikacji sugerowanych metod, mającej na celu usprawnienie pracy projektanta, co jest ściśle związane z rozbudową sieci autostrad w Polsce. Jednocześnie, przegląd literatury wykonany w [6] wskazuje na niewielką liczbę prac poruszających omawianą tematykę, z których żadna nie uwzględnia pełnej analizy statyczno-wytrzymałościowej i ekonomicznej konstrukcji.

Uzyskane wyniki analiz w odniesieniu do założonych wariantów konstrukcji mostowych pozwoliły na wyłonienie zalet zastosowanych algorytmów:

- metody AHP i EA FAHP umożliwiają wybór optymalnego rozwiązania, przy równoczesnym uwzględnieniu wielu czynników, także trudno mierzalnych bądź niepoddających się pomiarom, a zastosowanie liczb rozmytych pozwala na uwzględnienie ocen grupowych i niepewności w precyzji dokonywanych porównań parami;
- obie metody umożliwiają uzyskanie uporządkowania ilościowego, pozwalają także na określenie w sposób liczbowy różnic w preferencji poszczególnych wariantów;
- potwierdzono efektywność metody EA FAHP, jednak realizacja ocen cząstkowych, jak i algorytm obliczeniowy są bardziej złożone i nie tak oczywiste, jak w klasycznej AHP;
- konieczność zachowania normowych wymogów bezpieczeństwa wpływa na niewielkie rozbieżności w wartościach ocen porównań parami, zarówno wariantów, jak i kryteriów, eliminując tym samym – w przypadku metody EA FAHP – zera w wartościach wektorów ocen cząstkowych i jednocześnie w wektorze globalnym;
- różnice wyników uzyskanych za pomocą obu metod wynikają z uwzględnienia przedziałów wartości dopuszczalnych, ujętych za pomocą trójkątnych liczb rozmytych w metodzie EA FAHP; pozwala ona na szerszy zakres stosowalności i tym samym „pełniejsze" ujęcie problemu niż metoda AHP.

Powyższe zalety potwierdzają dużą skuteczność metody AHP, a szczególnie EA FAHP, udowadniając możliwość ich aplikacji w odniesieniu do złożonych konstrukcji mostów stalowych. Pozwala to na istotne usprawnienie pracy i pełne wykorzystanie wiedzy projektanta. Metody te stanowią także doskonałe i nowatorskie narzędzie, szczególnie w przypadkach, gdy podjęcie decyzji obarczone jest dużym ryzykiem finansowym oraz odpowiedzialnością za życie i zdrowie ludzkie.

Pomimo uzasadnionych zalet, zaproponowana metodologia ma pewne ograniczenia. Należy do nich zaliczyć, m.in. konieczność dokładnego opracowania danych porównawczych, co wymaga dużego nakładu pracy, związanego z koniecznością realizacji nieraz złożonej analizy wytrzymałościowej przyjętych wariantów konstrukcyjnych wraz z wyceną ich realizacji. Ogranicza to znacząco zakres zastosowań jedynie do inwestycji wysokonakładowych, uzasadniających rozszerzony zakres prac projektowych. Kolejny problem stanowi konieczność opisu ścisłych zagadnień technicznych za pomocą liczb rozmytych. W analizowanym zagadnieniu są one matematycznym zapisem poziomu akceptacji danego rozwiązania, np. od wartości grożącej katastrofą, poprzez rozwiązanie właściwe, aż do

ekonomicznie nieuzasadnionego. Metoda AHP jest mniej dokładna, wymusza konieczność operowania wartościami średnimi, które w odniesieniu, np. do ceny czy rozwiązań konstrukcyjnych mogą okazać sie niewystarczające.

Kierunek dalszych prac powinny stanowić metody usprawniające analizę statyczno-wytrzymałościową, oraz pozwalające na redukcję koniecznych nakładów pracy, które w chwili obecnej ograniczają zakres stosowania proponowanych algorytmów.

Literatura

1. Saaty T.L., 1980. The analytic hierarchy process, planning, priority, setting, resource allocation. Mc-Graw Hill, New York.
2. Saaty T.L., 1994. Fundamentals of decision making and priority theory with the analytic hierarchy process. RWS Publications, Pitsburgh.
3. Chang D.-Y.,1996. Application of the extent analysis method on fuzzy AHP. European Journal of Operational Research 95, 649-655.
4. Pan N-F., 2008. Fuzzy AHP approach for selecting the suitable bridge construction method. Automation in Construction 17, 958-965.
5. Fabianowski D., Jakiel P., 2011. Zastosowanie analizy hierarchicznej w ocenie rozwiązań konstrukcyjno-technologicznych autostradowych stalowych obiektów mostowych. Autostrady 6, 16-19.
6. Jakiel P., Fabianowski D., 2015. FAHP model used for assessment of highway RC bridge structural and technological arrangements. Expert Systems with Applications 42, 4054-4061.
7. Katalog nakładów rzeczowych. Intercenbud, IV kwartał 2014.
8. Chaphalkar N.B., Shirke P.P. 2013. Application of multi – criteria decision making techniques for bridge construction. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology 2(8), 3617-3626.

The optimalization of steel highway bridge structures using AHP and EA FAHP multi-criteria method

Przemysław Jakiel, Dariusz Fabianowski

Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology,
e-mail: p.jakiel@po.opole.pl, darof@o2.pl

Abstract: The realization of design issues concerning bridges requires addressing numerous complex structural, technological and architectural problems that need to be handled by a designer with extensive experience and intuition. This is a multi-criteria process, often hard to be clearly defined. It can be proven by a small number of scientific works devoted to the subject. Thus this paper presents a new approach for selection of a structural-and-technological version for the highway steel bridges. The well-known AHP (Analytic Hierarchy Process) method is compared to the FAHP (Fuzzy Analytic Hierarchy Process) multi-criteria comparative analysis method that have been applied for these purposes. The assumed domestically predominant highway steel bridge structural-and-technological options have been analysed and optimised. From amongst numerous structural types, the most common ones have been recommended, i.e. plate girder , box girder and arch designs. The conclusions considering i.e. the advantages and possible limitations of applied methods have been drawn on the basis of the obtained results.

Keywords: highway bridge, steel structure, AHP multi-criteria method, FAHP multi-criteria method, evaluation

Analizy ruchowe w aspekcie planowanej budowy przeprawy promowej lub mostowej na wysokości Solca Kujawskiego

Jan Kempa, Grzegorz Bebyn, Jacek Chmielewski

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy,
e-mail: janke@utp.edu.pl, bebyng@utp.edu.pl, jacek-ch@utp.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki analiz ruchu dotyczące planowanej budowy przeprawy promowej lub mostowej na wysokości Solca Kujawskiego łączącej drogi krajowe nr 10 oraz 80. Na podstawie symulacyjnego modelu transportowego dla województwa kujawsko-pomorskiego wyznaczono przestrzenne rozkłady natężeń ruchu samochodowego, wartości czasu spędzonego przez kierowców i pasażerów pojazdów oraz pracy przewozowej pojazdów poruszających się po sieci drogowej województwa w ciągu doby przeciętnego dnia roboczego. Charakterystyki te umożliwiły określenie efektów ruchowych i oszczędności w kosztach ruchu wynikające albo z budowy przeprawy promowej lub mostowej, w stosunku do wariantu bezinwestycyjnego. W pracy wykazano, że obie inwestycje zarówno ze względów przestrzennego rozkładu ruchu samochodowego, jak i oszczędności w kosztach ruchu są uzasadnione.

Słowa kluczowe: transport, inżynieria ruchu, przestrzenne rozkłady ruchu, koszty ruchu.

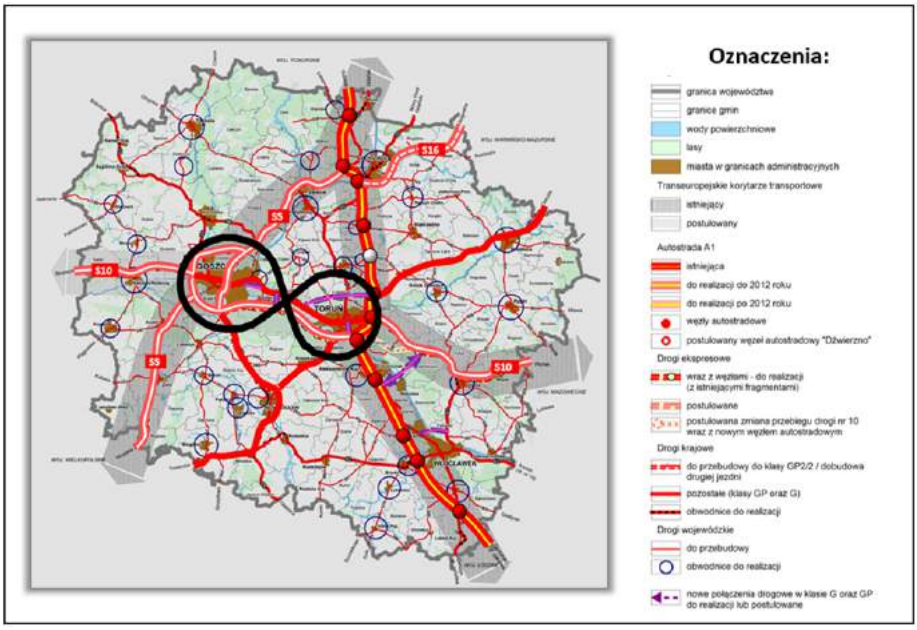
1. Wstęp

Sejmik Województwa Kujawsko-Pomorskiego w 2013r. podjął uchwałę w sprawie przyjęcia „Strategii rozwoju województwa kujawsko-pomorskiego do roku 2020 – Plan modernizacji 2020+" [1]. Wyróżniono w niej 4 priorytety oraz 8 celów strategicznych. Dla rozwoju systemu transportowego w województwie kujawsko-pomorskim niezmiernie ważnym jest cel strategiczny „Dostępność i spójność". Zasadniczym celem planowanych działań w ramach tego celu strategicznego jest zapewnienie właściwej dostępności zewnętrznej i spójności wewnętrznej województwa. Dodatkowo należy zaznaczyć, że omawiany cel będzie także realizować pewne istotne zadania dla pozostałych priorytetów wymienionych w Strategii.

W przypadku dostępności zewnętrznej największe znaczenie będą mieć drogi ekspresowe S5 i S10 oraz linie kolejowe nr 18, 131, 201 i 353, a także Port Lotniczy w Bydgoszczy. Ważnym aspektem dostępności zewnętrznej będzie również zapewnienie dobrych powiązań układu wewnętrznego z węzłami autostradowymi i drogami ekspresowymi. Spójność wewnętrzna natomiast ma zostać osiągnięta, między innymi, poprzez następujące inwestycje infrastruktury drogowej:

- przebudowę dróg krajowych nr: 25, 67, 80, 91,
- przebudowę drogi krajowej nr 15, w tym: realizacja obwodnic Inowrocławia, Brodnicy i Kowalewa Pomorskiego; podjęcie prac nad koncepcją całościowej realizacji drogi krajowej nr 15 w standardzie GP (2x2), a jako priorytet wskazuje się realizację odcinka Inowrocław - Toruń,

- podjęcie prac na rzecz realizacji drogi ekspresowej S16, w tym jako priorytet wskazuje się realizację obwodnicy Grudziądza,
- realizację obwodnicy Brześcia Kujawskiego w przebiegu drogi krajowej nr 62 i dróg wojewódzkich nr: 270, 265 i 268,
- realizację węzła autostradowego Dźwierzno (gmina Chełmża),
- realizację przeprawy na Wiśle w rejonie Solca Kujawskiego, co w połączeniu z drogami krajowymi DK10 i DK80 oraz wojewódzkimi w rejonie Bydgoszczy i Torunia, ma utworzyć, tzw. „regionalną ósemkę" wzmacniającą integrację obydwu siedzib województwa i ich gmin podmiejskich (rys. 1).



Rys. 1. Propozycje rozwoju sieci drogowej związane ze wzmocnieniem integracji obydwu siedzib województwa kujawsko-pomorskiego (źródło: Departament Planowania Regionalnego Urzędu Marszałkowskiego w Toruniu, Kujawsko-Pomorskie Biuro Planowania Przestrzennego i Regionalnego Oddział w Toruniu)

Przeprawa promowa lub mostowa łącząca drogi krajowe nr 10 oraz 80, na wysokości Solca Kujawskiego, byłaby niewątpliwie bardzo korzystnym rozwiązaniem dla kierowców, którzy z północnych części Bydgoszczy (zwłaszcza Fordonu – 80 tys. mieszkańców) udając się na południe Polski chcieliby skorzystać z autostrady A1. Dzięki omawianej przeprawie do autostrady A1 dojechaliby drogą ekspresową nr 10, a nie drogą krajową nr 80 trasowaną na końcowym jej odcinku przez nierzadko przeciążone ruchem (zwłaszcza w godzinach szczytowego ruchu) odcinki sieci drogowej Torunia. Przeprawa na wysokości Solca Kujawskiego stanowiłaby także alternatywną przeprawę w stosunku do mostu drogowego im. Rudolfa Modrzejewskiego w Fordonie. Obecnie w przypadku poważnego wypadku drogowego na nim i konieczności czasowego wyłączenia mostu z eksploatacji kierowcy pojazdów zmuszeni są albo do kilkugodzinnego postoju albo do kilkudziesięciokilometrowego objazdu (najbliższe mosty – Chełmno lub Toruń).

Celem pracy jest udzielenie odpowiedzi na pytanie: czy ze względów funkcjonalności i sprawności drogowego systemu transportowego w województwie kujawsko-pomorskim, a także względów ekonomicznych uzasadniona jest budowa przeprawy promowej lub mostowej na wysokości Solca Kujawskiego, łączącej drogi krajowe nr 80 i nr 10?

2. Opis założeń do analiz przestrzennych rozkładów ruchu

Wykonanie analiz funkcjonowania systemów transportowych zarówno w stanie istniejącym, jak i dla okresów prognostycznych, wymaga zastosowania odpowiednich narzędzi informatycznych. Stąd do analiz przestrzennych rozkładów ruchu wykorzystano czterostopniowy transportowy model symulacyjny (proces powstawania ruchu oraz wyboru: celu podróży, środka transportu i trasy przejazdu) opracowany na bazie kompleksowych badań ruchu drogowego oraz badań ankietowych mieszkańców województwa w latach 2013-2014 [2]. Model ten zbudowano w ramach pracy [2] i szczegółowo został w niej opisany.

W analizach przestrzennych rozkładów ruchu posłużono się także ogólną koncepcją rozwoju układu drogowego województwa kujawsko-pomorskiego opracowaną w ramach pracy [2]. Podstawą opracowania tej koncepcji były dane zamieszczone w dokumentach [3÷15] oraz w pismach skierowanych do Katedry Budownictwa Drogowego Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy przez jednostki samorządu terytorialnego i inne podmioty oraz dane pozyskane bezpośrednio przez autorów opracowania (np. od zarządców dróg).

3. Wyniki analiz przestrzennych rozkładów ruchu

Analizy symulacyjne ruchu wykonano na podstawie modelu transportowego dla województwa kujawsko-pomorskiego, który umożliwił wyznaczenie następujących mierników charakteryzujących warunki ruchu na sieci drogowej województwa:

- natężeń ruchu dla doby przeciętnego dnia roboczego,
- pracy przewozowej wykonanej przez wszystkie pojazdy w ciągu doby przeciętnego dnia roboczego wyrażonej w pojazdo-kilometrach (Pkm),
- czasu spędzonego w sieci przez wszystkich kierowców i pasażerów pojazdów w ciągu doby przeciętnego dnia roboczego wyrażonego w pojazdo-godzinach (Ph).

Na podstawie powyższych danych oraz danych zamieszczonych w opracowaniu [16] można wyznaczyć już koszty eksploatacyjne pojazdów i czasu spędzonego przez kierowców i pasażerów samochodów w sieci drogowej w ciągu doby i roku.

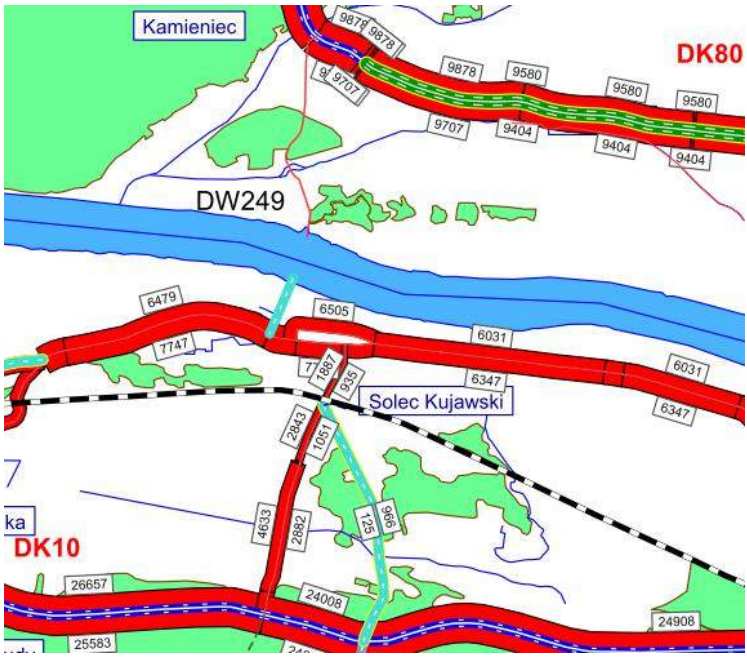
Obliczenia symulacyjne ruchu samochodowego wykonano dla następujących wariantów układu sieci drogowej województwa:

- brak promu i przeprawy mostowej – wariant bezinwestycyjny W0,
- przeprawa promowa – wariant inwestycyjny W1; założono, że prom w ciągu jednej godziny przewiezie w obu kierunkach ruchu 60 pojazdów,
- przeprawa mostowa – wariant inwestycyjny W2,

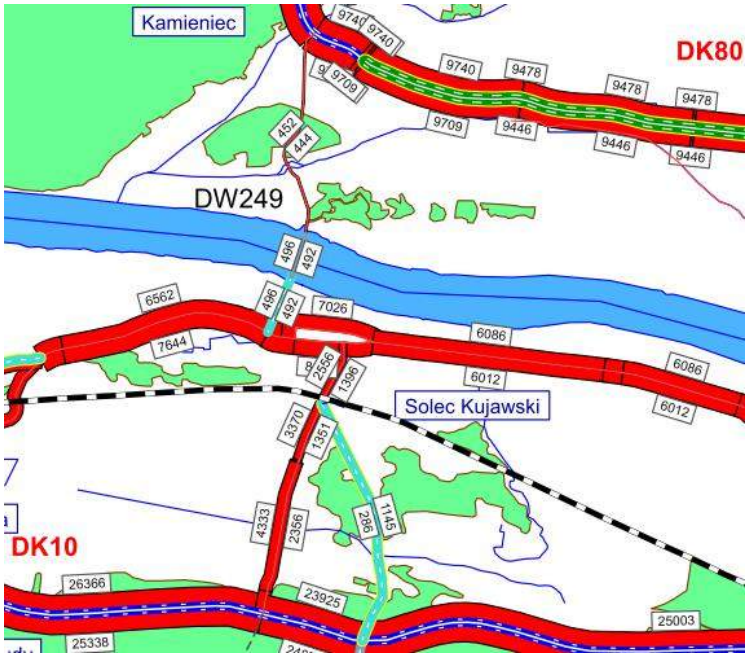
dla okresów prognozy obejmujących lata 2015, 2020 oraz 2025.

Przykłady wyników modelowania potrzeb transportowych w postaci map dobowych natężeń ruchu samochodowego dla okresu prognozy w roku 2025 zamieszczono na:

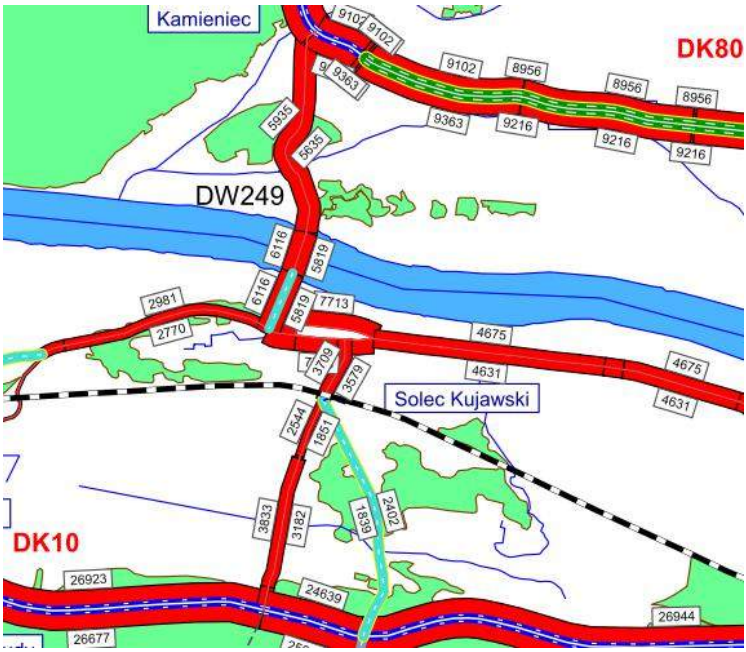
- rysunek 2 – brak promu lub przeprawy mostowej (W0),
- rysunek 3 – funkcjonuje przeprawa promowa (W1),
- rysunek 4 – funkcjonuje przeprawa mostowa (W2).



Rys. 2. Rozkład przestrzenny dobowego natężenia ruchu samochodowego dla 2025 r. – brak promu i przeprawy mostowej



Rys. 3. Rozkład przestrzenny dobowego natężenia ruchu samochodowego dla 2025 r. – przeprawa promowa



Rys. 4. Rozkład przestrzenny dobowego natężenia ruchu samochodowego dla 2025 r. – przeprawa mostowa

W tablicy 1 przedstawiono wartości czasu spędzonego przez kierowców i pasażerów w sieci oraz pracy przewozowej wykonanej na całej sieci drogowej województwa w przeciętnym dniu roboczym, dla poszczególnych wariantów układu sieci drogowej w okresie prognozy, tj. lat 2015-2025.

Tablica 1. Wartości czasu spędzonego w sieci i pracy przewozowej dla poszczególnych wariantów, dla rozważanych lat prognozy

Środek transportu	Czas spędzony w sieci [Pgodz]			Praca przewozowa [Pkm]		
	Warianty			Warianty		
	WO	W1	W2	WO	W1	W2
2015 rok						
C	59 652	59 642	59 605	4 182 831	4 181 150	4 182 781
D	42 229	42 222	42 199	2 923 605	2 922 428	2 923 291
O	345 757	345 490	343 286	24 071 039	24 067 450	24 072 520
Suma	447 637	447 354	445 089	31 177 475	31 171 029	31 178 592
2020 rok						
C	64 240	64 230	64 200	4 586 044	4 584 646	4 586 599
D	43 406	43 399	43 381	3 061 100	3 059 506	3 059 875
O	355 167	354 930	353 341	25 559 936	25 554 344	25 548 779
Suma	462 813	462 559	460 923	33 207 079	33 198 496	33 195 253
2025 rok						
C	67 336	67 329	67 259	4 920 547	4 918 525	4 919 391
D	43 687	43 681	43 624	3 153 068	3 151 626	3 151 302
O	361 583	361 309	360 650	26 548 445	26 534 870	26 484 463
Suma	472 606	472 319	471 534	34 622 060	34 605 021	34 555 155

C – pojazdy ciężarowe; D – pojazdy dostawcze; O – samochody osobowe

Z analizy danych zamieszczonych w tej tablicy wynika, że wybudowanie przeprawy promowej (W1) lub mostowej (W2) przyczyniłoby się do zmniejszenia czasu spędzonego przez kierowców i pasażerów w sieci, w stosunku do wariantu bezinwestycyjnego (W0), dla wszystkich rozważanych okresów analizy. W przypadku pracy przewozowej tylko dla roku 2015 i tylko dla wariantu z przeprawą mostową wartość pracy przewozowej jest nieznacznie większa niż w wariancie bezinwestycyjnym.

W dalszych rozważaniach przeprowadzono analizę dotyczącą potencjalnych oszczędności w kosztach ruchu samochodowego jakie niosłoby za sobą zrealizowanie przeprawy promowej (W1) albo przeprawy mostowej (W2) w stosunku do wariantu bezinwestycyjnego (W0). W analizie wzięto pod uwagę dwa najważniejsze składniki kosztów ruchu, jakimi są koszty czasu spędzonego w sieci przez kierowców i pasażerów oraz koszty eksploatacji pojazdów. Jednostkowe koszty czasu użytkowników infrastruktury drogowej oraz jednostkowe koszty eksploatacji pojazdów przyjęto na podstawie opracowania [16].

Dobowe i roczne koszty ruchu dla poszczególnych wariantów dla lat 2015, 2020 i 2025 przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Dobowe i roczne koszty czasu i eksploatacji pojazdów dla rozważanych wariantów dla 2015, 2020 i 2025 roku [mln. zł]

Wariant	Rodzaj kosztów	Środek transportu				
		C	D	O	Suma doba	Suma rok
2015						
W0	czasu	4,087	2,893	16,234	23,214	6 964,353
	eksploatacji	21,201	9,573	34,671	65,447	19 634,210
W1	czasu	4,086	2,892	16,222	23,200	6 960,256
	eksploatacji	21,192	9,570	34,666	65,429	19 628,948
W2	czasu	4,083	2,891	16,118	23,093	6 927,964
	eksploatacji	21,201	9,572	34,674	65,448	19 634,465
2020						
W0	czasu	5,276	3,565	20,134	28,976	8 692,872
	eksploatacji	23,245	10,024	36,816	70,085	21 025,798
W1	czasu	5,275	3,564	20,120	28,961	8 688,426
	eksploatacji	23,238	10,018	36,808	70,065	21 019,691
W2	czasu	5,273	3,563	20,030	28,867	8 660,234
	eksploatacji	23,248	10,020	36,800	70,068	21 020,618
2025						
W0	czasu	6,344	4,116	23,640	34,101	10 230,348
	eksploatacji	28,183	11,667	43,211	83,062	24 918,705
W1	czasu	6,343	4,115	23,622	34,081	10 224,597
	eksploatacji	28,171	11,662	43,189	83,023	24 907,002
W2	czasu	6,337	4,110	23,579	34,026	10 208,096
	eksploatacji	28,176	11,661	43,107	82,945	24 883,516

Natomiast różnice w kosztach czasu i eksploatacji pojazdów dla rozważanych wariantów, w stosunku do wariantu W0, w poszczególnych latach i w całym okresie analizy zamieszczono w tablicy 3.

Z analizy danych zamieszczonych w tablicy 3 wynika, że w przypadku realizacji przeprawy mostowej oszczędności w kosztach czasu kierowców i pasażerów oraz eksploatacji pojazdów na całej sieci drogowej województwa w okresie 2015-2025 wyniosłyby ponad 0,5 mld zł. Trzy i pół razy mniej natomiast wyniosłyby oszczędności w omawianych kosztach w przypadku realizacji przeprawy promowej. Z szacunków

autorów wynika, że koszt budowy przeprawy mostowej wynosiłby ~200 mln zł, natomiast przeprawy promowej ~1,5 mln zł. Do kosztów realizacji przeprawy promowej należy dodać jeszcze koszt zakupu promu, który szacuje się na kwotę ~1,0 mln zł.

Tablica 3. Różnice w kosztach czasu i eksploatacji pojazdów dla rozważanych wariantów, w stosunku do wariantu W0, w poszczególnych latach i w całym okresie analizy [mln. zł]

Rok analizy	W1-W0	W2-W0
2015	-9,360	-36,134
2020	-10,552	-37,817
2025	-17,454	-57,441
Suma za okres 2015 - 2025	**-147,482**	**-514,668**

Wyniki analizy wskazują, że zarówno ze względów oszczędności w kosztach ruchu, jak i funkcjonalności wojewódzkiego układu drogowego realizacja przeprawy promowej lub mostowej na wysokości Solca Kujawskiego byłaby uzasadniona.

4. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych analiz symulacyjnych ruchu dotyczących budowy przeprawy promowej lub mostowej łączącej drogi krajowe nr 10 oraz 80, na wysokości Solca Kujawskiego, można sformułować następujące wnioski:

1. Budowa przeprawy promowej lub mostowej ze względu na oszczędności kosztów czasu kierowców i pasażerów oraz eksploatacji pojazdów na sieci drogowej województwa, w stosunku do ponoszonych kosztów w wariancie bezinwestycyjnym, jest uzasadniona.
2. W latach 2015-2025 łączne oszczędności z tytułu czasu kierowców i pasażerów oraz eksploatacji pojazdów na sieci drogowej województwa, w stosunku do wariantu bezinwestycyjnego, wyniosłyby w przypadku przeprawy:
   - promowej ~147,5 mln zł,
   - mostowej ~515,0 mln zł.

   Tym samym koszty tych inwestycji uległyby szybkiemu zwrotowi, bowiem ze wstępnych szacunków autorów wynika, że koszt budowy mostu drogowego wyniósłby ~200 mln zł, a przeprawy promowej wraz z zakupem promu ~2,5 mln zł.
3. Przeprawa promowa lub mostowa byłaby szczególnie korzystnym rozwiązaniem dla podróżnych, którzy z północnych dzielnic Bydgoszczy (zwłaszcza Fordonu – 80 tys. mieszkańców) oraz obszarów do nich przylegających udając się na południe Polski chcieliby skorzystać z autostrady A1. Dzięki omawianej przeprawie do autostrady A1 dojechaliby drogą ekspresową nr 10, a nie drogą krajową nr 80 trasowaną na końcowym jej odcinku przez nierzadko przeciążone ruchem (zwłaszcza w godzinach szczytowego ruchu) odcinki sieci drogowej Torunia.
4. Omawiana przeprawa (promowa lub mostowa) stanowiłaby także brakującą alternatywną przeprawę w stosunku do mostu drogowego im. Rudolfa Modrzejewskiego w Fordonie. Obecnie w przypadku poważnego wypadku drogowego na tym moście i konieczności jego czasowego wyłączenia z eksploatacji, kierowcy pojazdów zmuszeni są albo do kilkugodzinnego postoju albo do kilkudziesięciokilometrowego objazdu (najbliższe mosty – Chełmno lub Toruń).

Literatura

1. Strategia rozwoju województwa kujawsko-pomorskiego do roku 2020. Plan modernizacji 2020+ (Projekt). Sejmik Województwa Kujawsko-Pomorskiego. Toruń 2013.
2. Studium transportowe województwa kujawsko-pomorskiego na potrzeby planu zrównoważonego rozwoju publicznego transportu zbiorowego. Katedra Budownictwa Drogowego, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy. Bydgoszcz 2013-2014.
3. Długookresowa Strategia Rozwoju Kraju: Polska 2030 – Trzecia fala nowoczesności. Ministerstwo Administracji i Cyfryzacji, Warszawa, 11.01.2013.
4. Dokument implementacyjny do Strategii Rozwoju Transportu do 2020 r. (z perspektywą do 2030 r.). Ministerstwo Infrastruktury i Rozwoju, Warszawa, 10.2014.
5. KPZK Koncepcja Przestrzennego Zagospodarowania Kraju 2030. Ministerstwo Rozwoju Regionalnego, Warszawa, 2012.
6. Krajowa Polityka Miejska (projekt, wersja I). Ministerstwo Infrastruktury i Rozwoju, 03.2014.
7. Krajowa Strategia Rozwoju Regionalnego 2010-2020: Regiony, Miasta, Obszary wiejskie. Ministerstwo Rozwoju Regionalnego, Warszawa, 13.07.2010.
8. Master Plan dla Transportu Kolejowego w Polsce do 2030 roku. Ministerstwo Infrastruktury, Warszawa, 08.2008.
9. Program Budowy Dróg Krajowych na lata 2011-2015. Ministerstwo Infrastruktury, 01.2011.
10. Strategia Rozwoju Kraju 2020. Ministerstwo Rozwoju Regionalnego, Warszawa, 09.2012.
11. Strategia Rozwoju Transportu do 2020 roku (z perspektywą do 2030 roku). Ministerstwo Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej, Warszawa, 22.01.2013.
12. Kontrakt Terytorialny Województwa Kujawsko-Pomorskiego 2014-2020. „Mapa" pakietów Kontraktu Terytorialnego (stan na październik 2014 r.).
13. Kujawsko-Pomorski Regionalny Program Operacyjny 2014-2020 (projekt 2.0). Toruń, 10.2013.
14. Plan Zagospodarowania Przestrzennego Województwa Kujawsko-Pomorskiego (projekt – wersja robocza z dn. 21.05.2012).
15. Wieloletnia prognoza finansowa Województwa Kujawsko-Pomorskiego na lata 2011-2026. Załącznik Nr 1 do Uchwały Nr XXXVIII/664/13 Sejmiku Województwa Kujawsko-Pomorskiego z dnia 26.08.2013 r.
16. Niebieska księga. Infrastruktura drogowa. Jaspers. 2008.

Traffic analyses related to planned ferry crossing or bridge construction over the Vistula River near Solec Kujawski

Jan Kempa, Grzegorz Bebyn, Jacek Chmielewski

Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture,
UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz,
e-mail: janke@utp.edu.pl, bebyng@utp.edu.pl, jacek-ch@utp.edu.pl

Abstract: The paper presents the results of analyses for the planned construction of a ferry crossing or a bridge near Solec Kujawski. Road traffic spatial stress distribution, time spent by vehicle drivers and passengers and vehicle performance using the road network in 24 hours of an average working day have been evaluated on the basis of transport simulation model of the Kujawy-Pomerania province. These characteristics have made it possible to determine the economic effect of these investments, as compared to non-investment scenario, resulting either from the ferry or bridge construction. The study shows the above-mentioned investments are justified from the traffic and economic point of view.

Keywords: transportation, traffic engineering, spatial distributions of traffic, traffic costs

Zastosowanie metody emisji akustycznej w analizie wpływu lokalizacji i wielkości zarysowania na trwałość betonowych obiektów mostowych

Aleksandra Krampikowska, Grzegorz Świt

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach,
e-mail: akramp@tu.kielce.pl, gswit@tu.kielce.pl

Streszczenie: Trwałość konstrukcji, bezpieczeństwo oraz użytkowalność stanowią trzy podstawy niezawodności konstrukcji. W konstrukcjach mostowych ze względu wielkość oraz znaczenie ekonomiczne i społeczne pojęcie to jest tak istotne. Zagadnieniem ważnym dla oceny trwałości konstrukcji mostowych jest problem zlokalizowania i śledzenia potencjalnych rys i ich wpływ na stan obiektu. Z tego powodu, tak ważne jest opracowanie metod, które wykrywałyby początek procesu niszczenia jak również monitorowały jego rozwój i przebieg w całej objętości konstrukcji a nie tylko w wybranych subiektywnie miejscach. Taką metodą może być metoda emisji akustycznej bazująca na analizie aktywnych procesów destrukcyjnych. W pracy przedstawiono wyniki badań zastosowania metody rozpoznawania procesów destrukcyjnych i identyfikacji aktywnych procesów destrukcyjnych do lokalizacji, identyfikacji procesów destrukcyjnych, śledzenia rozwoju oraz określania przybliżonej szerokości rys

Słowa kluczowe: trwałość**,** mosty, diagnostyka, emisja akustyczna, korozja

1. Wprowadzenie

Zagadnienie diagnostyki i monitorowania stanu technicznego konstrukcji betonowych jest tematem bardzo aktualnym i ważnym w aspekcie ekonomicznym i społecznym. Starzejąca się infrastruktura, pogarszające się warunki środowiskowe i rosnące obciążenia eksploatacyjne obiektów inżynierskich są głównymi bodźcami dla szybko postępujących badań naukowych nad nową interdyscyplinarną dziedziną wiedzy technicznej o nazwie „monitorowanie stanu technicznego konstrukcji" (ang. *Structural Health Monitoring SHM)*. Zagadnienie to jest ściśle powiązane jest z czasem bezpiecznej eksploatacji konstrukcji.

Obecnie istnieją dwa różne problemy przy określaniu trwałości konstrukcji budowlanych. Pierwszy z nich związany jest z analizą konstrukcji już istniejących, zaprojektowanych według obowiązujących dawniej norm. Drugi natomiast dotyczy zapewnienia założonego okresu użytkowania z uwzględnieniem cech mechanicznych i trwałościowych nowo projektowanych obiektów. Wpływ poszczególnych etapów historii powstawania i eksploatacji obiektu budowlanego na jego trwałość dobrze ilustruje schemat zaprezentowany na rysunku 1. Przedstawia on ciąg operacji, w których każda czynność jest zależna od poprzedniej, a o wartości użytkowej obiektu decyduje ta z nich, która została najgorzej wykonana, w całym cyklu" życia" obiektu.

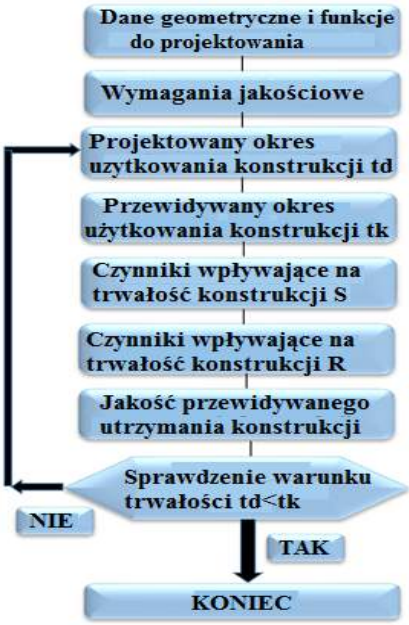
W prezentowanej pracy uwaga autorów zostanie skupiona na możliwości oceny stanu technicznego konstrukcji i jej wpływ na trwałość na etapie dwóch operacji oznaczonych numerami 1 i 2 (rys. 1), czyli obiektów już istniejących.

Rys. 1. Etapy „*życia*" konstrukcji w okresie budowy i użytkowania obiektu, wg. Marsh i Nixon [1]

Trwałość konstrukcji, bezpieczeństwo oraz użytkowalność stanowią trzy podstawy niezawodności konstrukcji. Obecnie składowe te mają takie samo znaczenie przy projektowaniu konstrukcji, natomiast w przeszłości, trwałość obiektu była ograniczona do okresu budowy lub do kilku lat okresu gwarancyjnego po zrealizowaniu konstrukcji. Biorąc pod uwagę ten aspekt istotnym zagadnieniem jest określenie wpływu otoczenia na obecny i przyszły stan techniczny badanych konstrukcji. Szczególnie należy w tym przypadku uwzględnić powstawanie uszkodzeń spowodowanych przez wilgoć, mróz, dwutlenek węgla, środki do odladzania oraz inne agresywne substancje chemiczne mające wpływ na zakładany okres użytkowania. Dlatego też istotnym zagadnieniem jest możliwość oceny wpływu czynników środowiskowych, w jakim pracuje konstrukcja na stopień degradacji materiału mający istotny wpływ na trwałość i nośność konstrukcji. W trakcie realizacji programów badawczych w ramach międzynarodowej organizacji normalizacyjnej ISO [2] i Amerykańskiego Instytutu Betonu [3] czy programu BRITE/EURAM [4] realizowanego przez kraje Unii Europejskiej stwierdzono, że zmiany środowiskowe – w skali lokalnej, regionalnej i globalnej – przebiegają szybciej niż początkowo zakładano. W związku z tym prace umożliwiające uwzględnienie wpływu czynników środowiskowych na okres użytkowania projektowanych konstrukcji uznano, jako niezmiernie pilny.

Szczególne znaczenie ma określenie początku uszkodzenia w materiałach i elementach konstrukcyjnych, ponieważ wiele procesów zapoczątkowanych nie ma możliwości zatrzymania w sposób skuteczny i ekonomicznie uzasadniony, co prowadzi do awarii lub katastrofy całej konstrukcji. W Eurokodach podano cztery sposoby podejścia do bezpieczeństwa konstrukcji, co stwarza pewną dozę dowolności. W pracy Niriakiego [5] (rys. 2) podano schemat analizy trwałości i nośności niezależny od sposobu podejścia do bezpieczeństwa konstrukcji, co eliminuje pierwiastek dowolności w doborze modelu probabilistycznego i statystycznego.

W toku prowadzonych w Politechnice Świętokrzyskiej prac badawczych, powstała koncepcja powiązania stanu granicznego trwałości nie z określonym umownie stopniem czy zakresem uszkodzenia elementu konstrukcyjnego, a z inicjacją procesu niszczenia, który prowadzi w sposób nieunikniony do wystąpienia jednego z dwóch tradycyjnych stanów granicznych. Jako proces inicjujący niszczenie przyjęto pojawienie się zarysowania, gdyż zjawisko karbonizacji może przebiegać szybciej w strefie zarysowań, co prowadzi do szybszej korozji zbrojenia.



Rys. 2. Schemat blokowy sprawdzania trwałości konstrukcji, wg Niriaki [5]

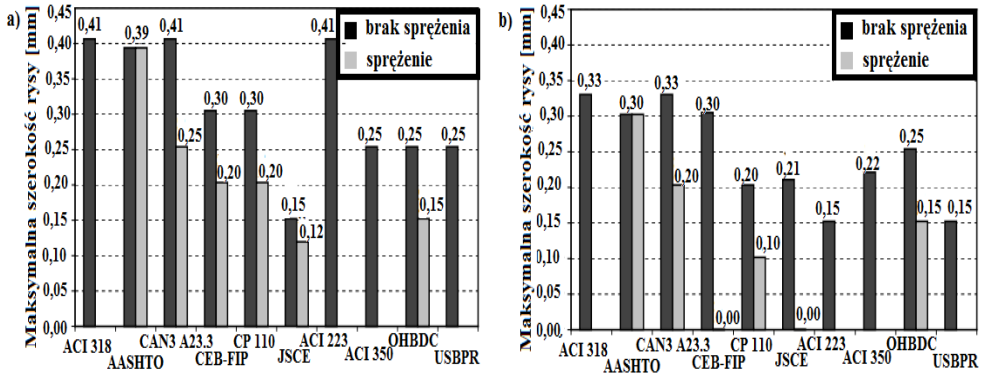
W ciągu kilku ostatnich dziesięcioleci przeprowadzono dużą liczbę badań poświęconych wpływowi szerokości rys oraz czynników środowiskowych na korozję zbrojenia zarówno w konstrukcjach z betonu niesprężonego jak i sprężonego. Wybrane wyniki tych badań zostały zaprezentowane w tabeli 1.

Tabela 1. Ocena szerokości rys na przebieg korozji zbrojenia wg wybranych badaczy

Nr	Badacz	Szerokość pęknięcia	Wnioski
Badania krótko i długo trwałe w konstrukcjach z betonu niesprężonego			
1.	Houston, Atimtay, Ferguson [6]	0,13 mm	Krytyczna wartość pęknięcia przy otulinie 25 mm
2.	Okada & Miyagawa [7]	0,10 to 0,20 mm	Krytyczna wartość pęknięcia
3.	Swamy, R.N. [8]	0,10 to 0,15 mm	Krytyczna wartość pęknięcia
4.	Vennesland & Gjorv[9]	0,40 do 0,50 mm	Krytyczna wartość pęknięcia
5.	O'Neil, E.F.[10]	0,40 mm	Krytyczna wartość pęknięcia
Badania krótkotrwałe w konstrukcjach z betonu sprężonego			
6.	Poston, R.W.[11]	0,05 mm 0,38 mm	Brak korozji zbrojenia Przebieg korozji w obu typach zbrojenia taki sam
7.	Moore, Klodt & Hansen [12]	0,10 mm	Minimalna szerokość rys, przy których zauważono korozję
8.	Perenchio, Fraczek, Pfiefer [13]	0,25 mm	Otulina gr. 25 mm nie stanowi wystarczającej ochrony przed korozją dla belek z rysami i bez rys

Wnioski zawarte w tabeli 1 oraz doświadczenia zdobyte w trakcie badań rzeczywistych konstrukcji pozwoliły na stworzenie przez krajowe komitety normalizacyjne oraz organizacje i stowarzyszenia zawodowe wytycznych dotyczących dopuszczalnych maksymalnych szerokości rys, które mają wpływ na procesy korozyjne zbrojenia. Kryteria te

w formie wykresów zostały przedstawione na rysunku 3. Analizując te dane można zauważyć, że problem zlokalizowania i śledzenia potencjalnych rys na konstrukcji jest zagadnieniem ważnym dla oceny trwałości konstrukcji.



Rys. 3. Porównanie dopuszczalnych szerokości rys w zależności od rodzaju zbrojenia wg. norm krajowych lub zaleceń stowarzyszeń zawodowych dla: a) warunki normalne pracy, b) warunki ciężkie pracy

Jako główny wniosek z tych badań wynikała potrzeba opracowania metod, które wykrywałyby początek procesu niszczenia jak również śledziły jego rozwój i przebieg w całej objętości konstrukcji, a nie tylko w wybranych subiektywnie miejscach. Taką techniką pomiarową może być metoda emisji akustycznej bazująca na analizie aktywnych procesów destrukcyjnych [14].

W pracy przedstawiono przykład zastosowania metody RPD (metoda rozpoznawania procesów destrukcyjnych) [14] i IADP (Identyfikacji Aktywnych Procesów Destrukcyjnych) [15, 16] do lokalizacji i identyfikacji procesów destrukcyjnych oraz śledzenia rozwoju szerokości rys, co wspomaga a w niektórych przypadkach umożliwia ocenę stanu technicznego badanej konstrukcji.

2. Podstawy metody emisji akustycznej RPD i IADP

Metody RPD i IADP bazują na analizie fal akustycznych generowanych przez aktywne procesy destrukcyjne rozwijające się w czasie obciążeń eksploatacyjnych konstrukcji budowlanych i inżynierskich. Sygnały odbierane przez czujniki akustyczne rozmieszczone na obiekcie są porównywane z bazą sygnałów wzorcowych utworzonych wcześniej w odniesieniu do określonych procesów niszczenia. W ten sposób identyfikowane procesy destrukcyjne są następnie lokalizowane wykorzystując w analizie różnicę czasu dojścia sygnału do poszczególnych czujników. Identyfikacja i lokalizacja aktywnych procesów destrukcyjnych umożliwia dokonanie oceny stanu technicznego obiektów, a więc może stanowić podstawę metody kontroli i diagnostyki. Zaletą metod (RPD i IADP) jest możliwość takiego rozmieszczenia czujników AE, który swym zasięgiem pomiarowym obejmuje cały badany obiekt, a także daje możliwość prowadzenia badań w czasie rzeczywistych obciążeń eksploatacyjnych [14, 16]. Dodatkowo w toku badań laboratoryjnych oraz „*in situ*" udało się skorelować pojawianie się poszczególnych klas sygnałów AE ze wzrostem szerokości pojawiających się rys, co zostanie w dalszej części pracy omówione. Poniżej na rysunku 4 przedstawiono przykład bazy sygnałów wzorcowych wykorzystywanych w metodzie RPD. Szczegółowy opis poszczególnych klas, kodów zagrożenia oraz przypisane im procesy destrukcyjne dokładnie zostały omówione w pracy [14].

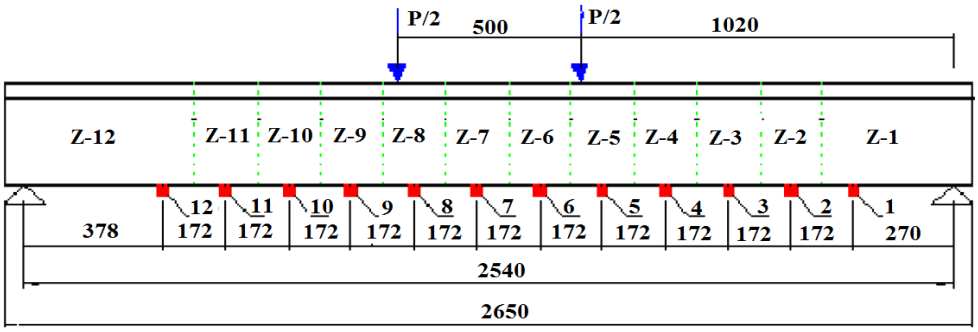
Kolor	○	□	◆	▼	▲	●	+	X
Nr klasy	Nr1	Nr2	Nr3	Nr4	Nr5	Nr6	Nr7	Nr8
Kod zagrożenia	**5**	**4**	**3**	**3**	**2**	**2**	**1**	**0**

Rys. 4. Przykładowa baza sygnałów wzorcowych dla metody RPD wraz z kodami zagrożeń

3. Opis badań

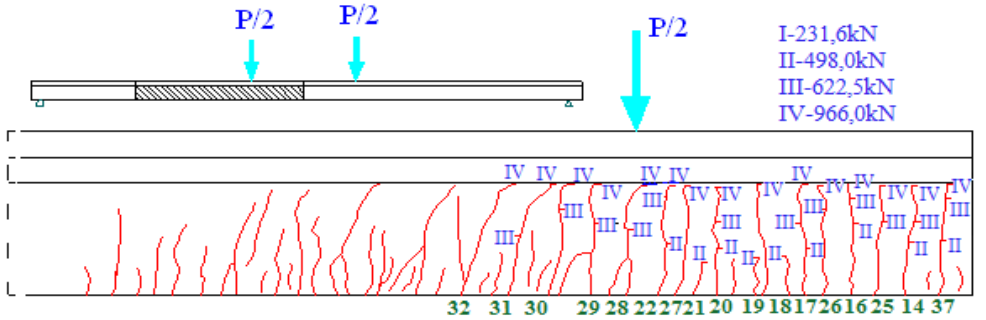
Prace weryfikacyjne przeprowadzono na 4 belkach strunobetonowych (belki typu Kujan, Kujan NG, WBS oraz T) w trakcie badań atestacyjnych, 20 żelbetowych belkach wykonanych z różnych klas betonu oraz stopniu zbrojenia a także na 20 rzeczywistych obiektach mostowych w trakcie przejazdów ponadnormatywnych ze względu na masę. Badania prowadzono z wykorzystaniem zestawu pomiarowego emisji akustycznej (AE), składającego się z: 24-kanałowego systemu emisji akustycznej wraz z komputerem PC umożliwiającym rejestrację i przetwarzanie sygnałów AE oraz ich parametrów; przedwzmacniaczy umożliwiających przesyłanie sygnałów na odległości do 150 m od obiektu pomiarowego; piezoelektrycznych czujników rezonansowych emisji akustycznej o częstotliwości 55 kHz; uchwytów do mocowania czujników wyposażonych w elastyczne wkładki umożliwiające odpowiedni docisk czujników; urządzenia do rejestracji, przetwarzania i wizualizacji wyników pomiaru (rejestrowanych danych pomiarowych); zestawu do analizy numerycznej sygnałów AE umożliwiającej klasyfikację oraz lokalizację źródeł AE, np. NOESIS 5.8, AEwin, a także bazy danych sygnałów wzorcowych. Dodatkowo wykonano pomiary szerokości rys na belkach strunobetonowych i mostach przy użyciu lupki Brinella. Na belkach żelbetowych weryfikacja mierzonych szerokości rys wykonana została przy wykorzystaniu skanera optycznego do pomiaru odkształceń 3D typu ARAMIS, co zostało omówione w pracy [15, 17].

Możliwość skorelowania sygnałów EA z szerokością rys przy uwzględnieniu bazy sygnałów wzorcowych zawartych w metodzie RPD zostanie zaprezentowana na przykładzie badania prototypu belki strunobetonowej typu T, stosowanej w Polsce do budowy obiektów mostowych. Jej długość wynosiła L = 26,50 m, a łączna wysokość z nadbetonem równała się h = 1 m. Belka została zaprojektowana z betonu klasy C35/45. Obciążano ją dwoma siłami rozmieszczonymi symetrycznie względem podpór przy zastosowaniu siłownika FT-5108/1600 kN. Schemat obciążenia tej belki wraz z rozmieszczeniem czujników AE i podziałem na strefy pokazany jest na rysunku 5.



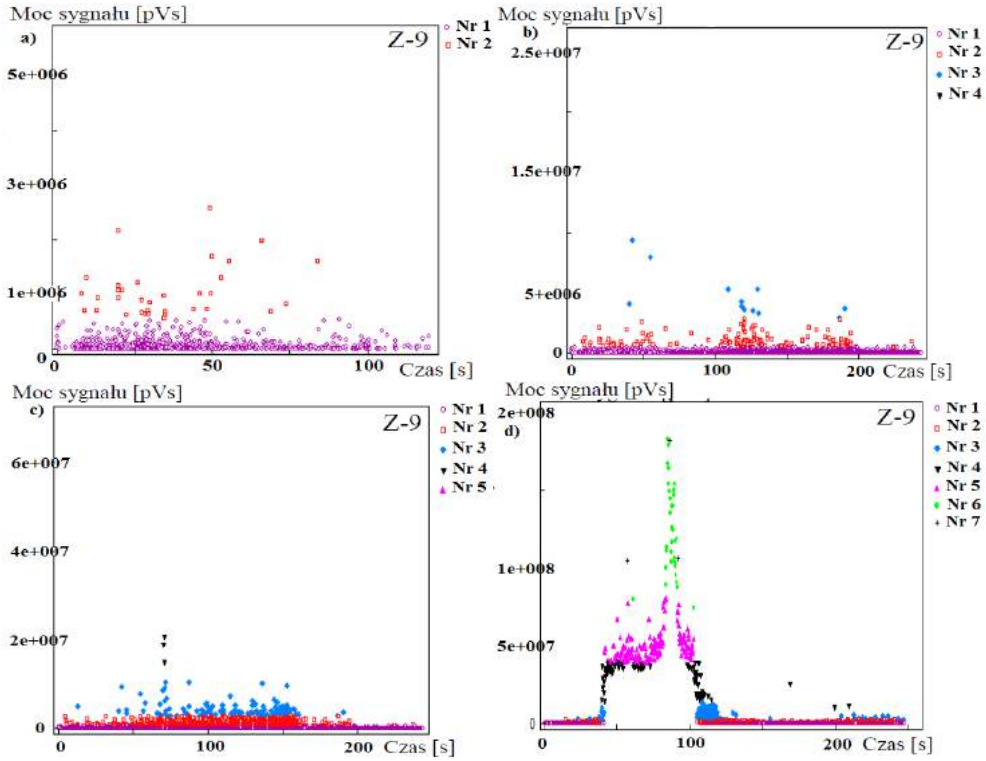
Rys. 5. Schemat obciążenia belki *T-27* wraz z rozmieszczeniem czujników AE

Na rysunku 6 przedstawiono natomiast obraz zarysowania lewej strony badanej belki.



Rys. 6. Obraz zarysowania belki strunobetonowej typu *T-27*

Aktywność akustyczną belki w zakresie czterech przedziałów obciążeń (I–231,60 kN, II–498 kN, III–622,50 kN, IV–996,0 kN), pokazano na rysunku 7.



Rys. 7. Wykresy punktowe mocy sygnału w funkcji czasu podczas wzrostu obciążania: a) do 231,60 kN, b) do 498,00 kN, c)do 622,50 kN i d) do 996,00 kN – w strefie Z-9

Sygnały zaprezentowano na wykresach punktowych, w których na osi pionowej pokazana jest moc sygnału, a osi poziomej czas. Sygnały te poddano wcześniej analizie SPR z wykorzystaniem bazy danych sygnałów wzorcowych metody RPD. Przynależność sygnałów pokazanych na wykresach do odpowiednich klas zaznaczana jest odpowiednim kolorem i kształtem punktu zgodnie z rysunkiem 5. Przynależność do klas charakteryzuje me-

chanizm uszkodzenia oraz kod zagrożenia. Dynamikę wzrostu procesów destrukcyjnych opisanych za pomocą wcześniej prezentowanych numerów klas (rys.5) zaprezentowano na rysunku 6, opisując zmiany sygnałów AE w strefie Z-9. Dynamika tych procesów skorelowana jest z mierzoną przy odpowiednich poziomach obciążenia szerokością rys.

Pierwszy zakres obciążenia, przy którym rejestrowano sygnały AE, obejmował przedział od 0 do 231,6 kN. Na powierzchni belki nie stwierdzono widocznych zarysowań. Drugi etap obejmował obciążenie od 0 do 498 kN, pojawiły się sygnały klasy 3 i 4, co zaowocowało pojawieniem się rys o szerokości do 0,2 mm. W drugim etapie obciążenia do 622,50 kN pojawiają się sygnały klasy 5, a szerokość rys wzrosła do 0,5 mm. Dalszy wzrost siły do 996,0 kN spowodował pojawienie się sygnałów klas 6 i 7, natomiast szerokość rys wzrosła do ponad 2 mm.

Na podstawie przeprowadzonych badań własnych na belkach sprężonych i niesprężonych, ich analizy z wykorzystaniem metody RPD i IADP oraz wykorzystując wyniki zaprezentowane w tabeli 1, stworzono kryteria oszacowania szerokości rys poprzez wykorzystanie pomiaru sygnałów emisji akustycznej generowanych w trakcie eksploatacji badanego obiektu. Kryteria te zawarto w tabeli 2.

Tabela 2. Kryteria oceny kodów zagrożenia, nr klasy sygnałów EA oraz szerokości rys

Kod	Opis	Nr klasy	Szerokość rozwarcia rysy [mm]
0	Element niespełniający swojej funkcji użytkowej bądź zniszczony	Nr 8	> 0,8
1	Poważna wada / uszkodzenie i / albo element jest blisko awarii / zniszczenia.	Nr 7	0,6-0,8
2	Umiarkowana wada / uszkodzenie, która może mieć wpływ na utratę nośności	Nr 5, Nr 6	0,4-0,6
3	Pierwsze oznaki pogorszenia stanu technicznego konstrukcji, pojawiają się niewielkie wady / uszkodzenia, niewpływające na nośność elementu.	Nr 3, Nr 4	0,1-0,4
4	Nowy element bądź element z wadą niemającą wpływu na jego nośność	Nr 2	0,1
5	Nowy element bez wad	Nr 1	0

4. Wnioski

Każdy proces destrukcyjny jest źródłem emisji akustycznej, które jest charakteryzowane poprzez deskryptory rejestrowanego sygnału. Dzięki połączeniu procesów destrukcyjnych z szerokością rozwarcia rys można ocenić ich wpływ na bezpieczeństwo poprzez monitorowanie i prowadzenie obserwacji stanu technicznego konstrukcji na bieżąco i prognozowanie zmian trwałości obiektu. Powiązanie sygnałów EA z procesami destrukcyjnymi i szerokością rys będzie przyczynkiem do dalszych prac nad opracowaniem modeli statystycznych i probabilistycznych opisujących zmiany trwałości konstrukcji z uwzględnieniem rzeczywistych warunków pracy i intensywności rozwoju uszkodzeń konstrukcji mierzonych „*in situ*".

Literatura

1. Marsh B.K., Nixon P.J., 1996. Assuring performance of concrete structures through a durability audit. Int. Conf. Concrete in the Service of Mankind. Appropriate Concrete Technology, Dundee, 49-59.
2. Guide for Service Life Design of Buildings. Part 1 – General Principles. ISO Draft No 2, International Standard Organization, 1995.
3. Service Life Design ACI 365 (1R-00). State-of-the-Art-Report. ACI, 2000.

4. BRITE/EURAM Program; DuraCrete 1996-99, DuraNet 1998-01, Darts 1997-2004.
5. Niraki T., 1996. Service life design. Construction and Building Materials 10(5), 403-406.
6. Houston J.T., Atimtay E., Ferguson P.M., 1972. Corrosion of Reinforcing Steel Embedded in Structural Concrete. Research Report 112-1F, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin.
7. Okada K., Miyagawa, T., 1980. Chloride Corrosion of Reinforcing Steel in Cracked Concrete. Performance of Concrete in Marine Environment, ACI SP-65. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 237-289.
8. Swamy R.N. Durability of Rebars in Concrete. Durability of Concrete, (ed. Idorn G.M.), International Symposium, ACI SP-131, American Concrete Institute, Detroit, MI, s. 67-98.
9. Vennesland O., Gjorv O.E., 1981. Effect of Cracks in Submerged Concrete Sea Structures on Steel Corrosion. Materials Performance, 20, 49-51.
10. O'Neil E.F., 1980. Study of Reinforced Concrete Beams Exposed to Marine Environment. Performance of Concrete in Marine Environment, ACI SP-65, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 113-132.
11. Poston, R.W., 1984. Improving Durability of Bridge Decks by Transverse Prestressing. Doctor of Philosophy Dissertation, The University of Texas at Austin, December.
12. Moore D.G., Klodt D.T., Hansen J., 1970. Protection of Steel in Prestressed Concrete Bridges. NCHRP Report 90.
13. Perenchio W.F., Fraczek J., Pfiefer D.W., 1989. Corrosion Protection of Prestressing Systems in Concrete Bridges. NCHRP Report 313, February.
14. Świt G. 2011. Analiza Procesów Destrukcyjnych w Obiektach Mostowych z Belek Strunobetonowych z Wykorzystaniem Zjawiska Emisji Akustycznej. Monografia. Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce.
15. Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., Krampikowska A., 2012. Application of the Acoustic Emission to Bridge Testing and Diagnosis. Comparison of Procedures. Prognostics and System Health Management", IEEE Proceedings, Beijing, 1-10.
16. Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., 2015. Analysis of the microcracking process with the Acoustic Emission method with respect to the service life of reinforced concrete structures with the example of the RC beams. Bulletin of the Polish Academy of Sciences 63(1), ISSN 2300-1917, 55-65.
17. Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., at el.: Experimental Validation of the Acoustic Emission (AE) Method for the Cracking Process Determination and Locatisation in Concrete Element. Report IABSE Conference Rotterdam 2013 "Assesment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructures".

The application of acoustic emission method in the impact analysis of the location and size of the hairline crack on the concrete bridge durability

Aleksandra Krampikowska, Grzegorz Świt

Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: akramp@tu.kielce.pl, gswit@tu.kielce.pl

Abstract: Structural reliability can be evaluated with reference to structural durability, safety and serviceability. The concept is significant in bridge structures due to their size, economic and social role. Locating and monitoring potential cracks as well as their impact on the condition of the structure is a fundamental issue in the assessment of bridge durability. For this reason, it is essential to develop methods for detecting the beginning of failure and monitoring the stages of the process, not only in the randomly selected areas, but also throughout the entire structure volume. The acoustic emission method based on the analysis of active destructive processes is one of such methods. The article presents the results of using the method of detection and recognition of destructive processes in order to locate and identify failures, monitor their progress and determine the approximate width of the hairline cracks.

Keywords: Durability, bridges, diagnostic, acoustic emission, corrosion

Stalowe konstrukcje mostowe – naprawa z zastosowaniem technologii formowania cieplnego

Piotr Kurp

Wydział Mechatroniki i Budowy Maszyn,
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, e-mail: pkurp@tu.kielce.pl

Streszczenie: Rozszerzalność cieplna to naturalne zjawisko zachodzące dla większości znanych materiałów. Jest ono mechanizmem napędowym procesu zwanego formowaniem cieplnym. Technologia ta zalicza się do bezdotykowej metody zmiany kształtu elementu, poddanego oddziaływaniu źródła ciepła. Dzięki temu mamy możliwość naprawy uszkodzonych elementów obiektów mostowych bez konieczności ich demontażu. Wpływa to znacząco na skrócenie czasu remontu oraz pozwala na szybsze ponowne włączenie takich obiektów do infrastruktury drogowej lub kolejowej.

Autor pracy prezentuje przykłady możliwych uszkodzeń elementów stalowych konstrukcji mostowych. Są to m.in. uszkodzenia wynikłe podczas eksploatacji tych obiektów, na skutek kolizji z poruszającymi się pojazdami, jak i na skutek działania ekstremalnych warunków pogodowych. Przedstawia znane mechanizmy formowania cieplnego oraz dobór technologii naprawczej ze względu na sposób uszkodzenia elementu. Zaprezentował analizę MES przykładowej belki, co pomaga w przewidywaniu kierunku deformacji cieplnej. Wyniki analizy zostały skonfrontowane z wynikami badań eksperymentalnych.

Słowa kluczowe: formowanie cieplne, konstrukcje mostowe, naprawa konstrukcji stalowych, technologie bezdemontażowe.

1. Wprowadzenie

Technologia formowania cieplnego jest niekonwencjonalną metodą bezstykowego wywoływania naprężeń w materiale, które prowadzą do powstania trwałych odkształceń plastycznych. Umożliwiającym to zjawisko jest fenomen rozszerzalności cieplnej, dzięki któremu można wywołać naprężenia cieplne wystarczające do uzyskania trwałych deformacji. Jednak w celu osiągnięcia zakładanego efektu, element musi być nagrzewany w kontrolowany sposób, z uwzględnieniem tzw. geometrii strefy uplastycznienia. Wygoda stosowania tej technologii do naprawy elementów bez konieczności demontażu całej konstrukcji opiera się na braku potrzeby wykorzystania sił zewnętrznych. Nie trzeba zatem stosować specjalistycznego, często problematycznego w użyciu sprzętu, jak np. siłowniki.

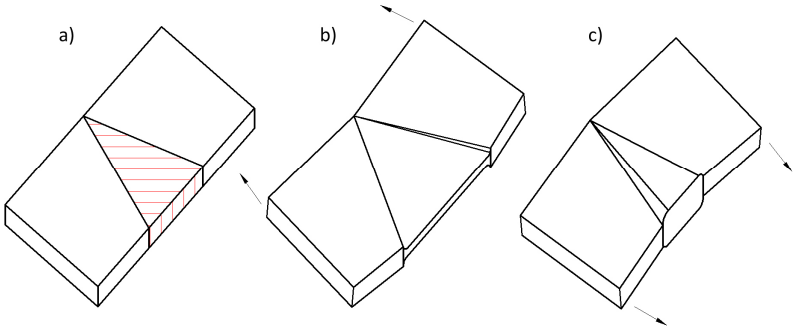
Obecnie w literaturze wyodrębniono trzy główne mechanizmy formowania cieplnego [5]:

- mechanizm gradientowy (ang. *temperature gradient mechanism – TGM*);
- mechanizm wyboczeniowy (ang. *buckling mechanism – BM*);
- mechanizm spęczeniowy (ang. *upsetting mechanism – UM*).

Każdy z powyższych mechanizmów ma własną specyfikę generowania deformacji. Ze względu na to, iż mechanizm spęczeniowy jest najlepszym sposobem prowadzącym do formowania kształtowników konstrukcyjnych, takich jak m.in. kątowniki czy teowniki (elementy, z których składają się konstrukcje mostowe), autor w niniejszej publikacji skoncentruje się na tym mechanizmie.

Po to, aby zobrazować działanie mechanizmu spęczeniowego załóżmy, że rozważamy element płaski, który poddajemy obróbce w strefie uplastycznienia o trójkątnej geometrii

(rys. 1.1a). Załóżmy, że element zostaje poddany rozwalcowaniu w rzeczonej strefie. Na skutek działania siły element ulega pocienieniu w rozważanym obszarze, jednocześnie ulegając deformacji w płaszczyźnie (gięciu – rys. 1.1b). Formowanie cieplne mechanizmem spęczeniowym to proces odwrotny. Na skutek nagrzewania omawianej strefy dochodzi do spęczenia materiału na grubości z jednoczesnym gięciem w płaszczyźnie (rys. 1.1c).



Rys. 1. Schemat powstawania deformacji elementu w płaszczyźnie dla trójkątnej geometrii strefy uplastycznienia a), mechaniczne formowanie poprzez rozwalcowanie strefy b), cieplne formowanie poprzez nagrzewanie strefy c)

2. Defekty stalowych obiektów mostowych

2.1. Identyfikacja uszkodzeń

Zderzenia środków transportu z obiektami mostowymi są najczęstszą przyczyną uszkodzeń stalowych elementów konstrukcyjnych. Działania skrajnych warunków atmosferycznych (silne wichury, zbytnie oblodzenie) czy zużycie eksploatacyjne budowli również mogą prowadzić do powstania defektów. Możemy wyróżnić kilka typowych uszkodzeń konstrukcji stalowych [2]:

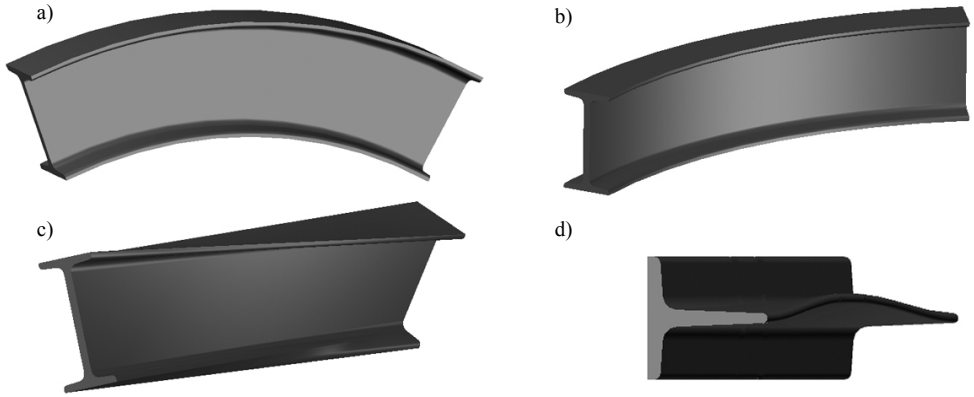
- deformacje przekroju poprzecznego elementów, zmiana geometrii osi,
- zarysowania i pęknięcia elementów konstrukcji,
- ubytki w materiale elementów konstrukcji,
- zmiany położenia elementów konstrukcji.

Wyżej wymienione typy awarii mogą występować jednocześnie lub pojedynczo, zależnie od warunków ich powstania. Tego rodzaju uszkodzenia stanowią zagrożenie katastrofą budowlaną, jeżeli dostatecznie szybko nie zostaną zauważone i zneutralizowane. W większości przypadków eliminują infrastrukturę z użytku do czasu zakończenia naprawy. Ewentualnie znacznie ograniczają przepustowość na odcinku drogi, który uległ awarii. Trzy ostatnie wymienione uszkodzenia wymagają zastosowania technologii remontowej dostosowanej do charakteru defektu. Formowanie cieplne nie wchodzi w zakres sposobu naprawy tych uszkodzeń. Dobór rodzaju naprawy zależny jest również od materiałów użytych do budowy, jak i samego rodzaju konstrukcji obiektu mostowego [6]. Autor niniejszej publikacji, w dalszej jej części, zajmie się wyłącznie sposobami naprawy elementów stalowych, które uległy deformacji. Rysunek 2 przedstawia przykłady autentycznych uszkodzeń obiektów mostowych.

Rys. 2. Przykładowe defekty obiektów mostowych wywołane działaniem czynników zewnętrznych [1]: a) most w Wisconsin – uszkodzenie wspornika w skutek zderzenia z wysokim pojazdem, b) most Brockhampton Road New Bridge – uszkodzenie j.w., c) most w Północnej Luizjanie – uszkodzenie kratownicy na skutek zsunięcia beli drewna z pojazdu, d) most w Luizjanie – uszkodzenie głównych dźwigarów, e) most w Greenville na rzecze Missisipi – uszkodzenie elementów wspornika

Ze względu na możliwości powstania różnego rodzaju uszkodzeń zostały one uszeregowane według następujących kategorii [1]:

- kategoria „S” (rys. 3a) obejmuje defekty elementu powstałe na skutek zginania belki po jej osi głównej, w taki sposób, że dolna półka elementu jest całkowicie ściskana, natomiast górna półka rozciągana,
- kategoria „W” (rys. 3b) obejmuje defekty elementu powstałe na skutek zginania belki po jej osi pobocznej lub osi neutralnej, w taki sposób, że obie półki poziome elementu są jednocześnie równomiernie ściskane i rozciągane, natomiast środnik jest traktowany jako neutralnie gięty – bez strefy rozciągania i ściskania,
- kategoria „T” (rys. 3c) obejmuje defekty elementu powstałe na skutek skręcania,
- kategoria „L” (rys. 3d) obejmuje lokalne defekty elementu, takie jak wygięcia, pofałdowania oraz zagięcia.

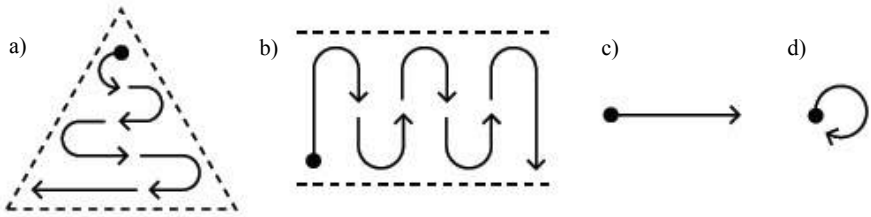


Rys. 3. Przykładowy defektów elementu według podziału na kategorie [1]: a) kategoria „S", b) kategoria „W", c) kategoria „T", d) kategoria „L"

2.2. Dobór technologii naprawczej

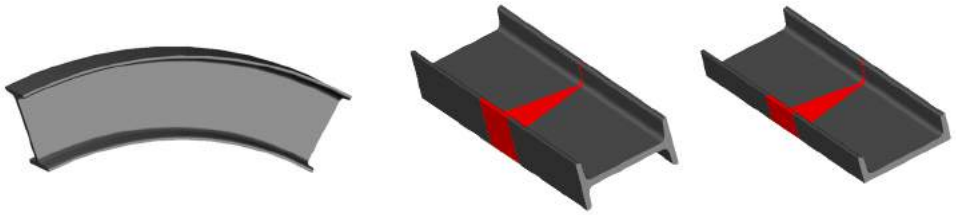
W zależności od powstałego defektu, według opisanych w poprzednim rozdziale kategorii, należy zastosować odpowiednią technologię naprawczą poprzez wybór należytego sposobu nagrzewania elementu. Rozróżniamy cztery sposoby, którymi możemy posłużyć się niezależnie lub w połączeniu. Sposoby te zostały przedstawione na rysunku 4 i dzielą się na:

- *Vee Heating* – nagrzewanie w strefie trójkątnej,
- *Strip Heating* – nagrzewanie w strefie prostokątnej,
- *Line Heating* – nagrzewanie wzdłuż linii,
- *Spot Heating* – nagrzewanie punktowe.



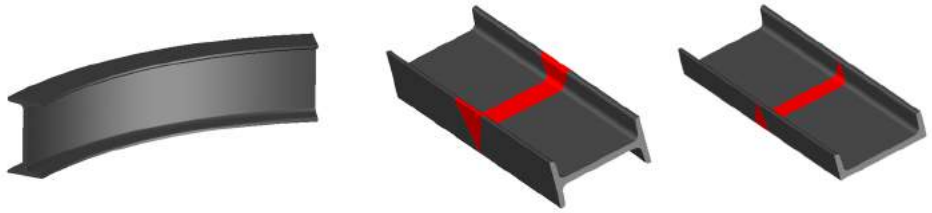
Rys. 4. Sposoby nagrzewania elementów: a) w strefie trójkątnej, b) w strefie prostokątnej, c) wzdłuż linii, d) w punkcie

W praktyce połączenie kilku lub wszystkich powyżej opisanych metod prowadzi do naprawy uszkodzonych elementów. Rysunek 5 przedstawia przykład cieplnego prostowania elementów konstrukcyjnych z uszkodzeniem zidentyfikowanym jako defekt kategorii „S" (strefy trójkątne i prostokątne).



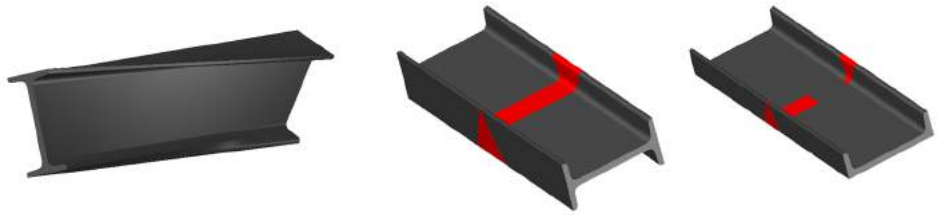
Rys. 5. Przykład prostowania belki zgiętej po osi głównej

Rysunek 6 obrazuje prostowanie cieplne elementów konstrukcyjnych z uszkodzeniem kategorii „W". W poniższym przypadku do prostowania zastosowano trójkątne strefy uplastycznienia na półkach poziomych z dodatkową strefą prostokątną w postaci pasa na środniku.



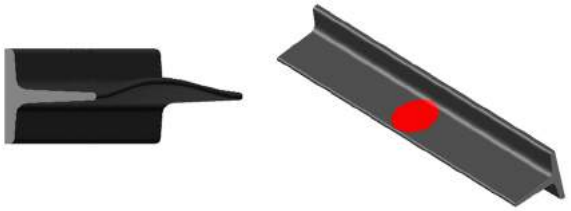
Rys. 6. Przykład prostowania belki zgiętej po osi pobocznej lub neutralnej

Odpowiednia kombinacja nagrzewania ze strefą prostokątną i trójkątną prowadzi do naprawy elementu uszkodzonego według kategorii „T" – rysunek 7. W takim przypadku trójkątne strefy uplastycznienia znajdujące się na półkach poziomych są obrócone względem siebie o 180°.



Rys. 7. Przykład prostowania belki uszkodzonej na skutek skręcania

Natomiast użycie nagrzewania liniowego lub punktowego prowadzi do naprawy defektów według kategorii „L". Nagrzewanie powinno być prowadzone z odpowiedniej strony elementu, aby nie pogłębić deformacji – rysunek 8.



Rys. 8. Przykład naprawy defektu w postaci lokalnego wyboczenia

Powyżej przytoczone przykłady znajdują zastosowanie dla opisanych elementów. Kształt naprawianego elementu determinuje wybór strefy nagrzewania, która powinna być dobierana indywidualnie.

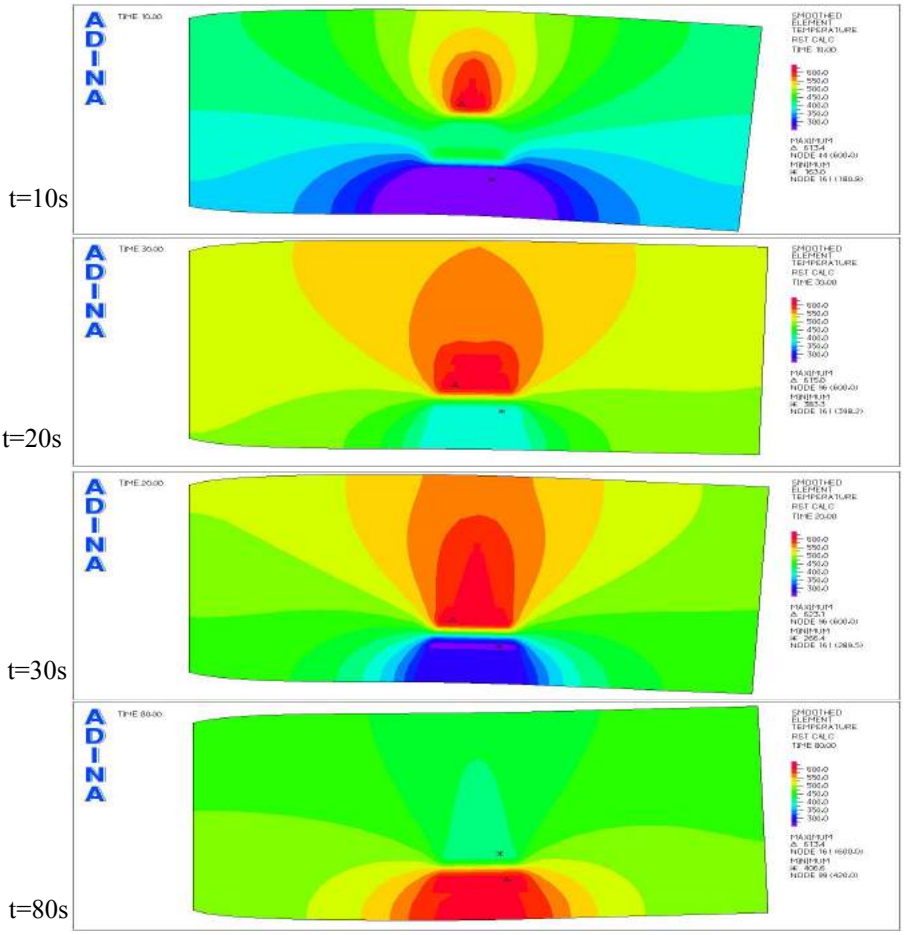
3. Analiza numeryczna i badania eksperymentalne naprawy wybranych elementów konstrukcyjnych obiektów mostowych z zastosowaniem formowania cieplnego

Umiejętność przewidywania (symulacji) deformacji cieplnych dla zadanej geometrii strefy uplastycznienia pozwala na opracowanie technologii naprawy elementów konstruk-

cyjnych. W poniższym podrozdziale zostanie przeprowadzona analiza numeryczna cieplnego formowania belki w postaci płaskownika oraz eksperyment cieplnego prostowania przykładowego kształtownika z zastosowaniem lasera przemysłowego jako precyzyjnego źródła ciepła.

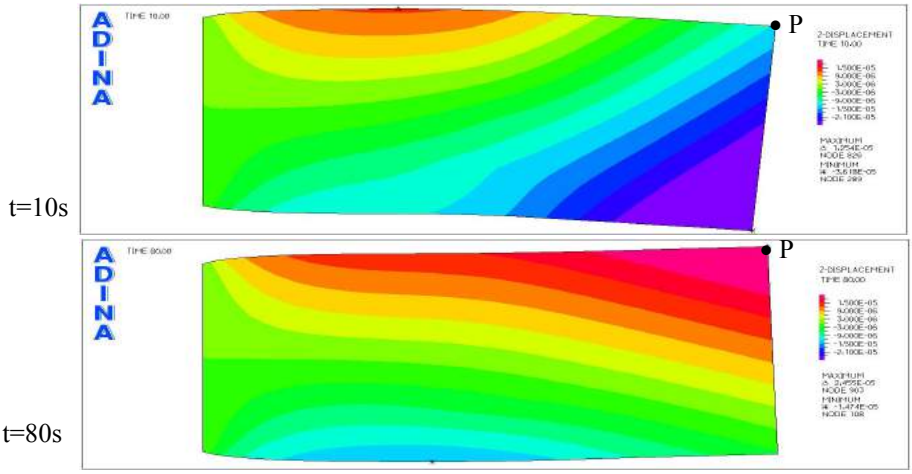
3.1. Analiza numeryczna MES

Do wykonania analizy numerycznej zostało użyte komercyjne oprogramowanie MES ADINA 8.6. Model 2D został wykonany dla dziewięciowęzłowego, izoparametrycznego elementu w postaci płaskiej belki o wymiarach 150x50 mm. Założono, że element jest w płaskim stanie naprężeń. Wybrano trójkątną strefę uplastycznienia zgodnie z założeniami przedstawionymi na rysunku 4a. Maksymalna temperatura procesu nie przekracza 600 K, co dla rzeczywistego eksperymentu pozwala na uniknięcie niepożądanych przemian fazowych w badanym elemencie, a jednocześnie jest wystarczająca do wywołania deformacji cieplnej [3], [4]. Sposób nagrzewania płaskownika ruchomym źródłem ciepła dla wybranych chwil czasowych został przedstawiony na rysunku 9.

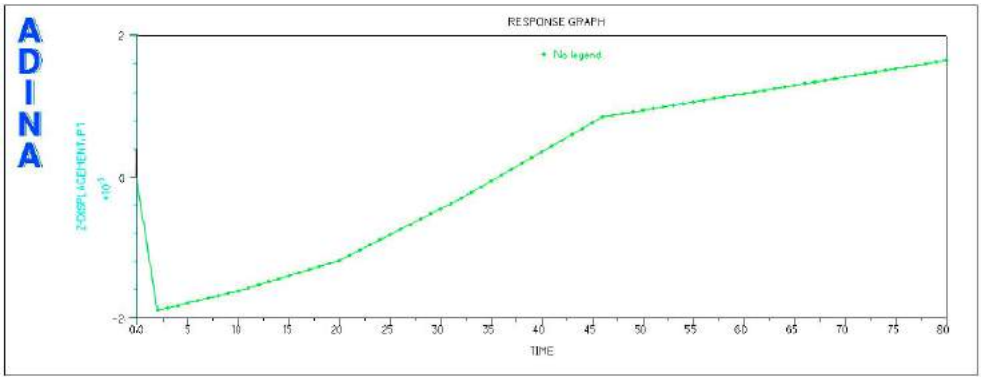


Rys. 9. Zmiana rozkładu temperatury w trakcie nagrzewania próbki w trójkątnej strefie z początkiem w wierzchołku dla wybranych kroków czasowych

W celu określenia deformacji elementu pod wpływem działania zadanej temperatury przeprowadzono analizę termomechaniczną. Wyniki analizy przedstawia rys. 10 dla chwili czasu zaraz po rozpoczęciu procesu (t = 10 s) oraz końca procesu (t = 80 s). Natomiast przebieg przemieszczenia punktu „P" w czasie procesu przedstawia rysunku 11.



Rys. 10. Deformacja elementu w trakcie trwania procesu nagrzewania w trójkątnej strefie uplastycznienia



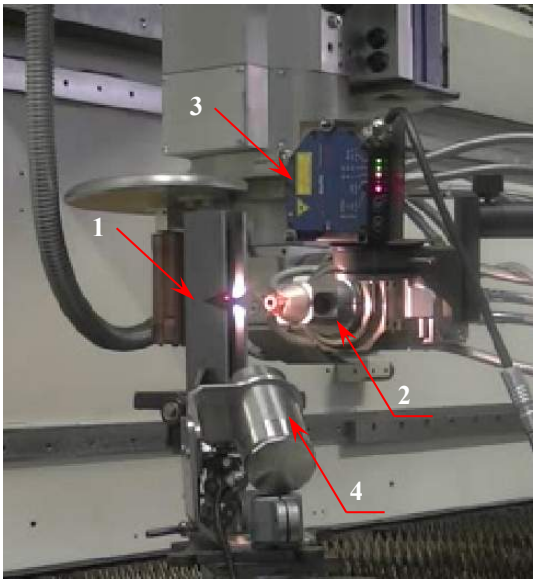
Rys. 11. Przemieszczenie punktu „P" w czasie trwania procesu

Jak wynika z powyższego wykresu maksymalne przemieszczenie punktu „P" wyniosło ok. 0,18 mm. Stosując proste przeliczenie tgα = (przemieszczenie punktu „P")/(połowa długości próbki) całkowity kąt gięcia wynosi: α = 0,138°. W rozdziale poniżej zostanie przedstawiony eksperyment. Wynik eksperymentu zostanie porównany z wynikiem analizy MES.

3.2. Eksperyment formowania cieplnego

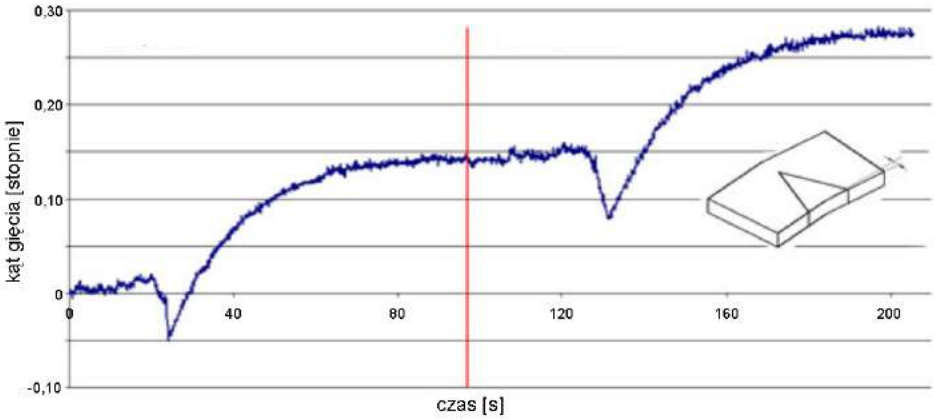
Eksperyment formowania cieplnego został przeprowadzony na laserze CO_2 firmy Trumpf model TruFlow 6000 zintegrowanego z centrum obróbczym LaserCell P1005. Użycie lasera pozwalało na precyzyjne sterowanie procesem. Zmiana kąta gięcia była mierzona w czasie rzeczywistym bezkontaktowym dalmierzem laserowym MicroEpsilon

OptoNCDT 1700. W trakcie procesu mierzono również temperaturę powierzchni przy użyciu pirometru optycznego Optris G5H. Po to, aby uzyskać trójkątną strefę uplastycznienia na próbki nałożono maskę z odpowiednio wyciętym otworem odpowiadającym wymiarom strefy zadanej w analizie MES. Próbki były wykonane w postaci płaskownika o wymiarach 150 × 50 × 3 oraz kątownika równoramiennego o wymiarach 150 × 25 × 3. Materiał próbek to stal węglowa S355. Próbki poddano obustronnemu nagrzewaniu aby wyeliminować ich deformację w płaszczyźnie XY. Celem podstawowym eksperymentu było laserowe formowanie płaskownika w płaszczyźnie prostopadłej do padania wiązki i porównanie wyników z wynikami analizy MES. Ponadto, aby sprawdzić, czy formowanie innych kształtowników jest możliwe, wykonano gięcie kątownika. Zdjęcie stanowiska badawczego przedstawia rysunku 12.

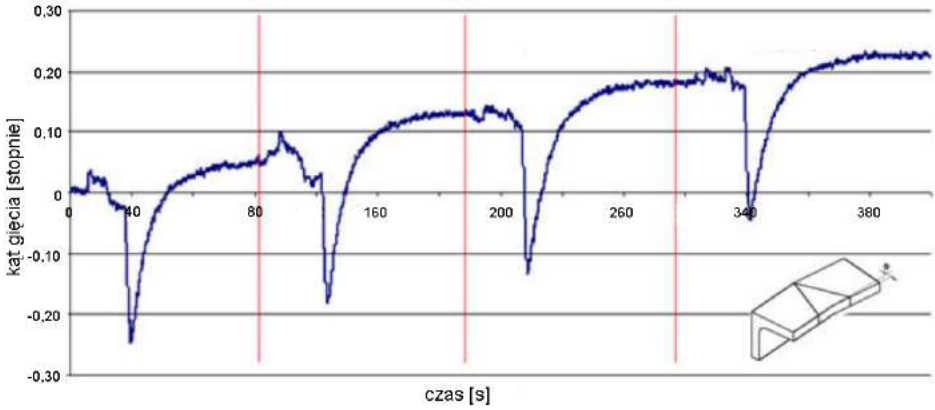


Rys. 12. Stanowisko badawcze: 1 – próbka z nałożonymi maskami trójkątnymi; 2 – głowica lasera Trumpf model TruFlow 6000; 3 – bezkontaktowy dalmierz laserowy MicroEpsilon OptoNCDT 1700; 4 – monochromatyczny pirometr Optris G5H

Parametry obróbki laserowej były następujące: moc źródła ciepła P = 800 W, prędkość źródła ciepła ν = 0,3 m/min, średnica wiązki na powierzchni próbki d = 2 mm. Wyniki przeprowadzonych eksperymentów na stanowisku przedstawionym powyżej zostały zaprezentowane na rysunku 13 i 14.



Rys. 13. Zmiana kąta gięcia płaskownika dla podwójnego nagrzewania laserowego



Rys. 14. Zmiana kąta gięcia kątownika dla poczwórnego nagrzewania laserowego

Na podstawie przeprowadzonego eksperymentu wynika, że średni kąt gięcia płaskownika wyniósł $\alpha_{śr} = 0{,}145°$, natomiast kątownika $\alpha_{śr} = 0{,}060°$.

3.3. Porównanie wyników analizy numerycznej MES i eksperymentu

Porównując wyniki z rysunkiem 11 i 13, zauważyć możemy podobieństwo wykresów w postaci pojawienia się piku w dół w początkowej fazie procesu. Podobny charakter przedstawia przebieg zmiany kąta gięcia w czasie dla kątownika z rysunku 14. Zjawisko to wpływa negatywnie na efektywność procesu i będzie badane przez autora w przyszłości.

Tabela 1. Zestawienie wyników kąta gięcia płaskownika

Symulacja MES	Wynik rzeczywisty
α=0,138°	α=0,145°

Tabela 1 przedstawia zestawienie uzyskanych wartości kąta gięcia MES oraz rzeczywistego zmierzonego kąta gięcia dla płaskownika. Różnica między wskazaniami wynosi ok. 5%, co daje dobre przybliżenie.

4. Wnioski końcowe

- wyniki eksperymentu potwierdzają możliwość prostowania elementów konstrukcyjnych zaproponowaną technologią dla belki płaskiej, sprawdzenie możliwości prostowania złożonych elementów konstrukcyjnych będzie celem dalszych badań,
- wyniki doświadczalne MES są zbliżone do otrzymanych rzeczywistych deformacji, co pozwala na modelowanie procesu prostowania belki płaskiej,
- eksperyment został przeprowadzonych za pomocą lasera przemysłowego jako precyzyjnego źródła ciepła, jednakże można wnioskować, że dla uzyskania pożądanego efektu można wykorzystać dowolne inne źródło ciepła, np. palniki gazowe, plazmowe itp.,
- zauważyć należy, iż analogiczną metodę można wykorzystać do wykonania elementów zaprojektowanych na zadaną krzywiznę,
- sprawdzenie właściwości mechanicznych elementu po procesie oraz ewentualny wpływ temperatury na zmiany strukturalne w elemencie będzie celem dalszych badań.

Literatura

1. Avent R., Mukai D., 1998. Heat-straightening repairs of damaged steel bridges. A manual of practice and technical guide. US Department of Transportation. Report No. FHWA-IF-99-004.
2. Bień J., Kuśawa M., Rabiega J., Rawa P., Zwolski J., 2011. Uszkodzenia i awarie obiektów mostowych powodowane uderzeniami pojazdów, Awarie budowlane. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna, Międzyzdroje.
3. Kozłowski M., Marciak-Kozłowska J., Mucha Z., 2001. Laser light induced (pi)-meson emission. Lasers in Engineering, 259-266.
4. Mucha Z., Zajac J., Gregova L., 2007. Deformations in samples caused by irradiation of laser beam pulse CO_2. Applied Physics Letters.
5. Vollertsen F., 1994. Mechanisms and Models for Laser Forming. Proceedings of the LANE'94, 345-360.
6. Zobel H, 2011. Contemporary material and structural solutions of steel bridges, Progress in steel and composite structures. Proceedings of the 12th ICMS-2011, 15-17.

Steel bridge structures – repairs with thermoforming technology

Piotr Kurp

Faculty of Mechatronics and Machine Engineering,
Kielce University of Technology, e-mail: pkurp@tu.kielce.pl

Abstract: Thermal expansion is a natural effect that occurs in most materials of known type. It is the mechanism that runs the process called thermoforming. This technology is one of the non-contact methods for changing the shape of the elements only by heat treatment. This way it is possible to repair damaged steel parts of bridges without dismantling all structures. Repair time is significantly shortened and structures are included faster into road or rail infrastructure.
The author of this paper presents possible damage examples of bridge steel structures. The most known damages occur during utilization of these structures, as a result of collisions with moving vehicles as well as a result of exposure to extreme weather conditions. Known thermoforming and repair technologies are presented in this paper. FEM analysis that helps to predict the direction of thermal deformation is presented as well. It is confronted with the experimental results.

Keywords: thermoforming, bridge structures, repair of steel structures, no-dismantling technologies.

Metoda georadarowa w diagnostyce betonowych obiektów mostowych wzdłuż linii Pomorskiej Kolei Metropolitalnej w Gdańsku

Jacek Lachowicz, Magdalena Rucka

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: jacek.lachowicz@pg.gda.p, magdalena.rucka@pg.gda.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań doświadczalnych metodą georadarową betonowych obiektów mostowych wzdłuż nowopowstałej linii Pomorskiej Kolei Metropolitalnej w Gdańsku. Przedmiotem badań był wiadukt drogowy, a także ramowo-łukowa oraz ramowa kładka dla pieszych. Pomiary wykonano za pomocą zestawu georadarowego z anteną o częstotliwości emitowanej fali równej 2 GHz. W pracy opisano także podstawy teoretyczne metody georadarowej i przedstawiono wpływ względnej przenikalności elektrycznej na jakość uzyskanych wyników.

Słowa kluczowe: fale elektromagnetyczne, georadar, badania doświadczalne, diagnostyka nieniszcząca, konstrukcje mostowe

1. Wprowadzenie

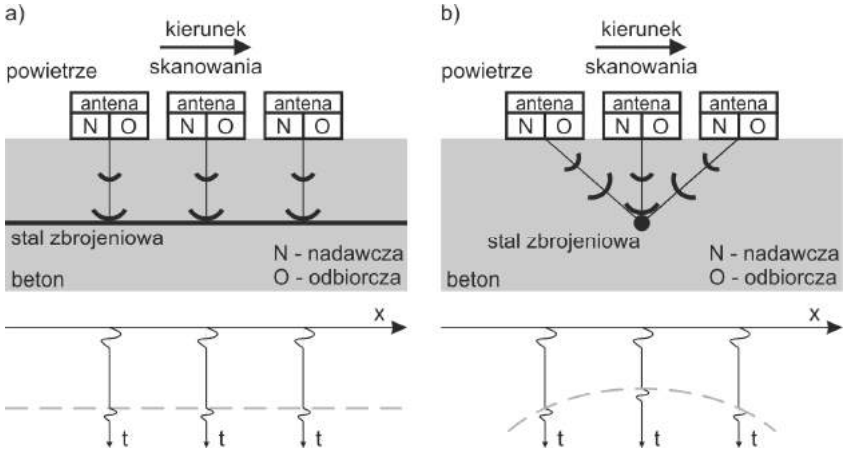
Pomorska Kolej Metropolitalna (PKM) jest największym projektem komunikacyjnym województwa pomorskiego. Jego celem jest utworzenie systemu kolei regionalnej zintegrowanego z układem komunikacji miejskiej Trójmiasta. Na pierwszym etapie inwestycji zaplanowano rewitalizację Kolei Kokoszkowskiej nieczynnej od 1945. Projekt ten otworzy aglomerację trójmiejską na Kaszuby, umożliwiając i ułatwiając przejazd mieszkańców i turystów. Komunikacja poza zatłoczonym ruchem ulicznym spowoduje wysoką sprawność połączeń oraz skróci czas podróży między regionami. W związku z tą inwestycją powstało wiele nowych obiektów infrastrukturalnych, między innymi kładki dla pieszych, wiadukty drogowe i kolejowe oraz estakady.

Metoda georadarowa bazuje na zjawisku propagacji fal elektromagnetycznych. Technika ta ma charakter bezinwazyjny. Dzięki tej właściwości znalazła ona szerokie zastosowanie w badaniach identyfikacyjnych w archeologii, geologii [6], drogownictwie [8], w konstrukcjach murowych [3], żelbetowych [1, 7] oraz mostowych [2]. Pomiary metodą georadarową są szybkie do wykonania, jednakże analiza wyników badań może sprawiać problemy i wymaga dużego doświadczenia. Na jakość uzyskanych map georadarowych ma wpływ wiele czynników, na przykład pogoda, wilgotność czy zakłócenia elektromagnetyczne.

Celem niniejszej pracy jest przeprowadzenie badań referencyjnych dla nowopowstałych obiektów mostowych wzdłuż linii PKM. Badaniom georadarowym poddano trzy obiekty betonowe. Ze względu na trudności przy interpretacji wyników georadarowych, baza referencyjnych danych pomiarowych będzie pomocna w ewentualnej przyszłej ocenie stanu technicznego analizowanych obiektów.

2. Podstawy teoretyczne metody georadarowej

Metoda georadarowa wykorzystuje zjawisko propagacji i odbicia fal elektromagnetycznych. Antena nadawcza wysyła krótki impuls elektromagnetyczny do badanego ośrodka. Docierając do granicy ośrodków o różnych właściwościach elektrycznych, ulega on częściowemu odbiciu i zostaje zarejestrowany przez antenę odbiorczą. Nieodbita część fali propaguje dalej, odbijając się od kolejnych warstw struktury. W wyniku rejestracji fali elektromagnetycznej otrzymuje się w danym położeniu anteny pojedynczy sygnał czasowy (rys. 1). Złożenie kolejnych sygnałów tworzy plan czasowo-przestrzenny zwany również mapą georadarową, B-skanem lub radargramem. W przypadku występowania prętów zbrojeniowych ułożonych równolegle do kierunku skanowania, mapa georadarowa będzie ukazywała odbicie na stałym poziomie (rys. 1a). Natomiast pomiar nad inkluzją (np. poprzeczny pręt zbrojeniowy) o niewielkich wymiarach będzie skutkował pojawieniem się hiperboli złożonej z poszczególnych odbić czasowych (rys. 1b).



Rys. 1. Schemat działania georadaru: a) detekcja pręta równoległego do kierunku skanowania b) detekcja pręta poprzecznego do kierunku skanowania

W celu poprawnego ustalenia głębokości odbicia należy wymnożyć sygnał czasowy przez prędkość propagacji fali elektromagnetycznej. W przypadku materiałów izotropowych i jednorodnych jest ona opisana następującym wzorem [5]:

$$v = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r}} \tag{1}$$

gdzie ε_r jest względną przenikalnością elektryczną ośrodka, a c prędkością światła w próżni. Dla betonu przyjmuje się wartości od $\varepsilon_r = 4$ do $\varepsilon_r = 12$ [4]. Zazwyczaj do wstępnych badań metodą georadarową konstrukcji żelbetowych przyjmuje się prędkość rozchodzenia się fali elektromagnetycznej równą $v = 10$ cm/ns. Należy podkreślić, iż znaczący wpływ na pomiary georadarowe ma zawilgocenie betonu i woda, której względna przenikalność elektryczna jest równa $\varepsilon_r = 81$. W związku z tym precyzyjne badania konstrukcji betonowych wymagają indywidualnego ustalenia wartości prędkości propagacji w celu dokładnego określenia głębokości położenia wykrytej inkluzji. Podejście to wymaga jednak dostępu do próbki badanego materiału o znanych rozmiarach. Odczytując czas odbicia fali od końca próbki oraz przebytą przez nią drogę, można otrzymać wartość prędkości propagacji fali.

3. Przykłady zastosowań

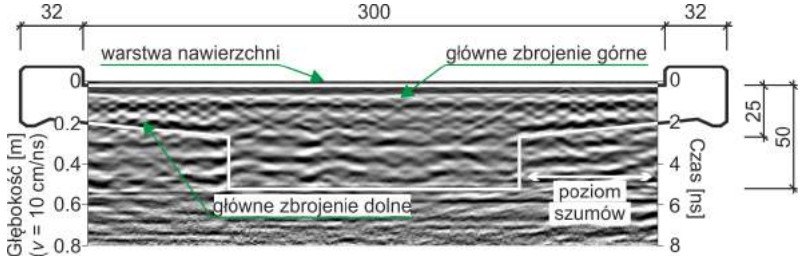
Badaniom metodą georadarową poddano trzy obiekty: wiadukt drogowy, ramową oraz ramowo-łukową kładkę dla pieszych. Pomiarów dokonano za pomocą zestawu georadarowego Alladin z bipolarną anteną o częstotliwości pracy równej 2 GHz.

3.1. Kładka ramowo-łukowa

Pierwszym obiektem badań była kładka dla pieszych KL-19 (rys. 2a) wybudowana w ciągu trasy pieszej nad linią Pomorskiej Kolei Metropolitalnej w Gdańsku. Obiekt został zaprojektowany jako żelbetowy układ ramowo-łukowy o rozpiętości teoretycznej 28 m. Pojedynczy dźwigar łukowy został bezprzegubowo zakotwiony w ławach fundamentowych, zaś w kluczu został monolitycznie połączony z płytą pomostu, która oparta jest na przyczółkach. Dźwigar płyty pomostu wykonano o stałej grubości 50 cm z wspornikami po obu stronach. Na powierzchni płyty pomostu wykonano nawierzchnię na bazie żywic epoksydowych.

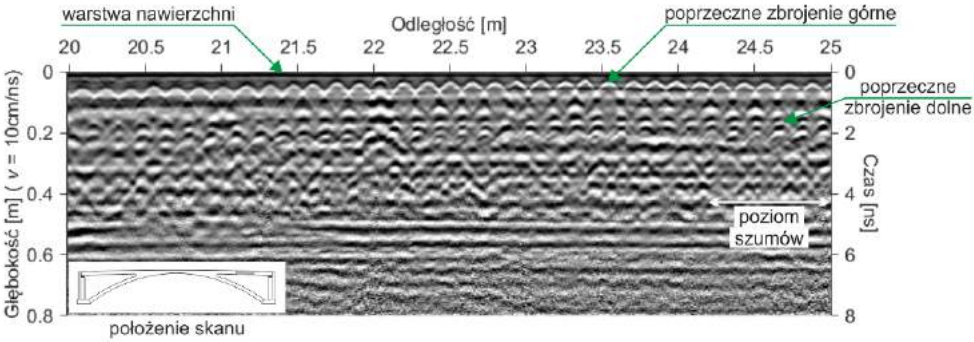
Rys. 2. Kładka dla pieszych ramowo łukowa: a) widok konstrukcji; b) pomiary podłużne

Pomiarów dokonano na płycie pomostu o szerokości 3 m i długości 28,5 m. Przeprowadzono profile podłużne nad płytą pomostu oraz nad wspornikami (rys. 2b), a także profile poprzeczne w wybranych, charakterystycznych miejscach konstrukcji. Rysunek 3 przedstawia przetworzoną mapę georadarową (poddaną filtracji i wzmocnieniom) z profilowania poprzecznego nałożoną na przekrój poprzeczny płyty pomostu. Dobrze widoczny jest górny rząd prętów zbrojenia głównego w średnim rozstawie 10 cm oraz dolny rząd głównego zbrojenia wsporników w tym samym rozstawie. Ze względu na fakt, iż poziom szumów zaczyna się już na głębokości ok. 45 cm, nie wykryto dolnego zbrojenia płyty pomostu.

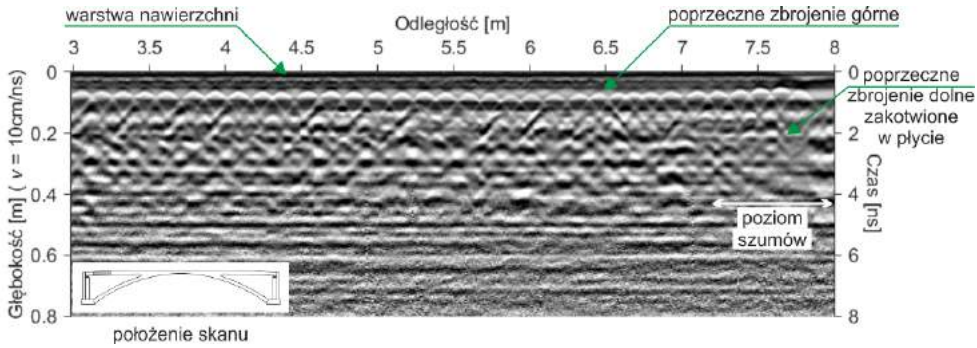


Rys. 3. Mapa georadarowa z profilowania poprzecznego nałożona na przekrój poprzeczny płyty pomostu

Rysunek 4 przedstawia fragment mapy georadarowej z pomiarów podłużnych nad wspornikiem. Wyraźne hiperbole na głębokości ok. 5 cm i 18 cm świadczą o zbrojeniu poprzecznym płyty pomostu. Obicia są mocne i regularne, co umożliwia na identyfikację rozstawu prętów równego 30 cm. Fragment przetworzonego radargramu z pomiarów podłużnych nad płytą pomostu pokazuje rys. 5. Mocne i wyraźne odbicia w górnej części mapy georadarowej potwierdzają wcześniej zaobserwowany rozstaw poprzecznego zbrojenia górnego. Ponadto na głębokości 20 cm ukazują się hiperbole świadczące o zbrojeniu poprzecznym wspornika zakotwionym w płycie pomostu. Można również zaobserwować, że otulina zbrojenia górnego w tej części pomostu została zwiększona o ok. 2 cm. Na obu profilach (rys. 4 i rys. 5) poziom szumów zaczyna się na głębokości ok. 40 cm uniemożliwiając wykrycie dolnego zbrojenia i spodu płyty.



Rys. 4. Fragment mapy georadarowej z profilowania podłużnego nad wspornikiem



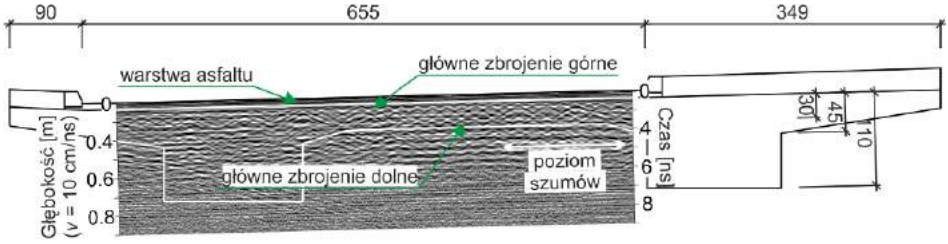
Rys. 5. Fragment mapy georadarowej z profilowania podłużnego nad płytą pomostu

3.2. Wiadukt drogowy

Kolejną konstrukcją poddaną badaniom diagnostycznym metodą georadarową był wiadukt drogowy WD-28 znajdujący się w ciągu ul. Szczęśliwej w Gdańsku nad linią PKM. Układ nośny składa się z dwóch wolnopodpartych dźwigarów z betonu sprężonego o rozpiętości teoretycznej 21,70 m i wysokości przekroju równej 1,10 m. Na konstrukcji sprężonej ułożono warstwę termozgrzewalną oraz warstwy asfaltowe: 40 mm warstwy ochronnej i 40 mm warstwy ścieralnej. Profile georadarowe prowadzono po nawierzchni asfaltowej, gdzie wykonano skany podłużne i poprzeczne.

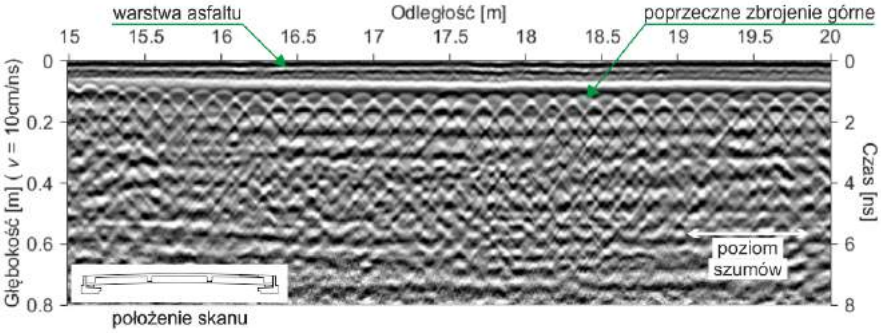
Rys. 6. Widok konstrukcji wiaduktu drogowego

Na rysunku 7 przedstawiono profil poprzeczny nałożony na przekrój poprzeczny wiaduktu. Wyraźnie widoczny jest górny rząd głównych prętów zbrojeniowych w średnim rozstawie 15 cm. Ponadto w części żelbetowej płyty łączącej ze sobą sprężone dźwigary zauważono odbicia od dolnych prętów w rozstawie 15 cm. Zaobserwowano również warstwę asfaltową grubości ok. 8 cm. Ze względu na pojawiające się szumy od głębokości ok. 50 cm nie wykryto kabli sprężających i pozostałego zbrojenia.



Rys. 7. Mapa georadarowa z profilowania poprzecznego nałożona na przekrój poprzeczny

Dane georadarowe z profilowania podłużnego nad żelbetową płytą pokazane na rysunku 8 ukazują rozkład górnego zbrojenia poprzecznego.

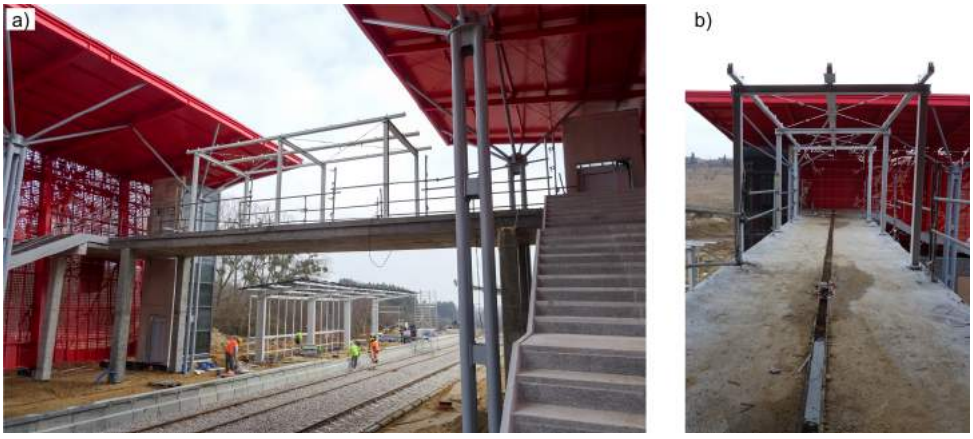


Rys. 8. Fragment mapy georadarowej z profilowania podłużnego nad żelbetową płytą

Odbicia pojawiają się regularnie w rozstawie 15 cm. Możliwe jest, że słabe odbicia na głębokości ok. 30 cm świadczą o dolnym zbrojeniu poprzecznym. Natomiast dobrze widoczna jest warstwa asfaltowa, w której nie zidentyfikowano żadnych uszkodzeń. Głębokość penetracji fali elektromagnetycznej w tym przypadku wyniosła ok. 60 cm.

3.3. Kładka dla pieszych

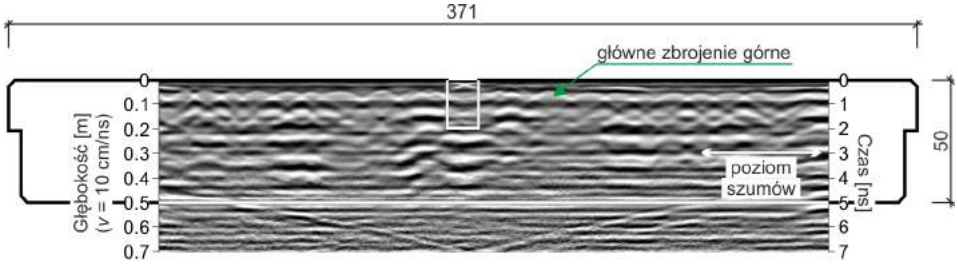
Obiektem badań była kładka dla pieszych KL-26 (rys. 9b) będącą częścią przystanku PKM „Kiełpinek" (rys. 9a). Łączy ona dwa perony, umożliwiając swobodne poruszanie się pasażerów. Ramowa konstrukcja nośna została zaprojektowana w postaci żelbetowej płyty o grubości 50 cm monolityczne połączonej ze słupami. Do przewieszeń zostały doprowadzone schody oraz szyby windowe z obu peronów. Odwodnienie wykonano jako ściek liniowy w osi konstrukcji. Badania wykonano bezpośrednio na warstwie konstrukcyjnej prowadząc profile podłużne i poprzeczne.



Rys. 9. Widok konstrukcji: a) przystanek PKM „Kiełpinek"; b) kładka dla pieszych

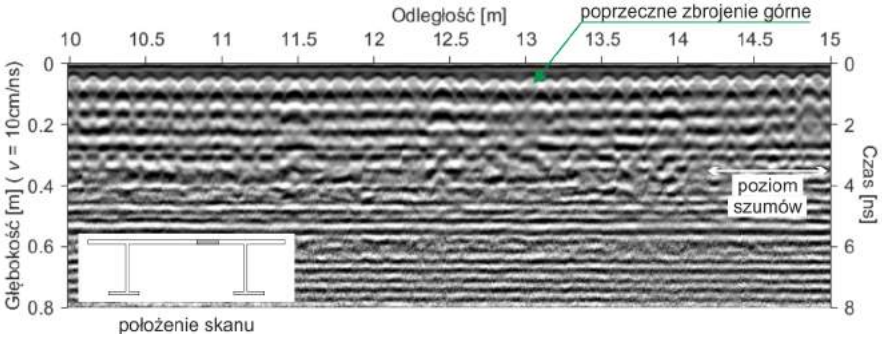
Rysunek 10 przedstawia przetworzoną mapę georadarową z profilowania poprzecznego nałożoną na przekrój poprzeczny żelbetowej płyty. Wykryto pręty główne zbrojenia górnego w średnim rozstawie ok. 13 cm. Należy podkreślić fakt, iż podczas badania obiekt był zawilgocony po wzmożonych opadach. Na obiekcie zalegała także woda (rys. 9b),

która mogła wpłynąć na względną przenikalność elektryczną betonu, a w związku z tym również na prędkość propagacji fali elektromagnetycznej. Prawdopodobnie z tego również powodu efektywna głębokość penetracji fali elektromagnetycznej wyniosła jedynie 30 cm, co uniemożliwiło wykrycie dolnych prętów zbrojeniowych oraz spodu betonowej płyty.



Rys. 10. Mapa georadarowa z profilowania poprzecznego nałożona na przekrój poprzeczny

Ten sam problem dotyczy również radargramu z profilowania podłużnego (rys. 11), gdzie poziom szumów zaczyna się na głębokości ok. 35 cm. Jednak w tym przypadku można zaobserwować delikatne i powtarzalne odbicia na głębokości 30 cm, które mogą świadczyć o zbrojeniu dolnym. Odczytana głębokość położenia prętów wynika z przyjętej prędkość propagacji fali v = 10 cm/ns. Parametr ten, jak wspomniano wcześniej, zależy jednak od względnej przenikalności betonu, której wartość została prawdopodobnie zwiększona przez zawartość wody. Prawidłowe ustalenie prędkości doprowadziłoby do rzeczywistego położenia zbrojenia dolnego. Natomiast odbicia od poprzecznego zbrojenia górnego są bardzo wyraźne. Ustalono, że rozstaw strzemion wynosi ok. 13 cm.



Rys. 11. Fragment mapy georadarowej z profilowania podłużnego

4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono badania doświadczalne metodą georadarową betonowych obiektów mostowych wzdłuż nowopowstałej linii Pomorskiej Kolei Metropolitalnej w Gdańsku. Do pomiarów użyto zestawu georadarowego Alladin z bipolarną anteną o częstotliwości pracy równej 2 GHz. Przeprowadzone badania na ramowo-łukowej kładce dla pieszych KL-19 umożliwiły identyfikację liczby i rozkładu górnego i dolnego zbrojenia wsporników. Nie wykryto natomiast dolnego zbrojenia płyty pomostu, ze względu na zbyt małą efektywną głębokość penetracji fali elektromagnetycznych. Podobnie w przypadku

wiaduktu drogowego WD-28, gdzie kable sprężające oraz zbrojenie dźwigarów znalazły się poza efektywnym zasięgiem fali. Jednak ustalono rozkład górnego zbrojenia głównego i poprzecznego. Ponadto możliwa była detekcja dolnego zbrojenia głównego płyty żelbetowej łączącej ze sobą dźwigary. Duże zawilgocenie obiektów żelbetowych, tak jak miało to miejsce w przypadku ramowej kładki dla pieszych KL-26, może powodować trudności w interpretacji map georadarowych. Pomimo trudności w identyfikacji odbić od dolnych prętów zbrojeniowych, w badaniu tym możliwa była identyfikacja liczby i rozkładu zbrojenia górnego płyty pomostu.

Literatura

1. Barrile V., Pucinotti R., 2005. Application of radar technology to reinforced concrete structures: a case study. NDT&E International 38, 596-604.
2. Bęben D., Mordak A., Anigacz W., 2011. Zastosowanie techniki georadarowej do ustalenia parametrów belek mostowych. Drogi i Mosty 3, 5-22.
3. Binda L., Zanzi L., Lualdi M., Condoleo P., 2005. The use of georadar to assess damage to a masonry Bell Tower in Cremona, Italy. NDT&E International 38, 171-179.
4. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A. 2010. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom 1. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa.
5. Karczewski J., Ortyl Ł., Pasternak M., 2011. Zarys metody georadarowej. Wydawnictwo AGH Kraków.
6. Marcak H., Gołębiowski T., Tomecka-Suchoń S. 2005. Analiza możliwości wykorzystanie georadarowych fal refrakcyjnych do lokalizacji zmian w budowie wałów przeciwpowodziowych, Geologia 31, 259-274.
7. Rucka M., Lachowicz J., 2014. Zastosowanie metody georadarowej w badaniach konstrukcji podłogi posadowionej na gruncie. Inżynieria Morska i Geotechnika 5, 452-458.
8. Saarenketo T., 2000. Scullion T. Road evaluation with ground penetrating radar, Journal of Applied Geophysics 43, 119-138.

Ground penetrating radar survey in diagnostics of concrete bridges along the railway line for the Pomeranian Metropolitan Railway in Gdansk

Jacek Lachowicz[1], Magdalena Rucka

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: jacek.lachowicz@pg.gda.pl, magdalena.rucka@pg.gda.pl

Abstract: The paper presents experimental studies using the ground penetrating radar (GPR) survey. The investigations have been carried out on concrete bridges situated along the railway line for the Pomeranian Metropolitan Railway in Gdansk. The extent of measurements has included a road viaduct, a frame footbridge and a frame-arched footbridge. The measurements have been performed using a GPR Aladdin set with an antenna working at 2 GHz frequency. The study also describes the theoretical basis of the GPR method and shows the influence of the relative penetrating power on the result quality.

Keywords: electromagnetic waves, ground penetrating radar, experimental research, non-destructive diagnostics, bridge structures

Szklane mosty – aspekty konstrukcyjne i estetyczne

Grażyna Łagoda[1], Marek Łagoda[2]

[1] *Wydział inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,*
e-mail: g.lagoda@il.pw.edu.pl

[2] *Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa,*
e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono właściwości szkła i jego przydatność dla konstrukcji budowlanych. Krótko opisano jego specyficzne cechy. Zwrócono uwagę na jego wady i zalety. Przedstawiono również różne rodzaje wyrobów szklanych. Pokazano przykłady zastosowania szkła i zrealizowanych na świecie konstrukcji mostowych. Dokonano oceny tych konstrukcji w aspekcie estetycznym.

Słowa kluczowe: mosty, materiały innowacyjne, szkło, estetyka

1. Wprowadzenie

Dynamiczny rozwój innowacyjnych materiałów konstrukcyjnych i technologii budowy konstrukcji inżynierskich wywiera istotny wpływ na wygląd nowowznoszonych obiektów mostowych. Rozwój znanych i tworzenie nowych typów konstrukcji to wielki potencjał, dający szansę urozmaicenia wyglądu naszego otoczenia, w tym również mostów. Można przytoczyć mnóstwo przykładów konstrukcji wykonanych ze szkła. Pomimo wysokiej ceny jednostkowej i trudności realizacyjnych, szkło stosowane zarówno do budowy elementów nośnych, jak i wyposażenia budzi wśród twórców mostów coraz większe zainteresowanie [1]. Bardzo krótka historia mostów ze szkła zaczęła się od konstrukcji, w których szkło pełniło wyłącznie funkcje dekoracyjne. Następnie pojawiły się szklane schody, pomosty, potem elementy nośne ze szkła i stali oraz kładki wykonane wyłącznie ze szkła.

2. Szkło jako materiał budowlany

2.1. Wytwarzanie, zalety i wady szkła

Szkło jako materiał budowlany charakteryzuje się wieloma zaletami, z których najważniejsze to [2]:

- przezroczystość oraz zdolność przepuszczania światła,
- gładkość,
- twardość,
- odporność na działanie czynników atmosferycznych oraz większości chemicznych,
- stosunkowo mała ścieralność,
- bardzo wysoka wytrzymałość na ściskanie,
- odporność pożarowa,
- nieprzepuszczalność gazów.

Początki szkła to ok. 7000 r. p.n.e. Jak większość cudownych rzeczy wynaleziono je przez przypadek w wyniku stopienia natronu (węglanu sodu) w ognisku. Szkło jest przezroczystą substancją nieorganiczną, nieskrystalizowaną, otrzymywaną w wyniku podgrza-

nia do temperatury 1300÷1500°C oraz schłodzeniu surowców szklarskich, takich jak piasek kwarcowy z dodatkiem głównie sody i wapnia.

W wyniku chłodzenia uzyskana masa szklana w sposób ciągły przechodzi ze stanu ciekłego w stan cieczy przechłodzonej o bardzo dużej lepkości. Stan ten nazywa się ciałem stałym o strukturze bezpostaciowej. To właśnie z bezpostaciowego stanu skupienia wynika izotropowa natura szkła, a więc związane z tym jego właściwości, jednakowe w każdym kierunku. Szkło można formować w każdym możliwym kształcie, od wielkich płaskich tafli (rys. 1) po swoiste kształtki i cienkie włókna [3].

Rys. 1. Modne w pierwszej dekadzie XXI wieku szklane schody

Do wad szkła można zaliczyć:

- kruchość, jeżeli nie poddane było odpowiedniej obróbce,
- podatność na uderzenia,
- rozpryskliwość,
- wrażliwość na szybkie zmiany temperatury.

Podstawowym surowcem do wyrobu szkła jest piasek kwarcowy (krzemionka SiO_2). Po to, aby obniżyć temperaturę topnienia, a zarazem koszt wytworzenia szkła, do piasku kwarcowego dodaje się specjalne topniki. Najprostszymi topnikami są węglany (sodu $NaCO_3$ lub potasu K_2CO_3) lub siarczan sodowy.

Tak otrzymane szkło jest łatwo rozpuszczalne w wodzie (używane powszechnie w budownictwie jako szkło wodne sodowe i potasowe do betonów krzemianowych kwasoodpornych oraz jako uszczelniacz do zapraw i betonów cementowych) [3]. W celu otrzy-

mania szkła nierozpuszczalnego wprowadzany jest do zestawu szklarskiego jeden z tlenków metali dwuwartościowych (np. tlenek wapniowy w charakterze stabilizatora utwardzającego szkło).

Dzięki obecności tlenków szkło zostaje utwardzone, a jego właściwości znacznie się poprawiają. Najczęściej stosowane tlenki do stabilizowania szkła to tlenek glinowy Al_2O_3, poprawiający odporność na działanie wody, zwiększający twardość, wytrzymałość mechaniczną oraz odporność termiczną. Efektem ubocznym tego tlenku jest utrudnione topnienie. Tlenek borowy B_2O_3 powoduje zmniejszanie lepkości w wysokich temperaturach, zwiększanie twardości i odporności chemicznej. Obniża natomiast współczynnik rozszerzalności termicznej. Tlenek magnezowy MgO jest czynnikiem stabilizującym szkło, zwiększającym lepkość masy szklanej i zwiększającym odporność chemiczną. Tlenek ołowiowy PbO zmniejsza lepkość oraz odporność chemiczną, zwiększa współczynnik załamania światła oraz poprawia akustykę.

Szkło nie musi być tylko przeźroczyste, bezbarwne. Wprowadzając różne tlenki metali można uzyskiwać pełną paletę kolorów. Tlenek kobaltu barwi szkło na niebiesko, miedzi na czerwono, chromu na zielono, manganu na fioletowo, siarki na żółto, żelaza na brunatno itd. Przykładowe zastosowanie takiego szkła ma miejsce w wyrobach ozdobnych lub na fasadach budynków.

2.2. Rodzaje i właściwości szkła

Szkło ołowiowe zwane kryształowym zamiast wapnia w swym składzie ma ołów. Szkło borowo-krzemianowe (borowe) charakteryzuje się większą odpornością chemiczną oraz niewrażliwością na szybkie zmiany temperatury. To z niego produkowane są naczynia żaroodporne, rury przemysłowe, wodowskazy oraz naczynia laboratoryjne.

Szkło krzemowe (kwarcowe) jest bardzo trudne w produkcji, a także najdroższe. Ten rodzaj szkła ma bardzo mały współczynnik rozszerzalności cieplnej ($\alpha_T = 0{,}8*10^{-6}/°C$) i w związku z tym jest mało wrażliwe na szybkie zmiany temperatury. Jest najodporniejszym chemicznie typem szkła. Stosowane jest np. do wyrobu lamp halogenowych, sprzętu optycznego czyli tam, gdzie wymagana jest duża odporność chemiczna przy wysokich temperaturach.

Szkło fotochromowe zmienia swą barwę pod wpływem promieniowania ultrafioletowego, wracające do przeźroczystej barwy w przypadku braku promieniowania UV. Obecnie wykorzystywane jest w optyce, technice laserowej, przemyśle motoryzacyjnym. Zmiana koloru może przyczynić się w budownictwie do rozpowszechnienia tego szkła na elewacjach budynków.

Szkło jako ciało bezpostaciowe nie ma wyraźnej temperatury topnienia. Stopniowo mięknie przechodząc ze stanu stałego w stan ciekły. Szkło nie charakteryzuje się ani określoną ani stałą temperaturą topnienia. W wysokich temperaturach jest rzeczywistą cieczą, w niższych przechłodzoną cieczą, przybierającą właściwości ciała stałego.

Szkło ma bardzo duży zakres lepkości. W wysokiej temperaturze lepkość szkła jest nawet 10 tys. razy większa niż wody.

Wytrzymałość na ściskanie szkła jest bardzo duża. Pod tym względem szkło swoimi parametrami bardzo przypomina betony bardzo wysoko wytrzymałe (BBWW). Wytrzymałość na ściskanie kształtuje się w przedziale od 300MPa aż do 1000MPa. W praktyce jednak mikrowady i wady makroskopowe powierzchni szkła, powstające w czasie jego użytkowania, znacznie obniżają wytrzymałość. Naprężenia występujące w ściskanym szkle zwykle nie przekraczają 30÷100MPa.

Wytrzymałość na rozciąganie jest o wiele mniejsza od wytrzymałości na ściskanie i wynosi od 30÷70 MPa. W znacznym stopniu zależy od rodzaju szkła, jego kształtu oraz ilości karbów technologicznych. Z tego powodu współczynniki bezpieczeństwa używane do obliczania wytrzymałości na rozciągania są stosunkowo duże.

Wytrzymałość na zginanie zawiera się w granicach 30÷60MPa dla szkła zwykłego. Szkło hartowane ma większe wartości od 120 do 150MPa. Przykładowo, tafla szklana o grubości 6 mm może bezpiecznie przenosić obciążenia przy strzałce ugięcia równej 30 mm i 1 m rozpiętości.

Współczynnik sprężystości szkła jest bardzo wysoki i zależy przede wszystkim od jego składu chemicznego. Wartościami granicznymi są 50 GPa i 80 GPa. Ważną cechą jest zmniejszanie się sprężystości wraz ze wzrostem temperatury.

Twardość, jak na materiały budowlane, jest wysoka, co przyczynia się do dużej odporności na zarysowania i ścieralność. Mikrotwardość szkła mieści się w granicach 4÷12 GPa. Według skali Mohsa twardość szkła wynosi 6÷7.

Kruchość (odporność na uderzenia) jest najmniejszą wartością, stanowiącą największą wadę. Zależy od składu chemicznego, stanu powierzchni, temperatury, szybkości obciążania, naprężeń wewnętrznych oraz niejednorodności. Hartowanie szkła znacznie podnosi odporność na uderzenia. Zwiększenie grubości warstwy również podnosi tę wytrzymałość [5].

Przewodność cieplna szkła zwykłego jest dużo mniejsza niż przewodność cieplna metali. Współczynnik przewodności cieplnej zwykłego szkła wynosi λ = 1,0÷1,16 W/(m*K). Szkło warstwowe ma mniejszą, korzystniejszą wartość bo ok. 0,5 W/(m*K).

Rozszerzalność cieplna jest wyrażana współczynnikiem rozszerzalności liniowej α_T. W sensie fizycznym oznacza on wydłużenie krawędzi elementu szklanego o długości 1m przy wzroście temperatury o 1K. Zazwyczaj wartość α_T podawana jest w zakresie temperatur 20-300°C. Dla szkła zwykłego rozszerzalność wynosi $\alpha_T = 9 \div 10 * 10^{-6}$/K, dla szkła kwarcowego $\alpha_T = 0{,}5 * 10^{-6}$/K. Rozszerzalność szkła wynosi około 1mm na długości 1m przy różnicy temperatur 100°C. Rozszerzalność cieplna szkła jest 1,4 razy większa niż stali, a od rozszerzalności aluminium 2,5 razy większa [5].

Ciepło właściwe szkła kształtuje się w granicach 0,72÷0,79 kJ/(kg*K). Odporność na zmiany temperatury jest zdolnością szkła do przenoszenia naprężeń pochodzących od nagłych zmian temperatury bez oznak zniszczenia. Zależy od wytrzymałości szkła na rozciąganie, współczynnika rozszerzalności cieplnej, modułu sprężystości, od kształtu elementu, jego wymiarów, zmian geometrii i wykończenia powierzchni. Jednostronne szybkie ogrzanie szkła powoduje jego pękanie, co dowodzi małej odporności szkła na zmiany temperatury. Dla szkła płaskiego zwykłego pękanie występuje już przy różnicy około70 K, dla szkła boro-krzemowego przy różnicy 200K, a dla szkła kwarcowego 800K. Zdecydowanie lepsze jest nagłe ogrzanie niż szybkie oziębienie szkła. Hartowanie szkła podnosi jego odporność na zmiany temperatury o ok. 2÷4 razy. Również zbrojenie szkła zwiększa tą cechę.

Szkło to materiał chemicznie obojętny i odporny na działanie substancji chemicznych. Stosowane jest do wyrobu naczyń przeznaczonych do przechowywania produktów spożywczych, chemicznych, farmaceutycznych oraz do wykonywania instalacji przemysłowych w środowisku bardzo agresywnym.

Odporność hydrolityczna, czyli odporność na działanie wody zarówno w postaci ciekłej jak i gazowej jest bardzo duża. Woda wyługowuje krzemiany alkaliczne, pozostawiając na powierzchni szkła bardzo cienką powłokę krzemionki. Ta nowo powstała warstwa hamuje dalsze rozpuszczanie szkła. Długotrwałe działanie wody powoduje mętnienie szkła w wyniku tworzenia się ługu sodowego. Większa ilość wody spłukuje produkty reakcji i jej

efektów praktycznie nie widać. Odporność szkła na działanie wody wyrażana jest ilością wyługowanych alkaliów w ściśle określonym otoczeniu (temperatura, czas) w stosunku do jednostki powierzchni bądź masy próbki szkła. Ze względu na odporność hydrolityczną szkło dzielimy na 5 klas. Szkło budowlane musi wykazywać przynajmniej III klasę odporności hydrolitycznej.

Za wyjątkiem kwasu fluorowodorowego HF, który rozkłada szkło już w temperaturze pokojowej oraz kwasu fosforowego rozpuszczającego szkło w 100°C, szkło jest odporne na działanie kwasów. Analogicznie do odporności hydrolitycznej wyznacznikiem odporności kwasowej szkła jest ilość wyługowanych alkaliów bądź ubytek masy próbki poddawanej w wysokiej temperaturze, przy kontrolowanym stężeniu kwasów i określonym czasie w stosunku do powierzchni próbki.

Odporność szkła na działanie ługów jest o wiele mniejsza od odporności hydrolitycznej. Zasady rozpuszczają obecną w szkle krzemionkę tworząc krzemiany, tworząc powierzchnie chropowate i mniej przeźroczyste. Ze względu na działanie ługów określa się trzy klasy odporności ługowej.

3. Szkło w budownictwie mostowym

Wytworzone szkło jest materiałem wyjściowym również do uzyskiwania wyrobów budowlanych. Wygląd elementów szklanych, ich barwa i sposób oświetlenia i rozkładu światła na różnych powierzchniach zawsze intrygowała architektów i konstruktorów, inspirując ich do wykorzystania tego materiału. Cechy fizyczne i właściwości mechaniczne materiału nastręczały jednak wielu problemów do rozwiązania.

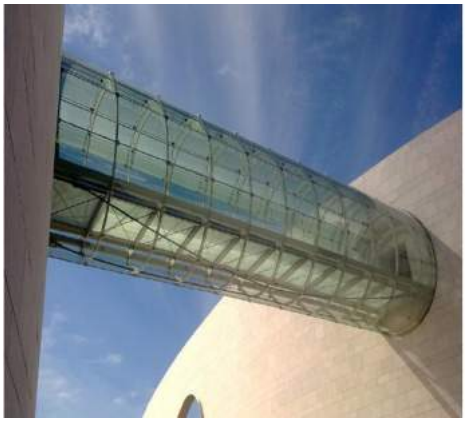
Szkło w konstrukcjach mostowych zaczęto stosować głównie ze względów estetycznych. Oświetlone czy zabarwione szkło wywołuje zawsze pozytywne wrażenia. W ostatnich latach, szczególnie w mostownictwie, szkło zaczęto coraz częściej wykorzystywać jako element nośny [7]. Szklane tafle stosowane są na pomosty oraz balustrady kładek samodzielnie lub we współpracy z elementami stalowymi. W takiej konstrukcji stalowe pręty przenoszą siły rozciągające, a szklane tafle siły ściskające. Element nośny składa się zazwyczaj z tafli szklanych ze szkła laminowanego, zbrojenia z prętów stalowych, zazwyczaj okrągłych, łączników zapewniających połączenie stalowych prętów ze szklanymi taflami i poszczególnych tafli ze sobą. Łączniki zapewniają odpowiednie rozłożenie nacisku tak, że konstrukcja jest dość giętka pomimo kruchości szklanych tafli. Tafle szklane z prętami stalowymi mogą pracować jako tarcze i płyty.

Przykładami konstrukcji mostowych, wybudowanych w XXI wieku, w których zostało zastosowane szkło, zarówno konstrukcyjne, jak również pełniące jedynie funkcje dekoracyjne, może być obiekt pokazany na rysunku 2. Jest to łącznik między dwoma budynkami nad ruchliwą ulicą w centrum zatłoczonego miasta, jakim jest Paryż. Podobny obiekt w Waszyngtonie pokazano na rysunku 3. Nie tylko światowe metropolie, stolice wielkich miast, chętnie sięgają po efektowne konstrukcje szklane, ale również mniejsze miasta jak na przykład niemieckie Schwäbisch Hall czy Karlsruhe (rys. 4 i 5). Szkło, jak widać na tych przykładach, jest wdzięcznym tworzywem i pozwala na uzyskanie bardzo wyrafinowanych form konstrukcyjnych, dobrze harmonizujących ze środowiskiem. W zależności od otoczenia mogą przybierać formę dość skomplikowaną (Paryż), lub nieomal ascetyczną (Schwäbisch Hall i Waszyngton), czy bardzo futurystyczną (Karlsruhe).

Rys. 2. Łącznik w centrum Paryża

Rys. 3. Łącznik nad ulicą w Waszyngtonie

Rys. 4. Łącznik nad ulicą w Schwäbisch Hall



Rys. 5. Łącznik w Karlsruhe

Bardzo często szklane elementy stanowią wyposażenie mostu. Na rysunku 6 i 7 pokazano dwa bardzo znane już mosty. Pierwszym z nich jest Most Pokoju w gruzińskim Tbilisi, zaś drugi to dzieło znanego, hiszpańskiego architekta Calatrawy w Dublinie.

Rys. 6. Most Pokoju w Tbilisi

Rys. 7. Most według projektu Calatrawy w Dublinie

Most Pokoju jest wyposażony w charakterystyczne, szklane przekrycie dachowe, nadające konstrukcji niepowtarzalny wygląd. Natomiast na moście w Dublinie pomost dla pieszych i balustrada są wykonane z matowego szkła osadzonego w metalowych ramach, podobnie jak w pomoście widokowym nad Wielkim Kanionem w USA (rys. 8). Dziełem Calatrawy jest kładka w Wenecji (rys. 9). Konstrukcja szklana pełni tu rolę ustroju nośnego.

Rys. 8. Pomost widokowy w USA

Rys. 9. Szklana kładka w Wenecji

Jednymi z najbardziej spektakularnych konstrukcji mostowych, w których zastosowano elementy nośne ze szkła jest kładka biegnąca wzdłuż ściany skalnej w górach Tianmen na terenie Parku Narodowego w Zhangjiajie (Chiny), pokazana na rysunku 10. Konstrukcja „Grand Canyon Skywalk" jest zawieszona na wysokości 1 319,2 m nad rzeką Colorado, na skraju kanionu. Pomimo, że kładki zwabiają wielkie rzesze turystów, to ze względu na wprowadzenie tak nowoczesnej konstrukcji w regiony całkowicie niezurbanizowane i niezmienione przez człowieka, kładki te stanowią zbyt duży kontrast i dysonans ze środowiskiem.

Rys. 10. Kładka biegnąca wzdłuż ściany skalnej w górach Tianmen na terenie Parku Narodowego w Zhangjiajie (Chiny)

4. Podsumowanie

Szkło jest bardzo intrygującym materiałem budowlanym, pozwalającym na kształtowanie ciekawych konstrukcji i wykorzystywanym do produkcji dających niebanalny wygląd elementów wyposażenia. Stosowanie go w praktyce wymaga jeszcze rozpoznania wielu zjawisk i opracowania technologii pozwalających na uzyskanie bardziej niezawodnego i trwałego materiału oraz kształtowanie konstrukcji zgodnie z nowoczesnymi trendami.

Pod względem estetycznym jest to materiał wywołujący wspaniały efekt, lecz stosowanie go wymaga od twórcy – projektanta wielkiego wyczucia. Prawie zawsze wywołuje duży kontrast z otoczeniem, nie do końca przez wszystkich akceptowany.

Literatura

1. Haldimann M., Luible A., Overend M., 2008. Structural Use of Glass. IABSE (Doc. 10).
2. Klindt L. B., Klein W., 1982. Szkło jako materiał budowlany. Arkady Warszawa.
3. Dobrzański A. i in., 1972. Technologia Szkła. Arkady Warszawa.
4. Siwiński P., Meller M., 2002. Szkło budowlane. Politechnika Koszalińska.
5. PN-EN ISO 12543 Szkło w budownictwie – Szkło warstwowe i bezpieczne szkło warstwowe.
6. Osiecka E., 2010. Materiały budowlane. Kamień, ceramika, szkło. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
7. Łagoda G., Łagoda M., 2014. Piękno Mostów. Instytut Badawczy Dróg i Mostów Warszawa.

Glass bridges – structural and aesthetical aspects

Grażyna Łagoda[1], Marek Łagoda[2]

[1] Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology,
e-mail: g.lagoda@il.pw.edu.pl

[2] Road and Bridge Reseatch Institute, Warsaw,
e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl

Abstract: Technical properties of glass and its suitability for construction design have been presented in the article. Glass-specific properties are shortly described herein. Its advantages and drawbacks are underlined as well. Different types of glass products are described together with the glass application examples and several bridge structures completed around the world. Finally the bridge structures are assessed in terms of aesthetic aspect.

Keywords: bridges, innovative materials, glass, aesthetics

Właściwości dynamiczne modelu płyty pomostowej zbrojonej prętami kompozytowymi

Barbara Markiewicz, Karol Pereta, Grzegorz Piątkowski

Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,
Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza,
e-mail: bmarkiewicz@prz.edu.pl, kpereta@prz.edu.pl, gpiatkowski@prz.edu.pl

Streszczenie: W ciągu ostatnich dziesięcioleci można zauważyć wzrost zakresu stosowania kompozytów w różnych obszarach techniki. Kompozyty stosowane niegdyś głównie w lotnictwie obecnie zaczynają być wykorzystywane również w mostownictwie. W pracy przedstawiono badania dynamiczne modelu płyty pomostowej wykonanej z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi. Odpowiedź dynamiczną płyty mierzono piezoelektrycznymi czujnikami przyspieszeń. Do pomiarów wykorzystano wielokanałowy rejestrator sygnałów wraz ze specjalistycznym oprogramowaniem. Otrzymane wyniki badań porównano z częstotliwościami otrzymanymi dla szeregu modeli numerycznych.

Słowa kluczowe: płyta pomostowa, beton lekki, pręty FRP, analiza modalna

1. Wstęp

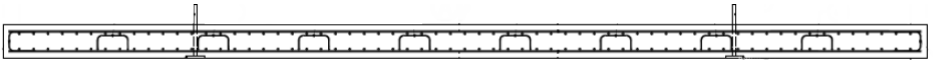
Kompozyty, które zaczynają być wykorzystywane w budownictwie stosowane są od wielu lat między innymi w przemyśle lotniczym. Niewątpliwą zaletą materiałów stosowanych dotychczas w mostownictwie jest ich dostępność i stosunkowo niska cena w porównaniu z ceną materiałów „nowych", takimi jak kompozyty włókniste o osnowie polimerowej (FRF). Zaletami kompozytów FRP są natomiast niski ciężar, duża wytrzymałość oraz całkowita odporność na korozję, na której różne rodzaje narażone są klasyczne materiały budowlane.

W Polsce kompozyty FRP szeroko wykorzystuje się w mostownictwie od 1997 r. do wzmacniania istniejących obiektów [1]. Do dzisiaj nie zbudowano jednak żadnego mostu lub wiaduktu o konstrukcji nośnej zbrojonej prętami kompozytowymi lub wykonanej z kompozytów FRP. Projekty badawcze, realizowane przez konsorcjum pod kierunkiem Mostostalu Warszawa SA i Politechniki Rzeszowskiej stanowią pierwszą krajową próbę zmiany tego stanu rzeczy [2]. W pracy przedstawiono badania będące częścią projektu badawczego pn. *Combridge*, współfinansowanego przez NCBiR w ramach programu „*Demonstrator+"* (www.com-bridge.pl), którego rezultatem będzie pierwszy polski most drogowy z kompozytów FRP [3]. Przedstawiona konstrukcja płyty pomostu może być pełnowartościową alternatywą dla stosowanych powszechnie płyt pomostowych z konwencjonalnego betonu i/lub stali.

2. Opis badanej płyty

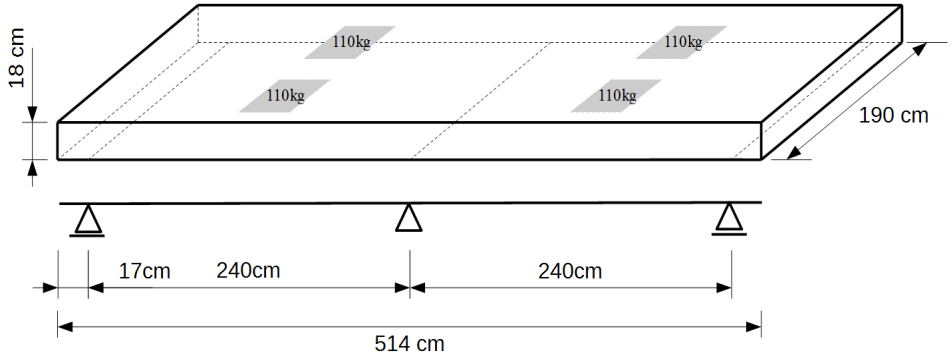
Obiektem badań była dwuprzęsłowa płyta. Rozpiętość teoretyczna każdego z przęseł była równa 240 cm. Badana płyta jest modelem rzeczywistej płyty pomostowej. Płyta była wykonana z betonu lekkiego LC35/38, zbrojonego siatkami złożonymi z prętów kompozy-

towych o średnicy 12 mm w rozstawie co 8 cm oraz stalowymi prętami zamykającymi o średnicy 8 mm klasy A-0. Układ prętów zbrojeniowych pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Układ prętów zbrojeniowych płyty

Schemat statyczny oraz wymiary modelu płyty przedstawiono na Rys. 2.



Rys. 2. Schemat statyczny i wymiary modelu płyty

Skrajne podpory płyty zostały przyjęte jako podpory przegubowe przesuwne, natomiast podpora wewnętrzna jako podpora przegubowa nieprzesuwna. Takie oparcie modelu płyty zostało wykonane jako łożyska z walcami stalowymi o średnicy 60 mm, na których płyta opierała się poprzez blachę o grubości 12 mm i szerokości 300 mm, teoretyczna długość podparcia na każdej z podpór była równa 190 cm. Płyta została osadzona na blachach nadłożyskowych na zaprawie cementowej.

Na powierzchni płyty rozmieszczone były przekładki z gumy oraz blach i profili stalowych umożliwiające przekazanie obciążenia z siłowników na cztery kwadratowe pola o wymiarach 40 cm x 40 cm. Łączna masa tych przekładek wynosiła 440 kg.

3. Badania modalne

Celem przeprowadzonych badań właściwości dynamicznych płyty pomostu było ustalenie parametrów dynamicznych, tj. częstotliwości drgań rezonansowych, postaci drgań i współczynników tłumienia.

Zastosowano klasyczną analizę modalną, która opiera się na pomiarze siły wymuszającej oraz pomiarze przyspieszeń w poszczególnych punktach konstrukcji jako odpowiedzi konstrukcji na wymuszenie. W badaniach zastosowano wymuszenie impulsowe realizowane za pomocą młotka modalnego.

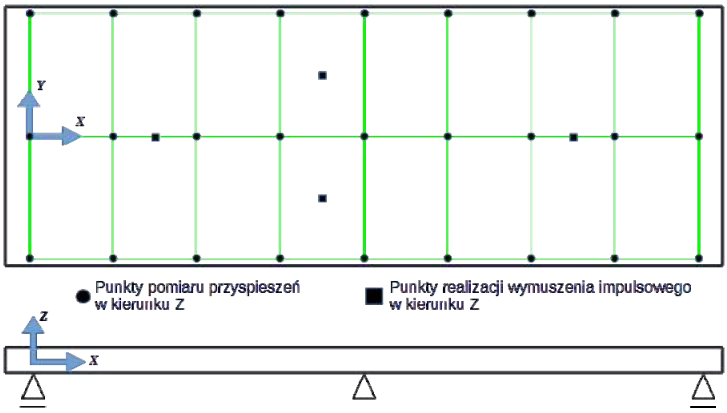
Badania modalne prowadzono etapowo. Wynikało to z prowadzonych równolegle badań statycznych. Podział na etapy ze względu na stan płyty był następujący:
etap 1. stan niezarysowany, masa własna płyty,
etap 2. stan niezarysowany, masa własna płyty + masy dodatkowe.

3.1. Wymuszenie impulsowe

Wymuszenie impulsowe zrealizowano za pomocą młotka modalnego firmy PCB Piezotronics, o masie 1,1 kg i czułości 0,23 mV/N. Zastosowano miękką końcówkę (Soft Tip). Wymuszenie impulsowe zrealizowano w czterech punktach przedstawionych na Rys. 3, każdorazowo na kierunku Z.

3.2. Pomiary przyspieszeń drgań

Odpowiedź dynamiczną płyty mierzono piezoelektrycznymi czujnikami przyspieszeń. Zastosowano łącznie 27 jednoosiowych czujników przyspieszeń, co pozwoliło na rejestrowanie przyspieszenia drgań w kierunku pionowym Z, prostopadłym do płaszczyzny płyty w 27 punktach. Wszystkie punkty pomiarowe zlokalizowane były na górnej powierzchni płyty. Czujniki były rozmieszczone tak, jak pokazuje to rysunek 3. Położenie czujników odpowiadało teoretycznemu schematowi podparcia płyty. Odsunięcie czujników od linii bocznych podłużnych płyty wynosiło 5 cm, natomiast od linii bocznych poprzecznych 17 cm, co dało siatkę pomiarową o wymiarach 480 x 180 cm.



Rys. 3. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych

Do pomiarów wykorzystano wielokanałowy rejestrator sygnałów Scadas Mobile firmy LMS International. W trakcie pomiarów rejestrowano sygnały przyspieszeń w zakresie częstotliwości 0-256 Hz z rozdzielczością 0,125 Hz. Oprogramowanie rejestratora zapewnia prowadzenie eksperymentalnej klasycznej analizy modalnej włącznie z estymacją biegunów metodą PolyMAX oraz wizualizację uzyskanych wyników.

4. Wyniki badań modalnych

4.1. Stan niezarysowany

Płyta była w stanie niezarysowanym na pierwszym i drugim etapie badań. Na etapie 1. rejestrowane były drgania samej płyty, natomiast w etapie 2. płyty z dodatkowymi masami, będącymi efektem umieszczenia na płycie blach i profili stalowych niezbędnych do przekazywania obciążenia generowanego przez siłowniki stanowiska badawczego na płytę.

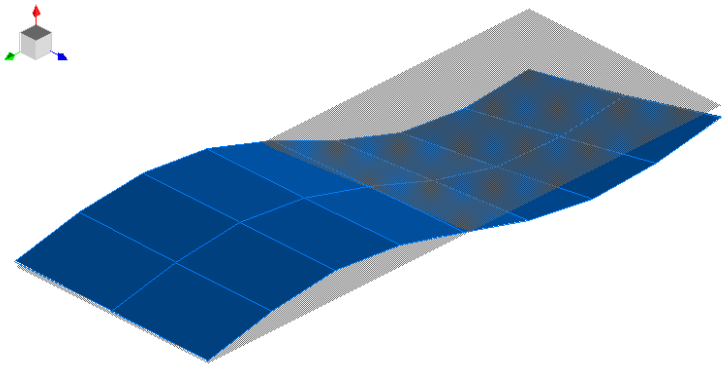
4.1.1. Masa własna płyty

W Tabela 1 zestawiono uzyskane w wyniku analizy modalnej charakterystyki dynamiczne badanej płyty dla dwóch pierwszych postaci drgań dla etapu pierwszego. Na rysunku 4 i 5 przedstawiono dwie pierwsze postacie drgań dla etapu pierwszego. Wartości

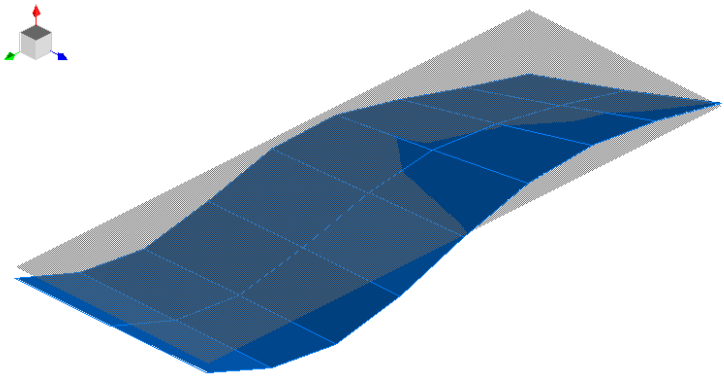
pierwszej i drugiej częstotliwości podano w zakresie zmienności min–maks wynikającym z prowadzenia analizy modalnej dla różnych punktów wymuszenia impulsowego.

Tabela 1. Wyniki analizy modalnej – etap 1

	Częstotliwość minimalna [Hz]	Częstotliwość maksymalna [Hz]	Tłumienie minimalne [%]	Tłumienie maksymalne [%]
f1	36,43	36,66	1,05	1,16
f2	50,36	50,57	1,47	1,76



Rys. 4. Pierwsza postać drgań – etap 1.



Rys. 5. Druga postać drgań – etap 1.

4.1.2. Masa własna płyty + masy dodatkowe

W Tabela 2 zestawiono charakterystyki dynamiczne badanej płyty dla dwóch pierwszych postaci drgań dla etapu drugiego, w którym na płycie znajdowała się dodatkowa masa. Zgodnie z oczekiwaniami dodatkowa masa skutkowała obniżeniem wartości częstotliwości. Tak jak w etapie 1. uzyskane formy drgań wskazywały na problem z oparciem płyty na jednej ze skrajnych blach nadłożyskowych.

Tabela 2. Wyniki analizy modalnej – etap 2.

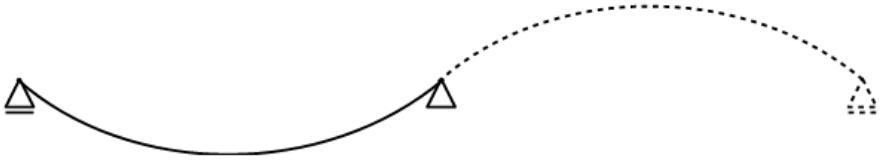
	Częstotliwość minimalna [Hz]	Częstotliwość maksymalna [Hz]	Tłumienie minimalne [%]	Tłumienie maksymalne [%]
f1	35,70	35,85	1,92	2,26
f2	45,49	45,65	3,09	3,73

5. Modele obliczeniowe

5.1. Model analityczny

W przypadku wielu, nawet skomplikowanych układów nośnych, wstępne oszacowania własności dynamicznych konstrukcji mogą być wykonane na podstawie podstawowych modeli obliczeniowych.

Dla analizowanej płyty najprostszym modelem obliczeniowym jest belka dwuprzęsłowa, dla której obliczenie wartości pierwszych dwóch częstotliwości drgań sprowadza się do wzorów zamkniętych. Posługując się schematami połówkowymi i odpowiadającymi im warunkami brzegowymi wyprowadzono wzory (1) i (2). Pierwszą postać drgań przedstawiono na Rys. 6 a odpowiadająca jej częstotliwość została opisana wzorem (1).



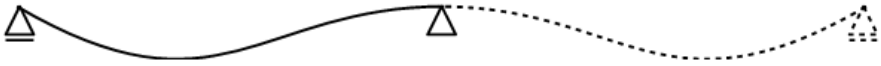
Rys. 6. Antysymetryczna postać drgań własnych belki dla k = 1

$$f_1 = \frac{k^2 \cdot \pi^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \tag{1}$$

gdzie:

l – długość przęsła,
μ – masa 1 mb płyty,
EI – sztywność,
k – nr danego typu drgań.

Drugą postać drgań przedstawiono na rysunku 7 a odpowiadająca jej częstotliwość została opisana wzorem (2).



Rys. 7. Symetryczna postać drgań belki dla k = 1

$$f_2 = \left(\frac{4k+1}{4}\right)^2 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \tag{2}$$

W obliczeniach częstotliwości modelu belkowego dla etapu 1. badań przyjęto następujące dane: moduł Younga 21,562 GPa, momentu bezwładności przekroju 92340 cm^4

i masę 1 mb płyty μ = 673,74 kg/m. Długość obu przęseł wynosiła 2,4 m, a pominięto przewieszenia na obu końcach widoczne na rysunku 2 i 3. W obliczeniach dla etapu 2. badań zdecydowano się przyjąć jednorodną i uśrednioną gęstość z uwzględnieniem dodatkowej masy elementów znajdujących się na badanej płycie, co dało zwiększenie masy 1 mb płyty do wartości 765,41 kg/m.

5.2. Modele MES 1-D i 2-D

Modele MES badanej płyty wykonano, używając systemu obliczeniowego ADINA. W modelach numerycznych przyjęto dla betonu lekkiego LC35/38 moduł Younga równy 21,562 GPa i gęstość objętościową równą 1970 kg/m^3.

Dla porównania z wynikami uzyskanymi dla modelu analitycznego zbudowano dwa modele 1-D z użyciem elementów BEAM [4]. W geometrii modelu uwzględniono przewieszenia. W modelu pierwszym uwzględniono tylko masę własną płyty, natomiast w modelu drugim również dodatkowe masy, tylko na odcinkach belki nią obciążonych, inaczej niż w przypadku belki do obliczeń analitycznych. Wyniki przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Częstotliwości dla dwóch pierwszych postaci drgań w modelu 1-D

Częstotliwość [Hz]	Obliczenia analityczne		ADINA	
	Masa własna	Dodatkowe masy	Masa własna	Dodatkowe masy
f1	46,88	43,98	46,70	41,82
f2	73,25	68,72	72,86	66,15

Otrzymane w programie ADINA wyniki różnią się od tych uzyskanych w sposób analityczny o mniej niż 0,5% dla przypadku bez dodatkowej masy. Różnica spowodowana jest tym, że w obliczeniach analitycznych nie uwzględniono przewieszeń. Uwzględnienie dodatkowych mas na odpowiednich odcinkach belki powoduje obniżenie obliczonych numerycznie częstotliwości drgań w stosunku do częstotliwości uzyskanych dla modelu analitycznego z uśrednioną masą na całej długości przęsła, jednak różnica w wartościach częstotliwości nie przekracza 3-5%.

Zestawiając powyższe wyniki z wynikami pomiarów przedstawionymi w tabeli 1 i 2, można dostrzec, że obliczone częstotliwości są zbyt duże w porównaniu z uzyskanymi w badaniach modalnych. Zastosowane modele, analityczny model belkowy i obliczeniowy model 1-D, są ograniczone pod względem definiowania rzeczywistych warunków podparcia płyty. Skomplikowane jest przez to uwzględnienie braku styku pomiędzy płytą a blachą nadłożyskową na pewnej długości, na co wskazują postacie drgań zobrazowane w wynikach badań modalnych.

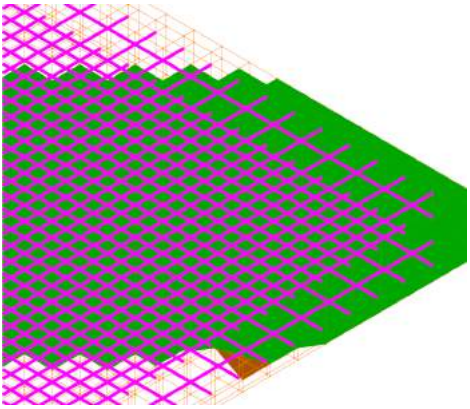
Chcąc uwzględnić odbiegający od teoretycznego sposób podparcia, zbudowano model 2-D. Został on utworzony z wykorzystaniem ośmiowęzłowych elementów typu SHELL [4]. Płyta była analizowana w stanie niezarysowanym, a wpływ sztywności zbrojenia został pominięty. W celu zbadania wpływu długości podparcia na podporze zewnętrznej na podstawowe częstotliwości, wykonano cztery modele, w których stosunek podparcia do szerokości płyty był następujący: 1, 1/2, 1/4, 1/8.

Tabela 4. Częstotliwości dla dwóch pierwszych postaci drgań własnych w modelu 2-D

Częstotliwość [Hz]	Stosunek długości podparcia do szerokości płyty [-]			
	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

5.3. Model MES 3-D

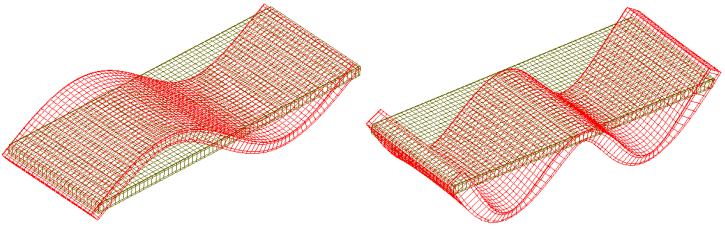
Model 3-D płyty został wykonany z ośmiowęzłowych elementów typu SOLID [4]. Płyta była analizowana ponownie w stanie niezarysowanym. Natomiast uwzględnione w modelu zbrojenie w postaci dwóch siatek z prętów kompozytowych o module Younga równym 57,8 GPa zostało zdefiniowane wykorzystując dwuwęzłowe elementy TRUSS. Fragment modelu został przedstawiony na rysunku 8.



Rys. 8. Fragment modelu 3-D z prętami zbrojenia

Model bryłowy został wykonany dla takich samych wariantów podparcia jak model 2-D. Dodatkowo przeanalizowano wpływ uwzględnionych w modelu 3-D prętów kompozytowych na podstawowe częstotliwości w wariancie z teoretycznym podparciem na całej szerokości. Wyniki zebrano w tabeli 5.

Postacie drgań dla płyty podpartej na całej szerokości są analogiczne do wyników dla analizowanych wcześniej modeli 1-D i 2-D, co przedstawiono na rysunku 9.

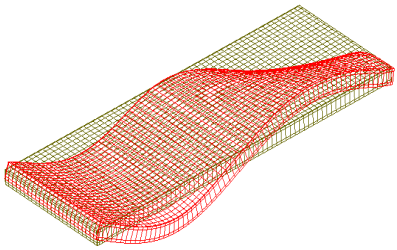


Rys. 9. Dwie pierwsze postacie drgań dla wariantu podparcia 1/1, model 3-D

Uwzględnienie zbrojenia zwiększa częstotliwość drgań płyty o ok. 2-3%. Wraz ze zmniejszaniem długości oparcia płyty na blasze nadłożyskowej obliczane częstotliwości maleją. Różnica między wariantem z całkowitym podparciem a podparciem na 1/8 szerokości dochodzi do 22%.

Tabela 5. Częstotliwości dla dwóch pierwszych postaci drgań w modelu 3-D

Częstotliwość [Hz]	Stosunek długości podparcia do szerokości płyty [-]				
	Bez zbrojenia	Ze zbrojeniem			
	1/1	1/1	1/2	1/4	1/8
f1	41,31	42,40	41,33	36,67	36,04
f2	65,73	67,38	63,76	52,69	52,49



Rys. 10. Pierwsza postać drgań dla podparcia na 1/4 szerokości płyty, model 3-D

6. Wnioski

Wyniki obliczeń dla modeli 2-D i 3-D dla podparcia na skrajnej podporze na 1/4 szerokości płyty są najbardziej zbliżone do wyników otrzymanych z badań nie tylko pod względem wartości (2% różnice w częstotliwościach dla pierwszej postaci, 15% dla drugiej), ale również pod względem otrzymanych postaci drgań przedstawionych na rysunku 5 i 10.

Literatura

1. Siwowski T., Radomski W., 1998. Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu. Inżynieria i Budownictwo LIV (7), 382-388.
2. Siwowski T., Kulpa M., Poneta P., 2014. Badania nad zastosowaniem kompozytów FRP do budowy mostów w Polsce. Materiały Budowlane 11, 58-60.
3. Siwowski T., Kaleta D., Kulpa M., Poneta P., 2014. Pierwszy polski most kompozytowy – koncepcja techniczna i badania wstępne. Polskie Drogi 6(216), 84-89.
4. Bathe K.J., 1996. Finite Element Procedures, Prentice Hall.

The dynamic properties of the bridge deck slab model reinforced with FRP bars

Barbara Markiewicz, Karol Pereta, Grzegorz Piątkowski

Faculty of civil and environmental engineering and architecture,
Rzeszow University of Technology named after Ignacy Lukasiewicz,
e-mail: bmarkiewicz@prz.edu.pl, kpereta@prz.edu.pl, gpiatkowski@prz.edu.pl

Abstract: Significant application of composites can be observed in numerous fields of technology over last decades. Composite materials mainly used in the aeronautics industry are gaining more and more appreciation in various areas such as bridge construction. The article presents a set of dynamic researches carried out on a bridge deck slab made of lightweight concrete reinforced with composite rods. Dynamic response of the bridge deck slab has been measured with piezoelectric acceleration sensors. A multi-channel signal recorder with specialized software has been used for performing the measurements. The results have been compared with those obtained for a range of frequencies of numerical models.

Keywords: bridge deck slab, lightweight concrete, FRP bars, modal analysis

Kompozytowy most pieszo-rowerowy w kampusie Politechniki Gdańskiej – badania doświadczalne

Mikołaj Miśkiewicz[1], Łukasz Pyrzowski[1], Magdalena Rucka[1], Krzysztof Wilde[1], Marian Klasztorny[2], Jacek Chróścielewski[1]

[1] Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: jchrost@pg.gda.pl, mmisk@pg.gda.pl, lpyrzow@pg.gda.pl, mrucka@pg.gda.pl, wild@pg.gda.pl

[2] Wydział Mechaniczny, Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie,
e-mail: m.klasztorny@gmail.com

Streszczenie: W pracy przedstawiono wybrane wyniki badań doświadczalnych kompozytowej kładki dla pieszych. Badaniu poddano zarówno segment walidacyjny będący wycinkiem pełnowymiarowe konstrukcji, jak również dźwigar o docelowej długości. Wykonano badania w zakresie obciążeń statycznych oraz identyfikację parametrów dynamicznych z zastosowaniem testu wzbudzenia impulsowego.

Słowa kluczowe: kładka dla pieszych, dźwigar przekładkowy, okładki GFRP, rdzeń piankowy PET

1. Wprowadzenie

Aktualny światowy trend w mechanice i technologii konstrukcji jest ukierunkowany na poszukiwanie materiałów budowlanych pozwalających projektować konstrukcje lekkie, trwałe oraz ciekawe architektonicznie. W takie nowoczesne rozwiązania wpisuje się projekt kładki kompozytowej pod akronimem FOBRIDGE, realizowany przez konsorcjum tworzone przez Politechnikę Gdańską (lider), Wojskową Akademię Techniczną oraz firmę ROMA Sp. z o.o. [1-3]. Celem projektu jest opracowanie przęsła mostów dla pieszych o schemacie statycznym swobodnie podpartego dźwigara zbudowanego z kompozytu przekładkowego. Dwa końcowe etapy projektu FOBRIDGE obejmują wytworzenie w docelowej technologii segmentu walidacyjnego, będącego pełnowymiarowym wycinkiem przęsła kładki oraz wytworzenie pełnowymiarowego obiektu. Celem pracy jest przedstawienie wyników badań doświadczalnych w zakresie statyki i dynamiki na obu obiektach badawczych.

2. Opis kładki kompozytowej w kampusie Politechniki Gdańskiej

Konstrukcja nośna dźwigara składa się z dwóch okładek laminatowych wzmocnionych tkaninami ortogonalnymi z włókna szklanego i rdzenia z pianki PET. Szerokość użytkowa dźwigara wynosi 2,5 m. Długość segmentu walidacyjnego wynosi 3 m, natomiast długość jednego z wariantów pełnowymiarowej kładki dla pieszych to 14 m. Konstrukcja kładki została wytworzona w całości z kompozytu bez jakichkolwiek złączy, w technologii infuzji (rys. 1). Produkcja obiektu została zrealizowana z ogólnodostępnych materiałów, a czas wykonania pełnowymiarowego obiektu wynosił kilka dni i był jednocześnie okresem gromadzenia doświadczeń technologicznych.

Po wytworzeniu kładka została przetransportowana na teren kampusu Politechniki Gdańskiej. Dźwigar o długości 14 m został przewieziony standardowym transportem kołowym (rys. 2). Następnie ważący 3,3 tony dźwigar został zamontowany za pomocą

„małego” dźwigu o nośności 30 t (rys. 2). Most, ze względu na charakter badawczy obiektu, nie został posadowiony na fundamentach stałych (np. wylewanych na mokro), a jedynie na blokach symulujących przyczółki mostowe. Podpory wykonano ze standardowych żelbetowych płyt drogowych o wymiarach 1,5 × 3 × 0,15 m rozsuniętych między sobą w celu ukształtowania stopni. Z uwagi na niewielką masę dźwigara zaprojektowano indywidualne łożyska wraz z konstrukcją, która zabezpiecza most przed potencjalnym odrywaniem wywołanym oddziaływaniem wiatru.

Rys. 1. Produkcja kładki: układanie tkanin/zbrojenia z włókna szklanego, proces infuzji

Rys. 2. Transport i montaż kładki kompozytowej

3. Wstępne obciążenie kładki

W celu sprawdzenia zachowania się konstrukcji, a szczególnie sytemu łożyskowania przeprowadzono wstępne obciążenie. Odbyło się ono zaraz po instalacji obiektu badawczego na wcześniej przygotowanych podporach w dniu 24.04.2015 r., jeszcze przed przystąpieniem do badań podczas próbnego obciążenia w pełnym zakresie. Do wstępnych testów wykorzystano 6 płyt betonowych o wymiarach 1,25 × 3 × 0,15 m i ciężarze średnim 13,6 kN (rys. 3). W sumie na przęśle na podbudowie zapewniającej równomierny rozkład obciążenia ułożono ciężar 81,6 kN. Podczas badań za pomocą niwelacji precyzyjnej kontrolowano parametry identyfikujące globalne zachowanie konstrukcji – przemieszczenia (3 punkty pomiarowe) i osiadania podpór (2 punkty pomiarowe). Rzeczywiste zachowanie obiektu z bardzo wysoką zgodnością pokryło się z analizami numerycznymi wykonanymi w środowisku MES w programie ABAQUS z wykorzystaniem hybrydowego powłokowo-bryłowego modelu (rys. 4). Podczas pełnego ustawienia w punkcie najbardziej wytężonym według kryterium Tsai-Wu, w środku rozpiętości kładki, podczas badań uzyskano 92,4% przewidywanej wartości teoretycznej, a pomierzone osiadania podpór wyniosło maksymalnie 0,3 mm.

Wykonanie wstępnego próbnego obciążenia pozwoliło kierownictwu projektu na wyciągnięcie wniosków dotyczących pracy konstrukcji i dopuszczeniu zniecierpliwionych studentów do korzystania z mostu (rys. 5).

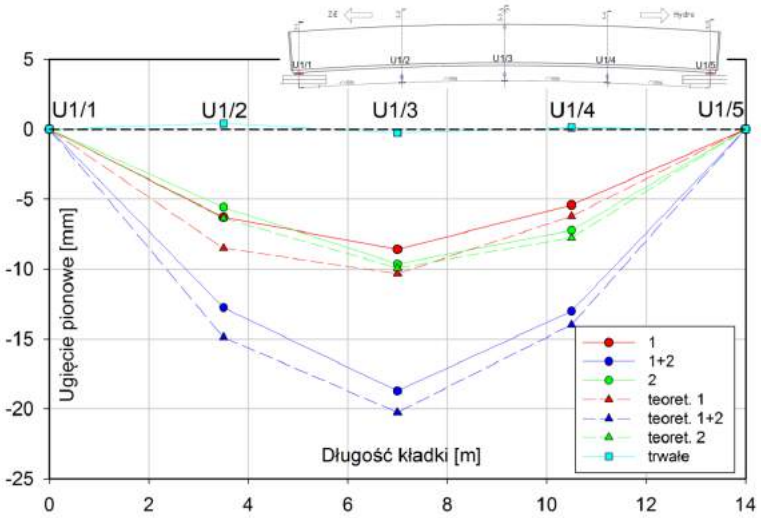
Pełne badania powłokowej, całkowicie kompozytowej kładki pieszo-rowerowej będą prowadzone przez okres min 6. miesięcy i będą obejmowały:

- kilkukrotne badania statyczne i dynamiczne z wykorzystaniem zewnętrznych środków obciążających,
- monitoring techniczny, którego zadaniem będzie kontrola stanu obiektu podczas normalnego użytkowania.

Rys. 3. Wstępna próba obciążenia

Podczas badań zostanie wykorzystanych 30 punktów pomiaru odkształceń (18 punktów tensometrycznych i 3 światłowodowe), 27 punktów pomiaru przemieszczeń, 4 punkty osiadania podpór, 4 punkty odkształceń łożysk oraz dodatkowo podczas testów dynamicznych 51 punktów pomiaru przyspieszeń i 18 punktów pomiaru prędkości obrotowej.

Monitoring techniczny bazuje w głównej mierze na 6 innowacyjnych czujnikach do pomiaru drgań, w których zintegrowano jednoczesny pomiar przyspieszeń (6 × 3 = 18) oraz prędkości obrotowych (6 × 3 = 18). Dodatkowo prowadzona będzie kontrola odkształceń za pomocą czujników światłowodowych (4 szt.) i ekstensometrów strunowych (6 szt.). Całość systemu wzbogacają punkty pomiaru temperatury (3 szt.) oraz przemieszczeń poziomych łożysk (2 szt.).



Rys. 4. Wyniki ugięć kładki

Rys. 5. Obciążenie tłumem pieszych

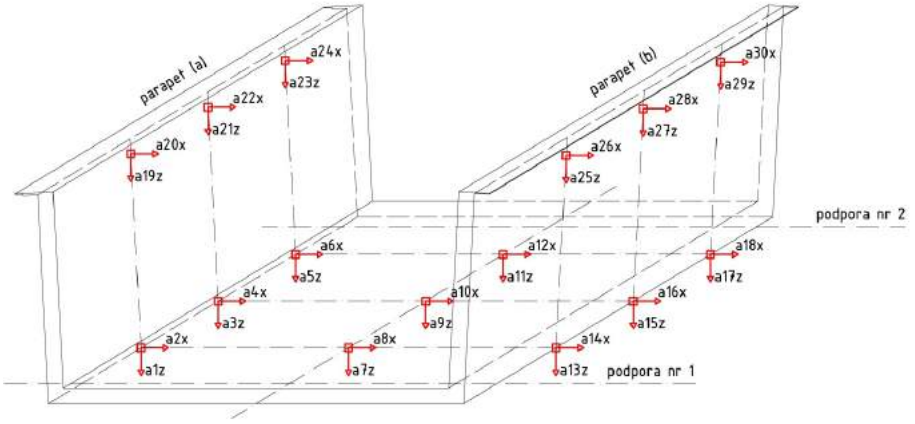
4. Badania dynamiczne segmentu walidacyjnego

Segment walidacyjny stanowi wycinek docelowego obiektu badawczego o długości całkowitej 3 m. Podobnie jak projektowana docelowa kładka ma konstrukcję powierzch-

niową przekładkową o rdzeniu wykonanym z pianki PET oraz okładzinach wykonanych z laminatu. Pełny zakres badań przedstawiono w pracy [2].

W ramach badań segmentu walidacyjnego wykonano pomiary drgań wywołanych obciążeniem o charakterze impulsowym oraz drgań wywołanych obciążeniem eksploatacyjnym w formie synchronicznych podskoków grupy ludzi. Do badań dynamicznych zastosowano system do pomiarów dynamicznych LMS SCADAS. Drgania swobodne wymuszano za pomocą młotka modalnego PCB 086D20 oraz rejestrowano za pomocą akcelerometrów PCB model 356B18 i 356A16. Częstotliwość próbkowania ustawiono jako f_s = 25,6 kHz. Rejestracji podlegały przebiegi czasowe o długości 6 s.

Rozmieszczenie punktów pomiarowych pokazano na rysunku 6. W każdym z 15 punktów pomiarowych mierzono dwie składowe przyspieszeń drgań: pionową *z* oraz poziomą *x*, co dało łącznie 30 kierunków mierzonych przyspieszeń drgań, oznaczonych od a1 do a30. Akcelerometry zostały zamocowane na wewnętrznych częściach poręczy oraz na zewnętrznej części pomostu (rys. 7).

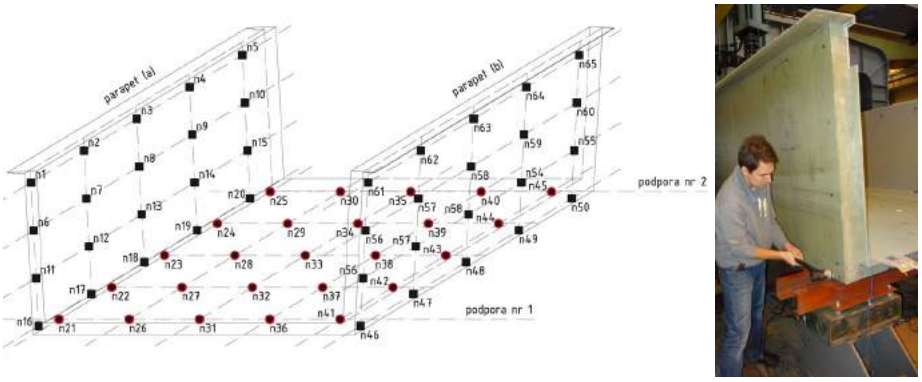


Rys. 6. Rozmieszczenie punktów pomiarowych

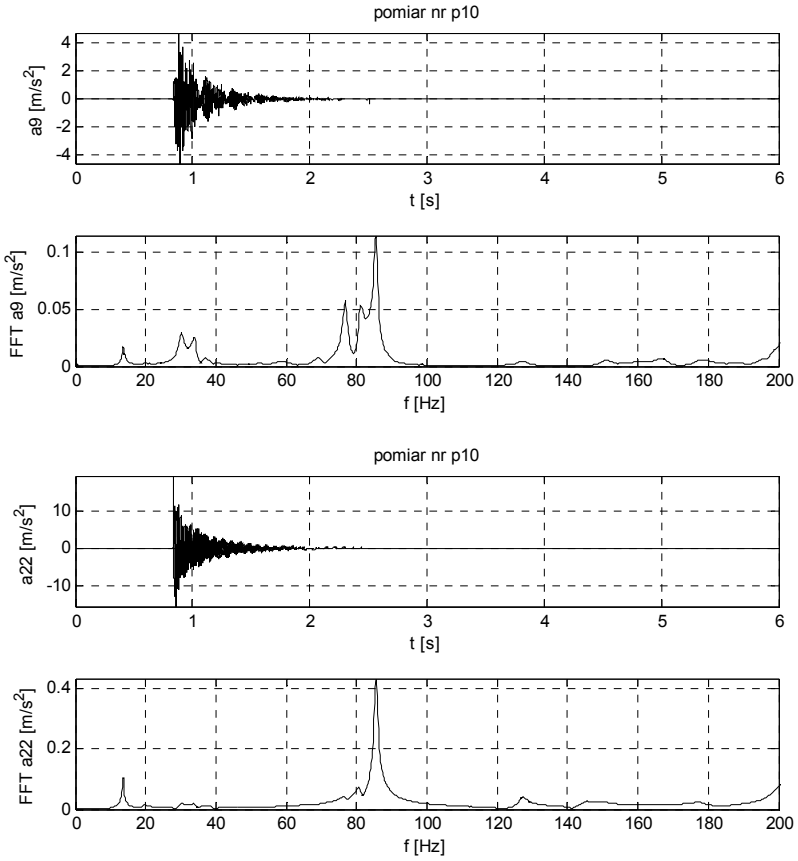
Rys. 7. Rozmieszczenie akcelerometrów na badanej konstrukcji

Konstrukcję wzbudzano za pomocą młotka modalnego w 65 punktach (oznaczonych od n1 do n65), rozmieszonych jak na rysunku 8. Punkty wzbudzania impulsowego były rozmieszczone na zewnętrznych częściach poręczy i na wewnętrznej części pomostu. Na

rysunku 8 pokazano także sposób realizacji przyłożenia obciążenia młotkiem modalnym. Przykładowe przebiegi czasowe zarejestrowanych przyspieszeń od wymuszeń impulsowych przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 8. Rozmieszczenie punktów wzbudzenia młotkiem modalnym oraz sposób realizacji wymuszenia obciążeniem impulsowym

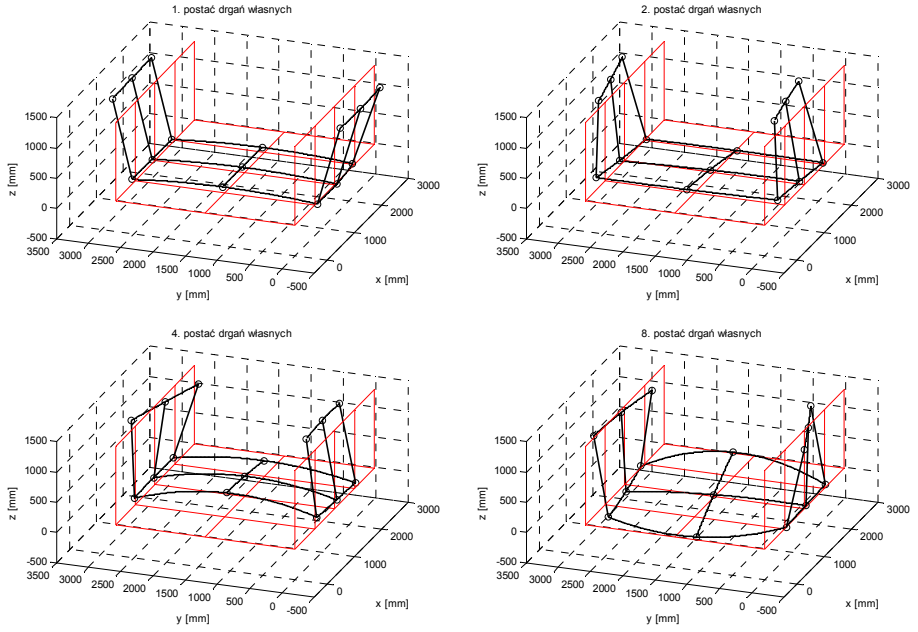


Rys. 9. Przykładowy przebieg przyspieszeń zarejestrowany w segmencie walidacyjnym oraz odpowiadająca mu transformata Fouriera (uderzenie w punkt n10, kierunki pomiarowe: a9 oraz a22)

Wynikiem badań od wymuszeń impulsowych była identyfikacja parametrów dynamicznych segmentu walidacyjnego, tj. częstości drgań własnych, postaci drgań własnych oraz współczynników tłumienia. Do identyfikacji cech dynamicznych zastosowano funkcje transmitancji widmowej. Tłumienie zostało wyznaczone metodą połowy mocy. Zestawienie częstotliwości drgań własnych oraz liczb tłumienia zawarto w tabeli 1. Pierwsza częstotliwość drgań własnych wyniosła 14 Hz. Liczby tłumienia wyniosły od 0,6% do 1,7%. Na rysunku 10 zobrazowano wybrane postacie drgań własnych segmentu walidacyjnego.

Tabela 1. Częstotliwości drgań własnych i liczby tłumienia

Postać drgań	Częstotliwość [Hz]	Liczba tłumienia [%]
1	14,0	1,7
2	19,7	1,4
3	24,3	1,0
4	30,1	1,6
5	33,9	1,0
6	36,8	0,8
7	40,5	1,8
8	49,4	1,2
9	76,8	0,5
10	120,6	0,6
11	168,1	0,6



Rys. 10. Przykłady postaci drgań własnych

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wybrane wyniki wstępnych badań doświadczalnych całej kładki kompozytowej położonej na terenie kampusu Politechniki Gdańskiej oraz badania

dynamiczne segmentu walidacyjnego. Rzeczywiste zachowanie obiektu z bardzo wysoką zgodnością pokryło się z symulacjami numerycznymi wykonanymi w środowisku MES. Podczas pełnego ustawienia obciążenia próbnego, w punkcie najbardziej wytężonym według kryterium Tsai-Wu, w środku rozpiętości kładki, uzyskano 92,4% przewidywanej wartości teoretycznej ugięcia, a pomierzone osiadania podpór wyniosły maksymalnie 0,3 mm. Kompleksowe badania statyczne i dynamiczne pełnowymiarowej kładki kompozytowej wykonane zostaną do końca czerwca 2015 r., a ciągły monitoring techniczny obiektu prowadzony będzie do końca prac realizowanych projekcie FOBRIDGE, czyli do końca roku 2015.

Podziękowania

Praca jest współfinansowana przez NCBiR jako projekt nr PBS1/B2/6/2013 pt. „Opracowanie kompozytowych przęseł mostów dla pieszych do zastosowania nad drogami GP", realizowany w latach 2013-2015. Autorzy wyrażają podziękowanie za wsparcie finansowe.

Literatura

1. Chróścielewski J., Klasztorny M., Miśkiewicz M., Romanowski R., Wilde K., 2014. Innovative design of GFRP sandwich footbridge. Proceedings of Int. Conf. Footbridges: Past, Present & Future FOOTBRIDGE-2014, London, England.
2. Chróścielewski J., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł., Rucka M., Ferenc T., 2015. Badania doświadczalne segmentu walidacyjnego kompozytowej kładki pieszo-rowerowej. Materiały Budowlane 4, 72-73.
3. Chróścielewski J., Pyrzowski Ł., Romanowski R., Rucka M., 2014. Experimental tests of sandwich beam in the design process of GFRP shell footbridge structure. Proceedings of Int. Conf. Footbridges: Past, Present & Future FOOTBRIDGE-2014, London, England.

Composite footbridge at the campus of Gdansk University of Technology – experimental tests

Mikołaj Miśkiewicz[1], Łukasz Pyrzowski[1], Magdalena Rucka[1], Krzysztof Wilde[1], Marian Klasztorny[2], Jacek Chróścielewski[1]

[1] Gdansk University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
e-mail: mmisk@pg.gda.pl, lpyrzow@pg.gda.pl, mrucka@pg.gda.pl, wild@pg.gda.pl, jchrost@pg.gda.pl

[2] Military University of Technology, Faculty of Mechanical Engineering,
e-mail: mklasztorny@wat.edu.pl

Abstract: The paper presents experimental tests on a composite footbridge. The experiments have been conducted on the full span footbridge as well as on the validation segment. The conducted tests involved static loads and dynamic tests aiming at identification of structure dynamic parameters.

Keywords: footbridge, sandwich, GFRP covers, PET foam core, infusion technology

Pokonywanie przeszkód terenowych za pomocą wojskowych konstrukcji składanych

Janusz Szelka[1], Zbigniew Kamyk[2]

[1] *Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: j.szelka@wso.wroc.pl*

[2] *Wojskowy Instytut Techniki Inżynieryjnej we Wrocławiu, e-mail: kamyk@witi.wroc.pl*

Streszczenie: Dla przemieszczających się wojsk niezmiernie ważne jest szybkie pokonywanie przeszkód wodnych, które może zapewnić właściwy sprzęt przeprawowo-mostowy, znajdujący się na ich wyposażeniu. W pracy zaprezentowano koncepcje przekraczania przeszkód terenowych oraz najnowszy sprzęt mostowy będący na wyposażeniu państw NATO, który w wielu przypadkach musi być przystosowany do budowy mostów objazdowych w ramach rozbudowy krajowej sieci dróg. Rozpatrywano trzy grupy sprzętu: zmechanizowane mosty towarzyszące, samobieżne i przewoźne parki pontonowe oraz mosty składane.

Słowa kluczowe: przeszkoda wodna; sprzęt przeprawowo-mostowy; mosty towarzyszące, mosty pływające, mosty składane; pokonywanie przeszkód terenowych

1. Wprowadzenie

Zapewnienie wojskom możliwości manewru w dowolnym czasie i w każdych warunkach sprowadza się do pokonywania rzek, kanałów i rowów za pomocą odpowiedniego wyposażenia mostowego. Dlatego też w pracy przedstawiono trzy rodzaje sprzętu przeprawowo-mostowego, wykorzystywanego do budowy mostów towarzyszących, pływających i składanych, za pomocą których można sprostać tym wymaganiom.

2. Wymagania stawiane współczesnym mostom wojskowym

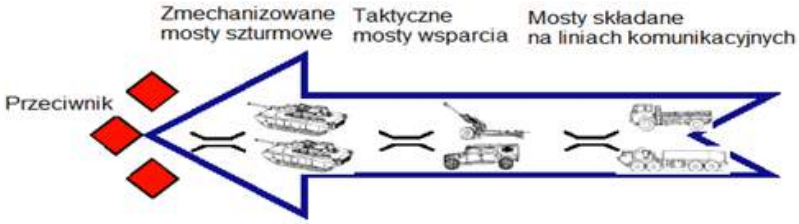
Poszukiwanie sposobów na ciągłe zwiększanie ruchliwości to odwieczny problem wszystkich armii świata podczas planowania natychmiastowych interwencji na obszarach objętych kryzysem. Umożliwienie wykonania sprawnego manewru, w dowolnym czasie i w każdych warunkach, sprowadza się do stworzenia wojskom i pojazdom warunków do: pokonywania rzek, kanałów i rowów za pomocą odpowiedniego wyposażenia mostowego.

Podstawowym wyzwaniem, wynikającym z nowych koncepcji prowadzenia operacji wojskowych, stojącym przed wojskami inżynieryjnymi, jest zapewnienie pełnego wsparcia inżynieryjnego swobody przemieszczania podczas działań, stąd widoczne są zmiany w podejściu do projektowania i budowy nowych mostów, zwłaszcza dla celów cywilnych.

Najnowsze wymagania operacyjne przewidują znacznie większą rolę dla „lekkich" sił ekspedycyjnych, które będą wymagały mostów o klasie nośności MLC 30 (obciążenie gąsienicowe – 300 kN). Równocześnie mosty, tak jak i środki sił głównych, muszą nadawać się do transportu drogą powietrzną, ze względu na masę i gabaryty. Ocenia się ponadto, że siły szybkiego reagowania będą działały przede wszystkim na obszarach zurbanizowanych o w miarę dobrej infrastrukturze, rzadziej będą to działania typowo taktyczne, związane z pokonywaniem przeszkód terenowych. Wynikają stąd preferencje dla pojazdów kołowych, jako podwozi bazowych dla mostów. Pojazdy te spełniają jednocześnie rolę układaczy mostów.

Systemy mostowe różnią się w zależności od przeznaczenia. Zdaniem wojskowych specjalistów większości państw, do pokonywania przeszkód wodnych niezbędne jest posiadanie trzech podstawowych grup sprzętu mostowego:
- mosty zmechanizowane – szturmowe na podwoziach gąsienicowych (Assault Bridges),
- taktyczne mosty wsparcia – towarzyszące na podwoziach kołowych (Support Bridges),
- mosty na liniach komunikacyjnych – składane (Line of Communication Bridges).

Podział mostów i zakres ich stosowania według poglądów USA przedstawiono na rysunku 1. W podziale tym mosty pontonowe mogą mieć zastosowanie we wszystkich sytuacjach.



Rys. 1. Rodzaje mostów w różnych fazach operacji według poglądów USA [1]

Mosty zmechanizowane, używane przez nacierające wojska, są zwykle montowane na podwoziach czołgowych, natomiast mosty wsparcia jako nienarażone na bezpośredni ogień przeciwnika, na kołowych. Mosty wsparcia często wykorzystują konstrukcję przęsła mostu zmechanizowanego lub jego rozwinięcie konstrukcyjne na podwoziu kołowym. Tworzą tym samym system w postaci jednego przęsła i dwóch układaczy, to znaczy w zależności od potrzeb, przęsło może być układane za pomocą pojazdu gąsienicowego bądź kołowego.

Zgodnie z polską Normą Obronną (NO) 54-A200 [2] mosty wojskowe dzieli się na:
- mosty zmechanizowane (towarzyszące) – na podwoziach gąsienicowych i kołowych,
- mosty pływające,
- mosty składane,
- mosty prowizoryczne,
- mosty kombinowane.

W dalszej części opracowania rozpatrywane będą tylko pierwsze trzy rodzaje mostów, natomiast mosty prowizoryczne i kombinowane, w zależności od potrzeb, mogą być budowane także z konstrukcji składanych.

3. Sprzęt przeprawowo-mostowy NATO i możliwości jego użycia

Zdaniem specjalistów NATO do pokonywania przeszkód wodnych niezbędne są trzy typy podstawowych środków przeprawowo-mostowych:
- zmechanizowane mosty towarzyszące (ZMT)[1],
- promy i mosty pływające (budowane z samobieżnych amfibii i parków pontonowych);
- mosty składane.

Wymaga się, aby nośność tych konstrukcji zapewniała przeniesienie obciążeń klasy MLC 70 – Military Load Class (obciążenie gąsienicowe – 700 kN) i MLC 100 (obciążenie kołowe ciągnikiem z czołgiem na przyczepie – 1000 kN).

[1] ZMT to konstrukcje holowane, przewoźne lub montowane na podwoziach samochodowych, czołgowych lub specjalnych zazwyczaj jednoprzęsłowe o różnych rozpiętościach przęsła (od kilkunastu do ponad 40 m), służące do pokonywania wąskich przeszkód terenowych.

3.1. Zmechanizowane mosty towarzyszące

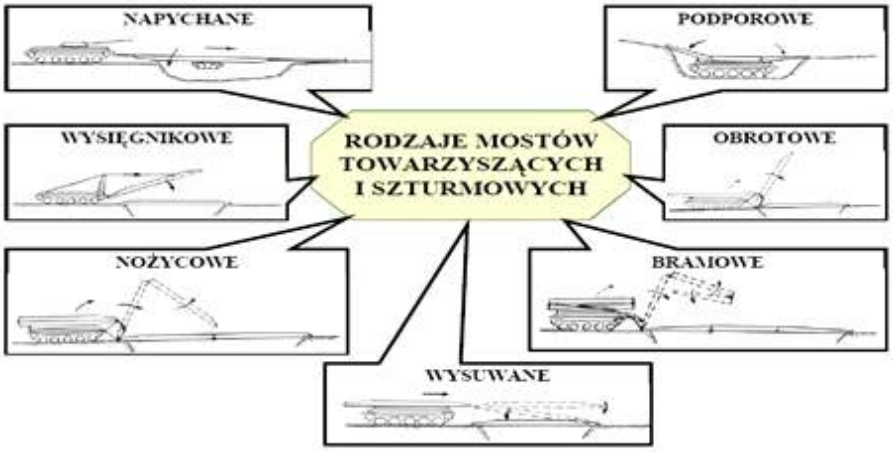
W grupie zmechanizowanych mostów towarzyszących można wyróżnić mosty na podwoziu czołgów bojowych (AVLB, HAB., BIBER, AMX-30, MBS) i na podwoziu kołowym (LAB, LEGUAN 42, TMM-6, DoFB, DSB). Pierwsze z nich służą do przeprawy czołgów przez wąskie przeszkody w rejonie działań bojowych, drugie przewidziano do przeprawienia oddziałów i pododdziałów II rzutu. Za pomocą tych mostów można zapewnić:

- pokonywanie wąskich przeszkód naturalnych i sztucznych (wąwozy, jary, kanały, rzeki, rurociągi),
- przejezdność po terenie o zmniejszonej nośności gruntu (torfowiska, podmokłe doliny, tereny zalewowe),
- doraźną odbudowę dróg, mostów i urządzeń hydrotechnicznych, zniszczonych w wyniku klęsk żywiołowych (powódź) lub innych sytuacji kryzysowych (terroryzm).

Rozwój ZMT charakteryzuje się zmianami urządzeń do ich rozkładania, przy jednoczesnym doskonaleniu konstrukcji przęseł, poprzez stosowanie coraz nowszych technologii materiałowych mających wpływ na zwiększenie rozpiętości przęsła oraz dopasowaniem ich konstrukcji do układacza (czołgowego – most szturmowy lub kołowego – most towarzyszący). Na rysunku 2 zestawiono dotychczas stosowane rodzaje tych mostów w zależności od systemu układania przęsła.

Pierwsze cztery systemy układania tych mostów obecnie są rzadko stosowane ze względu na kłopoty związane:

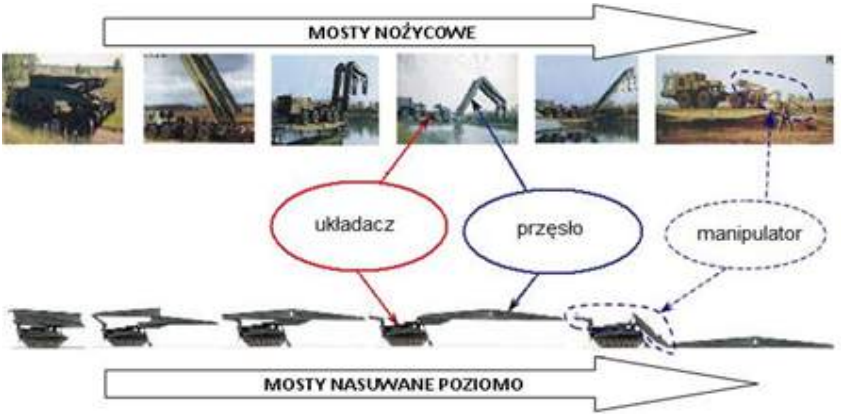
- z holowaniem przęsła (napychane),
- z koniecznością umieszczenia pojazdu bazowego w pokonywanej przeszkodzie (podporowe),
- z maskowaniem przęsła podczas jego montażu i demontażu (wysięgnikowe i obrotowe).



Rys. 2. Systemy układania przęseł ZMT [4]

Najczęściej stosuje się dwie metody układania mostów towarzyszących, nożycową i wysuwaną, których schemat ideowy przedstawiono na rysunku 3. Jak widać na rysunku, obydwa typy mostów są samobieżne, a pojazd bazowy jest jednocześnie układaczem. Aktualnie najbardziej rozpowszechnione są mosty wysuwane, które mają wiele zalet, szczególnie w warunkach kryzysowych. Są to:

– lepsze (w stosunku do pozostałych) maskowanie przeprawy mostowej,
– dobra obserwacja brzegów przeszkody przez operatorów,
– duża stateczność boczna układacza podczas wysuwania przęsła na przeszkodę.



Rys. 3. Najczęściej stosowane metody układania mostów towarzyszących [5]

Powszechnie stosowany sposób budowy tego typu mostów to montowanie konstrukcji przęsłowej na brzegu wyjściowym i stopniowe jej wysuwanie na przeszkodę terenową. Najnowszym przedstawicielem tej grupy sprzętu na podwoziu gąsienicowym jest Modułowy System Mostowy (MBS – Modular Bridge System). MBS to nowa generacja zmechanizowanych mostów modułowych, (o długości ok. 10 m – rys. 4).

Rys. 4. Modułowy System Mostowy (MBS) – widok i możliwe rozpiętości przęseł [6]

Do odbudowy mostów stałych w warunkach kryzysowych może być z powodzeniem wykorzystany jeden z najnowszych mostów wysuwanych na podwoziu kołowym DoFB (Dornier Foldable Bridge). Aluminiowe przęsło mostu o długości podstawowej 40 m może być ustawione w osi zniszczonego (uszkodzonego) mostu stałego lub w nowej osi jako most objazdowy. Z konstrukcji DoFB można budować także przęsła o rozpiętości: 14, 20, 27 i 30 m. W położeniu transportowym dźwigary mostu składają się tworząc prostopadłościan o wymiarach (2,75×1,0×7,0) m. Podobna konstrukcja, mobilny most składany MS-40 ze stali wysokowytrzymałej, jest opracowywana obecnie przez OBRUM Gliwice dla Wojska Polskiego.

3.2. Wykorzystanie mostów zmechanizowanych do pokonywania wąskich przeszkód terenowych

Współczesne mosty zmechanizowane mają przęsła o długości do 26 m, z tym, że najnowsze konstrukcje mają przęsła dwu- i trójdzielne. Z takich konstrukcji można budować jeden most długi lub dwa/trzy krótsze. Zwiększa to operacyjne możliwości sprzętu, zwłaszcza do pokonywania wąskich rzek i rowów przeciwczołgowych. Producenci sprzętu mostowego podkreślają obecnie jego wielofunkcyjność (dual use), w sensie możliwości wykorzystania w sytuacjach wojennych i kryzysowych przez władze cywilne. W tym celu wprowadzono wypełnienie międzykoleinowe w przęsłach mostów szturmowych. Obecnie tylko polski most szturmowy MG-20 i wsparcia MS-20 jako jedyne posiadają zintegrowane wypełnienie przestrzeni miedzy koleinami dźwigarów nośnych przęsła. Natomiast producenci niemieckiego Leguana opracowali wyposażenie dodatkowe, w postaci specjalnego wypełnienia międzykoleinowego przęseł mostu z balustradami. Właśnie, ze względu na brak wypełnienia międzykoleinowego mosty te miały ograniczone zastosowanie w warunkach kryzysowych, ze względu na bezpieczeństwo przejazdu pojazdów cywilnych. Są one predysponowane do natychmiastowego wykorzystania w sytuacjach awaryjnych, ponieważ czas ich ustawiania to 3-5 minut. W Polsce wykorzystywano je w sytuacjach „cywilnych" tylko jako konstrukcje z „demobilu" (rys. 5). Natomiast w warunkach wojny „irackiej i afgańskiej" konstrukcje te wykorzystywano znacznie częściej.

Rys. 5. Przęsło BLG-67 w m. Kletno z zamontowaną na stale płytą międzykoleinową [10]

Rys. 6. Przykład wzmocnienia przepustu mostem szturmowym w Fallujah [11]

We współczesnych konfliktach zbrojnych przepusty są często wykorzystywane do walki z przeciwnikiem. Ze względu na ich ilość łatwo je wykorzystać do ograniczenia mobilności pododdziałów i jednocześnie planować w ich rejonie atak na kolumnę. Przepusty są niszczone, ponieważ są w nich lub ich okolicy zakładane i detonowane ładunki prowizoryczne – IED.

Do pośpiesznego pokonywania małych przeszkód, jak rowy przeciwczołgowe, czy uszkodzone przepusty, najlepiej nadają się mosty szturmowe (rys. 6), które mają wystarczającą rozpiętość do przykrycia uszkodzonego przepustu, a rzadziej mosty składane. Dużą szybkość zabezpieczenia przejezdności małych przeszkód zapewniają faszyny. W ich wykorzystaniu największe doświadczenie mają saperzy angielscy, którzy od czasów I wojny światowej wykorzystują wiązki faszyny do pokonywania rowów przeciwczołgowych. Najpierw były to faszyny naturalne z elementów drewnianych, następnie od 1984 roku faszyny z rur plastikowych, a najnowsze koncepcje dotyczą „faszyny pneumatycznej".

3.3. Samobieżne i przewoźne parki pontonowe

Pływający sprzęt przeprawowo-mostowy, dzięki swoim zaletom konstrukcyjno-eksploatacyjnym, może być wykorzystywany do budowy przepraw (promowych, mostowych) w warunkach kryzysowych, po zniszczeniu mostów stałych.

Do zalet tego sprzętu zaliczyć należy:

- szybkość przejścia z jazdy po lądzie do pływania po wodzie,
- możliwość szybkiego przemieszczania się i ustawienia mostu w innym miejscu, bądź przejścia na przeprawę promową,
- zwrotność na wodzie,
- niewielka wymagana głębokość wody (ok. 80 ÷ 130 cm).

Najnowszy samobieżny park mostowo-promowy (rys. 7), składający się z amfibii M3, umożliwia szybkie pokonywanie wąskich i średnich (do 150 m) przeszkód wodnych. Z 8 amfibii M3 (zamiast 12 pojazdów M2), 24 żołnierzy w ciągu 20 minut może zbudować most pływający o długości 100 m i szerokości użytkowej pomostu 4,76 m, wytrzymujący obciążenie MLC 70. Pojedynczy pojazd parku M3, kadłub i wysuwane pływaki są wykonane z lekkiego stopu aluminium.

Rys. 7. Samobieżny park mostowo-promowy M3 [7]: a) amfibia M3 w położeniu transportowym; b) odcinek mostu z M3 i rampami wjazdowymi; c) przeprawa po moście z M3 pod obciążenie MLC70

Przewoźne parki pontonowe zapełniają lukę, jaka powstaje miedzy mostami towarzyszącymi a typowymi mostami składanymi (drogowe mosty składane *DMS-65,* nowe konstrukcje typu *Baileya),* używanymi dotychczas do odbudowy tymczasowej mostów stałych. Główne zalety tychże parków to: możliwość montażu promów i mostów pontonowych o większej długości (z jednego kompletu własnego *PP-64* można zbudować – 186 m mostu, a z amerykańskiego *Ribbon Bridge* – 216 m), w stosunkowo krótkim czasie ok. 30-40 minut przez obsługę pojazdów ok. 30-40 żołnierzy.

Szczególną zaletą najnowszego niemieckiego mostu pontonowego FSB 2 (w wersji dla USA zwanego IRB – *Improved Ribbon Bridge)* jest możliwość pokonywania wysokich brzegów – 2,2 m nad poziomem wody, dzięki sterowanym hydraulicznie rampom brzegowym. Jest łatwy do manewrowania na wodzie i w czasie wodowania. Rozkładanie mostu następuje automatycznie podczas wodowania. Do budowy mostu o długości 100 m potrzeba 60 min, szerokość użytkowa jezdni wynosi 4,1 m, a chodników (2 × 2,22 m). Most ma przepustowość 200 pojazdów MLC 70 na godzinę.

3.4. Mosty składane

Cechą charakterystyczną mostów składanych jest łatwość i szybkość budowy w różnych układach konstrukcyjnych. Dostosowane są one do obowiązujących obciążeń normatywnych, przyjętych w gospodarce narodowej, przez co nie wymagają dodatkowego wzmocnienia jako mosty tymczasowe. Zmiana rozpiętości przęseł wykonywanych z tych konstrukcji nie nastręcza trudności i jest zależna od długości modułu, który wynosi zazwyczaj ok. 3 m (DMS-65, Bailey). Stosunkowo niewielkie wymiary elementów i ich masa pozwalają na dogodny transport jak też montaż, przy użyciu lekkiego sprzętu i urządzeń pomocniczych. Sprawdzone niejednokrotnie w budownictwie cywilnym walory składanych konstrukcji mostowych były zasadniczą przesłanką do wykorzystania ich przy odbudowie zniszczonych mostów w warunkach kryzysowych – po powodzi 1997 roku w Kotlinie Kłodzkiej oraz po zniszczeniach wojennych w byłej Jugosławii [9].

Konstrukcje mostów składanych wykorzystywane są często do budowy mostów objazdowych i przerzucania przęseł ponad uszkodzonymi mostami stałymi (rys. 8). W takich przypadkach doskonale sprawdzają się konstrukcje typu Bailey'a ponieważ mają małą wysokość konstrukcyjną w porównaniu z konstrukcją MGB.

Rys. 8. Przęsło Mabey Johnson nad zniszczonym mostem w miejscowości Mogur [12]

Najnowsze konstrukcje mostu składanego Baileya przeznaczone do celów wojskowych i użyteczności publicznej znane są pod dwiema nazwami: Acrow i Mabey, w których zastosowano stale spawalne o wysokiej wytrzymałości, które podwyższają ich nośność o ponad 60% w stosunku do Baileya standardowego.

Udoskonalone wersje tych mostów mają możliwość kształtowania jezdni dla ruchu jedno i dwukierunkowego (Acrow), a także trzypasmowego (Mabey). Szerokości jezdni mostu Mabey Universal wynoszą: jednokierunkowego 4,2 m, dwukierunkowego 7,85 m lub 8,8 m (z poboczem), a trzypasmowego 10,5 m. Mosty te mogą występować jako mosty stałe i tymczasowe, a maksymalna długość mostu jednoprzęsłowego, pod obciążeniem klasy A, może wynosić 54 m.

4. Podsumowanie

Sprzęt przeprawowo-mostowy, poza typowo militarnym zastosowaniem, może być wykorzystywany w czasie pokoju w sytuacjach kryzysowych (awarie i katastrofy konstrukcji mostowych) lub innych stanach wyższej konieczności (remonty i przebudowa mostów). Rozwój mostów wojskowych ukierunkowany jest głównie na wprowadzenie zmian konstrukcyjnych i technologicznych zapewniających wzrost nośności, długości oraz szerokości

użytkowej. Ograniczenia gabarytowe i masowe wymuszają konieczność stosowania nowoczesnych, bardziej wytrzymałych i lekkich materiałów – przy jednoczesnym wymogu: uproszczenia konstrukcji, łatwości użytkowania, obsługi i napraw. W USA prowadzone są prace badawcze nad zastosowaniem materiałów kompozytowych do budowy mostu zmechanizowanego (Composite Army Bridge – CAB). Dominuje tendencja użycia wielofunkcyjnych pojazdów do budowy mostów szturmowych, przystosowanych jednocześnie do przewożenia i układania przęsła na przeszkodzie terenowej. W pontonowych konstrukcjach mostowych dąży się do stosowania samobieżnych członów mostowych (promów). Nowoczesne mosty składane charakteryzują się prostą konstrukcją oraz łatwymi sposobami ich układania na przeszkodzie.

Literatura

1. Field Manual 3-90.12/MCWP 3-17.1, Combined Arms Gap-Crossing Operations, Dept. of the Army, Washington DC, 1 July 2008.
2. Norma Obronna NO-54-A200, 1998. Mosty wojskowe, Klasyfikacja i terminologia.
3. Norma Obronna NO-54-A203, 2007. Mosty składane. Wymagania ogólne.
4. Kuczmarski F., Zelkowski J., Gontarczyk M., 2004. Współczesne mosty towarzyszące i szturmowe. Wymagania i rozwiązania. V Międzynarodowa Konferencja Uzbrojeniowa, Waplewo, 553-562.
5. Szelka J., Kamyk Z., 2008. Racjonalizacja procesów technologiczno-organizacyjnych przy budowie przepraw mostowych, Etap 2. Współczesne konstrukcje mostowe w aspekcie mobilności wojsk. Sprawozdanie z pracy naukowo-badawczej. WSOWL Wrocław.
6. http://www.army-guide.com/eng/product488.html
7. http://www.gdels.com/laad/m3_gallery.asp?n=1
8. Eurobridge, Mobile Bricken GmbH, D-88039 Fridrichshafen, Germany. Materiały poglądowe DoFB.
9. Szelka J., Kamyk Z., 2000. Odbudowa mostów po zniszczeniach wojennych w byłej Jugosławii przez wojska ONZ, X Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów". Poznań – Kiekrz, 269-277.
10. Ciszewski T., Kamyk Z, Mańko Z., 1998. Zniszczenie dróg i obiektów mostowych w Kotlinie Kłodzkiej w wyniku fali powodziowej. Inżynieria i Budownictwo 1, 17-19.
11. Marines reinforce bridge strength. http://www.marines.mil/units/marforpac/imef/ 1stmardiv/ PublishingImages/2006/060315-m-81120-bridge1.jpg.
12. Rofkahr T., 2008. 420th Engineers Bridge the Gaps in Afghanistan's Busy Highway 1. THE BRIDGE Fall p. 6.

Crossing terrain obstacles with military foldable structures

Janusz Szelka[1], Zbigniew Kamyk[2]

[1] General Tadeusz Kościuszko Military Academy of Land Forces, University of Zielona Góra, e-mail: j.szelka@wso.wroc.pl

[2] Military Institute of Engineer Technology, e-mail: kamyk@witi.wroc.pl

Abstract: Crossing water obstacles is vital for troop movement. Such crossing is enabled with bridging and crossing equipment in service in such units. The paper presents the concept of crossing terrain obstacles, as well as state-of-the art bridging equipment, as used by the NATO countries. This equipment often has to serve as a by-pass bridge during road infrastructure expansion. Three groups of equipment have been studied: support bridges, amphibious rigs and pontoon bridges, as well as folding bridges.

Keywords: water obstacle, bridging and crossing equipment, support bridges, floating bridges, folding bridges, crossing of terrain obstacles.

Nowoczesne technologie mostowe. Nawierzchnie z asfaltu lanego

Krzysztof Wąchalski

PONT-PROJEKT Sp. z o.o. Gdańsk, e-mail: wachalski@pontprojekt.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono nowoczesne podejście do nawierzchni z asfaltu lanego na obiektach mostowych. Jak zaprojektować receptę, jakie wykonać badania i wreszcie jak poprawnie wykonać mieszankę z asfaltu lanego? Przetestowane nowoczesne podejście na ponad 70 tys. m^2 dla największego w Polsce mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu pokazuje nową jakość i pionierskie podejście, bazujące na szwajcarskich normach.

Słowa kluczowe: most, izolacja, nawierzchnia, asfalt lany

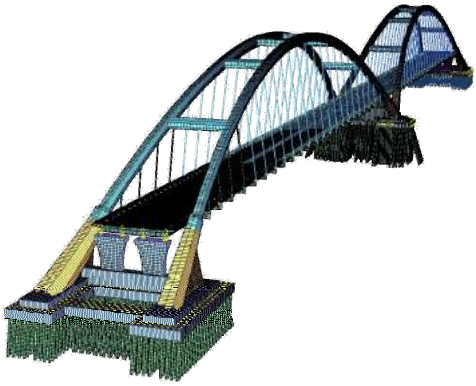
1. Wstęp

Ponad rok temu w Toruniu została oddana do ruchu nowa przeprawa mostowa przez Wisłę z największym mostem łukowym w Polsce. Sama skala tej typowo mostowej inwestycji obejmuje ok. 3,9 km obiektów inżynierskich w tym największy w Polsce most łukowy z 2 przęsłami o rozpiętościach 2 x 270 m. Także obejmuje zakrzywiony w planie podwieszony wiadukt, tunel drogowy oraz wiadukty i estakady o konstrukcji zespolonej. Ten wymiar inwestycji ma wpływ na duży zakres wielu robót. Do budowy obiektów mostowych zużyto rekordową ilość ponad 18 500 t stali konstrukcyjnej.

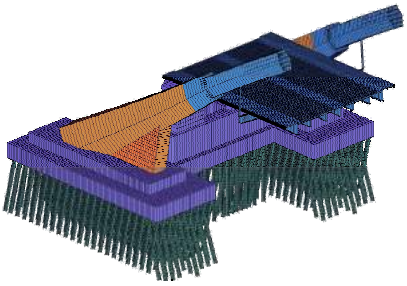
Rys. 1. Most przez Wisłę w Toruniu (Fot. M.Litwin)

Jednak oprócz efektu skali tej inwestycji wyróżniał ten projekt indywidualnym wielu rozwiązań. Dzięki zaufaniu inwestora do projektanta rozwiązania projektowe zostały wzbogacone wieloma nowatorskimi rozwiązaniami [1]. Autorskie pomysły to wdrożenia nowych technologii, które dotyczyły nie tylko wymiaru krajowego. Innowacyjność takich

rozwiązań to nowe łożyska garnkowe o ponad 2-krotnie większej trwałości z monitoringiem siły nacisku czy też zastosowana w wiadukcie podwieszonym wyższa od standardów międzynarodowych wytrzymałość zmęczeniowa splotów want z 200 MPa do 275 MPa. Są to rozwiązania technologiczne niemające precedensu również na świecie. Wdrożenie tych rozwiązań to konsekwencja zaplanowanych projektem wielu specjalistycznych badań w certyfikowanych ośrodkach badawczych w Europie (Zurich i Mediolan). Wśród rozwiązań konstrukcyjnych na uwagę zasługuje niestandardowe podejście do posadowienia tak dużego mostu na palach prefabrykowanych (rys. 2, 3).



Rys. 2. Struktura mostu z fundamentami



Rys. 3. Podpora skrajna z układem pali

Powyższe rozwiązania stanowiły ukryte wartości techniczne, bez których zapewne taki efekt finalny nie byłby możliwy. Wymienione przypadki nowatorskich rozwiązań były konsekwencją ewoluującej myśli projektowej w kierunku ostatecznej formy. Na wstępnym etapie rozważań koncepcyjnych one nie występowały. Pojawiły się jako potrzeba, która wymagała nietypowego rozwiązania.

Całkowicie inaczej sprawa miała się z zamierzonym już od samego początku nowoczesnym i niespotykanym dotąd w kraju rozwiązaniem nawierzchni na obiektach mostowych. Już na początku projektant zakładał prawdopodobne rozwiązanie dla pomostu 270 m rozpiętości przęseł w postaci stalowej płyty ortotropowej. Doświadczenia krajowe z użytkowania stalowych ortotropowych pomostów i nawierzchnią bitumiczną skłaniały do trudnej refleksji – jakość krajowa w tym trwałość i awaryjności nawierzchni była delikatnie mówiąc nienajlepsza. Krajowe przykłady mostów ze stalowym pomostem ortotropowym z nawierzchnią miały eksploatacyjnie wieczne problemy. Przykładem jest chociażby most przez Wisłę w Kiezmarku, który po wielu latach napraw nawierzchni zmusił użytkownika do jego przebudowy. Także nowy największy w Polsce most wantowy przez Wisłę w Płocku boryka się z podobnymi problemami. Wprawdzie zastosowano rozwiązania z 2-warstwowym asfaltem lanym dla warstwy ścieralnej i wiążącej, to jednak efekt „typowych krajowych standardów" aplikacji asfaltu lanego nie sprawdził się. Obecnie po niespełna 10 latach rozważana jest całkowita wymiana nawierzchni na moście.

Projektant miał świadomość problemu z uzyskaniem wysokiej jakości tego typu nawierzchni w Polsce i nie odnosi się to tylko do wspomnianych mostów z pomostem ortotropowym. Krajowe problemy dotyczą także trwałości nawierzchni typowo drogowych. Wydaje się być dość niezrozumiały problem jakości polskich nawierzchni bitumicznych chociażby na tle innych krajów, a przywoływane często usprawiedliwienie w postaci tzw. efektu częstego „przejścia przez 0°C" nie do końca jest zasadne. Nie jeste-

śmy w tym „efekcie" rekordzistą, a inni sobie z tym radzą. Te uwarunkowania zmusiły projektanta do poszukiwania odpowiednich rozwiązań zagranicznych. Zdecydowano się na rozwiązania szwajcarskie, gdzie tradycje i ilość realizacji szczególnie z asfaltem lanym są jedne z największych na świecie. Technologia wykonania asfaltu lanego w europejskim wydaniu wymagała poznania przez projektanta i zastosowania procedur możliwych do zastosowania w toruńskim projekcie. Dzięki nawiązaniu kontaktów w Szwajcarii po kilkumiesięcznym rozpoznaniu technologii asfaltu lanego wypracowano podstawowe zasady wdrożenia w projekcie. Sformułowano wymagania techniczne i technologiczne oraz specyfikacje do wykonania robót nawierzchniowych z asfaltu lanego w pełnym przekroju. Było to pierwsze tego typu podejście w kraju. Na uwagę zasługuje skala robót z ponad 72.000 m^2 asfaltu lanego (rys.4). Odpowiedzialność, jaka spoczywała na projektancie była niewspółmierna. To nie była próba na małym obiekcie mostowym. To było ponad 7 ha (!) całkowicie nowego asfaltu lanego. Jednak głównym problemem było zdefiniowanie zasad dla najbardziej wymagającego dla nawierzchni podłoża jakim jest stalowa podatna płyta ortotropowa. Z drugiej strony nie było wyjścia, bo powielanie technologii krajowych z założenia skazane było na porażkę.

Rys. 4. Asfalt lany w trakcie układania

Jako, że nawierzchnie bitumiczne szczególnie z asfaltu lanego na obiektach mostowych mają swoją specyfikę, to w większości technologiczność tych robót jest mało znana inżynierom mostowym. Podobnie rzecz się ma z rozwiązaniami typowo mostowych detali związanych z nawierzchnią w tym izolacji, drenażu i odwodnienia, ale tutaj z kolei ta specyfika jest obca inżynierom drogowym. W tym wszystkim także albo przede wszystkim zagubiony został model pracy samej nawierzchni. Nawierzchnie drogowe na podłożu gruntowym są konstrukcyjnie modelowane i obliczane na wiele sposobów przez technologów drogowych. W przypadku mostów problem został pozostawiony sam sobie. Potoczne założenie nawierzchni na sztywnym podłożu betonowym z izolacją niezależnie od typu tylko, aby była szczelna i przyklejona do podłoża i nawierzchni stanowi wystarcza zgodnie z obecną praktyką. Jednak jest to mocno mylne podejście niezgodne dla większości obiektów mostowych. Oczywiście ten sposób także można dopuścić, ale trzeba być świadomy dla jakiego obiektu i dla jakich warunków jego pracy taki wybór jest podejmowany. Na pewno dla krótkich obiektów o mniejszej strukturze ruchowej takie podejście może być akceptowalne. Jednak w większości przypadków nie jest ono właściwe. Zresztą wiele nawet obecnych i stosowanych zasad, jak np. zapisy warunków technicznych dla projektowa-

nia i wykonania mieszanki bitumicznej jest obarczone wieloma wątpliwymi i rozbieżnymi podejściami w stosunku do zagranicznych podejść. Krajowa, technologiczna praktyka dotycząca aplikacji na obiektach mostowych asfaltu lanego ma najbardziej różniący się charakter w stosunku do zasad europejskich.

Autor stara się zwrócić uwagę tylko na podstawowe kwestie materiałowe, badawcze i technologiczne nowego podejścia. W części będzie to porównanie do obecnego stanu. Ale przede wszystkim jest to całkowicie inna i nowa ocena pracy nawierzchni na mostowym sztywnym lub podatnym podłożu i konsekwencji z tego wynikających.

2. Nazewnictwo

Asfalt lany wykonywany w Polsce w poprzednim wieku poza nielicznymi przypadkami właściwie ograniczał się do nawierzchni na chodnikach. Znane były nieliczne przypadki zastosowania asfaltu lanego na obiektach mostowych. Do takich nielicznych udanych aplikacji należała nawierzchnia drogowa na betonowym, sprężonym moście przez rzekę Elbląg w Elblągu. Most został wybudowany na początku lat 60-tych XX wieku. Na początku lat 90-tych most ten miał jeszcze nawierzchnię z asfaltu lanego w nienajgorszym stanie. Niestety ze względu na zdecydowanie większą pracochłonność tego typu nawierzchnie zostały ograniczone one do chodników. „Ułatwienia" wykonawcze przekładały się w trakcie użytkowania w porze letniej na „miękkość" nawierzchni. Wykonanie tych nawierzchni odbywało się zazwyczaj w niewielkich „ruchomych wytwórniach", gdzie utrzymanie było w zasadzie niemożliwe. Takie nawierzchnie doznawały lokalnych dużych deformacji. Asfalt lany w tym czasie nie był postrzegany jako dobra nawierzchnia.

Dlatego też, kiedy ok. 2000-2001 roku ówczesna GDDP zaczęła wprowadzać rozwiązania z asfaltem lanym dla warstwy wiążącej, gdzie dla odróżnienia od przeszłości nadano nazwę **asfaltu twardolanego**. W tym wydaniu to produkt różniący się cechą twardości od poprzedników. Jednakże ta wydawałoby się przejściowa forma zaakcentowania powrotu do „normalności" zadomowiła się w naszym słowniku na dobre.

Zjawisko to pomimo usankcjonowania asfaltu lanego w 2006 r. w polskiej normie [5] PN-EN 13108-6. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania. Część 6: **Asfalt lany** jest nadal widoczne. *Asfalt twardolany* gości też w oficjalnych dokumentach kontraktowych.

Wyżej wymieniona polska norma, WT-2 wydane przez GDDKiA, norma europejska (mastic asphalt) i norma niemiecka (gussasphalt) w żaden sposób w swoich określeniach nie mają nic wspólnego z terminem **asfalt twardolany**. Należy więc wyprzeć z terminologii projektów i robót mostowych to „przejściowe" określenie i tym samym zgodnie z przywołanymi normami i wytycznymi nazywać asfalt lany - asfaltem lanym.

3. Dlaczego nawierzchnia z asfaltu lanego?

Odpowiedź na to pytanie jest prosta. Asfalt lany jest dużo trwalszym (ponad 2-3 krotnie) niż pozostałe typy nawierzchni. Jeżeli przyjmiemy założenie, że typowa trwałość warstwy ścieralnej to 30 lat, a dla warstwy wiążącej 60 lat to możemy w prosty sposób to udowodnić. W tej ocenia uwzględnia się fakt znacznie drożej w wykonaniu tej nowoczesnej nawierzchni.. Jeżeli dodamy do tego fakt ograniczeń ruchu, które dla mostów mają kosztowny charakter, to takie rozwiązania przy mostach o przepustowości dużej liczbie pojazdów jest szczególnie istotne. Spośród dużych mostów wybór trwałej nawierzchni np. z asfaltu lanego jest wyjątkowy, gdy w większym stopniu odnosi się do organizacyjnego czynnika kosztów i podnosi ekonomiczność rozwiązania trwałych nawierzchni. Przykładem jest np. most wiszący przez Wilki Bełt, na którym po niespełna 6 latach od oddania do

ruchu wymieniono nawierzchnię na asfalt lany czy obecnie realizowany szkocki most wantowy Queensferry Crossing Bridge. Atrakcyjność ekonomiczną droższego w aplikacji asfaltu lanego doceniają także ostatnio Chiny. Dla jednej z największych obecnie swoich realizacji mostowych Hong Kong–Zhuhai–Macau Bridge postanowili zastosować nawierzchnię z asfaltu lanego. Ale nie tyko tak duże i spektakularne obiekty mostowe są ważne przy tych wyborach. Czynnik ograniczeń ruchu w przypadku remontu decyduje. Dlatego obiekty mostowe z trwałą nawierzchnią są rozwiązaniem szczególnie istotnym na wyższych kategoriach dróg, gdzie z zasady ruch jest większy [4]. Zestawienie porównawcze trwałości użytkowej różnych typów nawierzchni pokazano w tabeli 1.

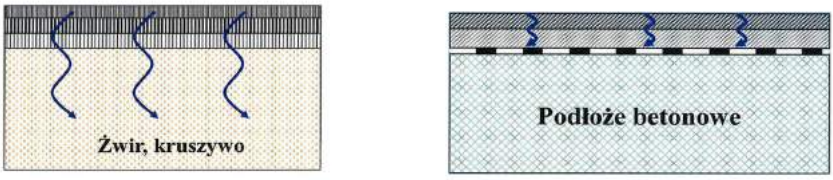
Tabela 1. Porównanie trwałości nawierzchni

Rodzaj nawierzchni	**Trwałość użytkowa warstwy**	
Nowoczesny asfalt lany	100%	30 lat
SMA	50%	15 lat
Beton asfaltowy	30%	8 lat

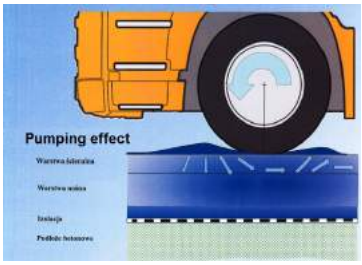
Asfalt lany ma ponad 2-krotnie większą zawartość bitumicznego lepiszcza asfaltowego, co powoduje dużą sprężystość tej nawierzchni. Zapewnia to z kolei dobrą współpracę z podłożem w tym także w zakresie niskich temperatur. Na koniec podstawowych zalet asfaltu lanego jest bezpieczeństwo. Szorstkość nawierzchni i przyczepność pojazdu szczególnie w deszczu lub przemarzającej konstrukcji pomostu jest bez porównania lepsza, niż jakikolwiek inny typ nawierzchni. Dzięki zastosowaniu specjalnych metod układania asfaltu lanego – na szynach można uzyskać precyzję równości na poziomie 1-2 mm (na dł. 4 m) czyli 2-3-krotnie wyższą niż nawierzchnie wałowane. Do wad nawierzchni z asfaltu lanego należy wyższa głośność.

4. Wymagania techniczne nowego ujęcia

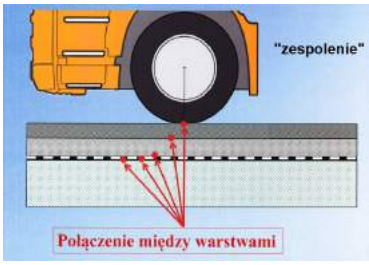
Po to, aby problem nowego ujęcia oddać czytelnie i właściwie, należałoby na początek odnieść się do istoty obecnych standardowych zasad i praktyk stosowanych do wykonywania nawierzchni na obiektach mostowych z asfaltu lanego. Na początek jednak zostaną przytoczone kwestie narzuconego modelu pracy nawierzchni ze względu na jej trwałość. Zasadnicza i najważniejsza różnica idei MA (Mastic Asphalt – asfalt lany) w stosunku do nawierzchni innych typów to jej 100% szczelność wynikająca z ponad 2-krotnie większej ilości lepiszcza asfaltowego. Przenikanie wody w głąb nawierzchni – pomiędzy warstwy jak dla SMA lub całkiem do poziomu izolacji bez możliwości odprowadzenie, jak to jest w nawierzchniach drogowych powoduje destrukcyjny efekt „pompowania" wody pod znacznym ciśnieniem.



Rys. 5. Penetracja wody przez nawierzchnię na drodze i na moście



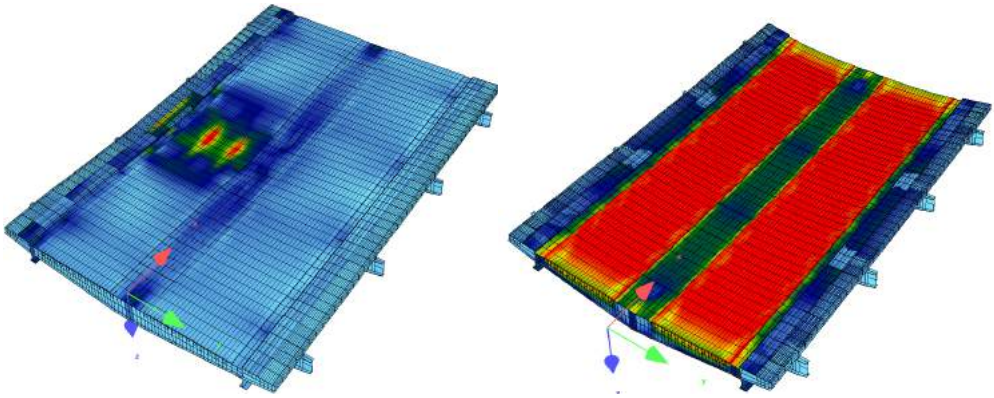
Rys. 6. Efekt „pompowania”



Rys.7. Zespolenie nawierzchni z podłożem

Podstawowym jednak założeniem optymalnej pracy nowoczesnej nawierzchni jest zespolenie warstw bitumicznych z podłożem. Do spełnienia tego założenia wymagane są odpowiednie izolacje wodoszczelne potrafiące przenosić znaczące siły rozwarstwiające. Zapewnienie zespolenia nie dopuszcza odspajania się nawierzchni od podłoża jako następstwa cyklicznych obciążeń od koła pojazdu powodując zmęczeniowy efekt „kowadła”. Ponadto „zespolenie” to większa odporność na oddziaływania termiczne (rozszerzalność) mająca wpływ zwłaszcza na długie obiekty zimą. Izolacje spełniające tego typu założenia to np. izolacje MMA z odpowiednią warstwą szczepną. W tym przypadku na uwagę zasługują rozwiązania o zdolności chemicznego połączenia izolacji z warstwą asfaltu pod wpływem temperatury. Niestety klasyczne (tanie) papy termozgrzewalne nie zapewniają tych własności. Ponadto nie są one materiałowo w całości odporne na temperaturę 230°C. Nie może być mowy o prawidłowym zespoleniu bez nawierzchni z podłożem bez odpowiedniej izolacji.

Nawierzchnie tego typu to w części miejscowo podatna płyta stalowa, a w części przesztywniona żebrami.



Rys. 8. Wizualizacja naprężeń w nawierzchni : po lewej od obc. kołem, po prawej od temperatury

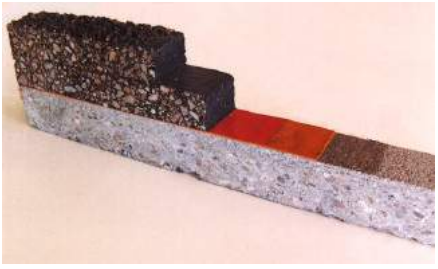
Znaczna różnorodność żeber podłużnych i poprzecznych płyt ortotropowych powoduje, że rozwiązanie analityczne możliwe jest tylko przy obliczeniach MES, gdzie elementy nawierzchni mają materiałowo silną nieliniowość. Przykład analizy w przypadku pomostu mostu w Toruniu pokazano na wycinkowym modelu pomostu (rys. 8).

Projektowanie mieszanki asfaltu lanego (recepta) [2] powinno uwzględniać specyfikę mostu w tym szczególnie geometrię i podatność przęseł oraz wyznaczone analitycznie oddziaływania (naprężenia ścinające i rozciągające) jak strukturę ruchu (obciążenie na oś,

natężenie ruchu, udział ruchu ciężkiego), warunki termiczne oddziaływania (max i min temp. latem i zimą),uwarunkowania geometryczne (przemieszczenia, łożyskowanie i wydłużenia). Dobór odpowiednich komponentów mieszanki MA gwarantuje uzyskanie nawierzchni o odpowiednich parametrach. Podstawowym w tym przypadku jest asfalt oraz kruszywo. Obecnie grubości warstw dla nowoczesnych nawierzchni z asfaltu lanego wynoszą 30-40 mm. Do zastosowania takich warstw stosuje się frakcję kruszywa grubego do 11 mm. W przypadku grubszych warstw np. 50 mm frakcję kruszywa należy powiększyć do 16 mm. Stosowanie grubszych warstw nie jest korzystne. Naturalnym i częstym przypadkiem są nierówności płyty pomostu. Powoduje to lokalne pogrubienie nawierzchni. W takim wypadku wykonuje się warstwę wyrównawczą z asfaltu lanego na drobnym kruszywie np. frakcji 8 mm. Dobór właściwego materiału i jego uziarnienia jako kruszywa drobnego i grubego rzutuje na parametry MA. Nieprawidłowa praktyką wielu SST bazujących na byłych wieloletnich WT-2 [6] było stosowanie kruszywa frakcji 0-11 mm dla warstw gr. 50 mm. Skutkować to może odkształceniami warstw wiążących nawierzchni MA i w efekcie deformacje całej nawierzchni. Jednakże zdecydowany wpływ na jakość mieszanki ma lepiszcze asfaltowe. Obecnie stosowane lepiszcze, to asfalt modyfikowany polimerami. Możliwe są inne dodatki poprawiające parametry i urabialność jak np. dodatek asfaltu naturalnego i preparaty jak np. Sasobit. Asfalt powinien mieć odpowiednie parametry, z których najważniejsze to temperatura mięknienia oraz nawrót sprężysty, a także parametr penetracji dynamicznej. Modyfikowane asfalty pod wpływem długotrwałej temperatury w MA obniżają swoje właściwości tracąc na sprężystości.. Dlatego też określenie temperatury mięknienia powinno odnosić się nie tylko do temperatury dolnej, ale także temperatury górnej bitumu w MA. Przyjęty zakres w projekcie toruńskim dla MA: temperatura mięknienia 68°-80°C, nawrót sprężysty $> 40\%$, penetracja dynamiczna $< 2{,}5$ mm.

W przypadku polskich przepisów nie stosuje się oceny parametru penetracji dynamicznej, która oddaje właśnie dynamiczny charakter ruchu drogowego. Stosowane zgodnie z WT-2 tylko wymagania penetracji statycznej jest zgodnie wymaganiami norm zagranicznych badaniem drugorzędnym. Ponadto w przypadku mostu w Toruniu do specyfikacji wprowadzono dodatkowe badania poza standardowymi badaniami typu. Badania dotyczyły próbek jako zespolonych elementów nawierzchni-izolacji-podłoża (rys. 9). Badania te o charakterze mechanicznym stanowią całkowicie nowy kierunek oceny MA, który zaczyna pojawiać się także w zagranicznych podejściach i jest akceptowanym kierunkiem przez EMAA. Badania specjalistyczne MA zostały wykonane przez zespół prof. A. Szydło z Politechniki Wrocławskiej.

Niestety jakość asfaltu do wytworu MA z krajowych rafinerii stawia dużo do życzenia. Są również alternatywne znacznie lepsze ale i droższe produkty asfaltowe na bazie ropy wenezuelskiej [3].



Rys. 9. Próbka zespolona

Rys. 10. Układanie mieszanki na moście w Toruniu

5. Technologia układania mieszanki MA

Tym co decyduje o sukcesie ułożenia asfaltu lanego jest wiedza i umiejętności operatorów oraz dobry sprzęt. Asfalt lany wymaga zastosowania ciężkiego rozściełacz ze względu na opór dość sztywnej mieszanki MA. Przyjmuje się, że masa rozściełacza to funkcja szerokości układanej masy i wynosi 4 t/mb. Rozściełacze do nowoczesnych asfaltów lanych stanowią sprężone urządzenia rozkładające masę bitumiczną oraz automatyczny dozownik lakierowanego gryzu podawanego dla temperatury nawierzchni ok. 150°C z kontrolowanym wciśnięciem niewielkim walcem. Ważne jest aby dla uzyskania właściwych tolerancji urządzenia były wyposażone w szynowy system przemieszczania. Precyzyjnie ułożone szyny z dokładnością 1mm będą gwarantowały jakość równości. Podawana masa pochodząca z wytwórni na miejsce wbudowania transportowana jest w specjalnych termosach utrzymujących temperaturę 200-230˚C. Niekorzystny proces starzenia się MA to zbyt długi czas podgrzewania mieszanki MA w kotłach. Najlepiej aby ten czas mieścił się przedziale 6-8 godzin. Określenie ww. czasu jest możliwe poprzez badania próbne na etapie walidacji. Reżimy te, odpowiedni sprzęt, właściwa odpowiednio zaprojektowana i przebadana mieszanka MA oraz oczywiście doświadczenie zespołu bitumicznego będą gwarantem jakości.

Literatura

1. Wąchalski K. Cywiński Z., 2015. Die neue Straßenbrüke in Toruń, Poland-Teil 1: Planung and Bau. Stahlbau (84)4, Ernest & Sohn. 267-274.
2. Aeschlimann H. 2009. Nawierzchnie na mostach obc. ciężkim ruchem. Asfalt lany-metody budowy. PSWNA – Nawierzchnie asfaltowe 4, s.2-4.
3. The Mastic Asphalt Industry – A Global Perspective. Final version EMAA / HSE Working Group. November 2010. European Mastic Asphalt Association EMAA. Bern.
4. Word Advanced technologies will increase the wear life of bitumen further. Word Highways 4/2009, Route One Publishing Ltd
5. PN-EN 13108-6 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania. Część 6: Asfalt lany.
6. WT-1 i WT-2, GDDKiA.

Modern bridge technologies. Mastic asphalt pavements

Krzysztof Wąchalski

PONT-PROJEKT Sp. z o.o. Gdańsk, e-mail: wachalski@pontprojekt.pl

Abstract: The article presents modern bridge pavement of mastic asphalt. How to design a recipe, what tests to perform, and finally how to properly perform a mix of mastic asphalt and execute?
The article show modern bridge pavements – the mastic asphalt. How to design a mix design, what tests to perform and finally how to properly prepare mastic asphalt mix? More than 70,000 m^2 of mastic asphalt executed for the largest arch bridge in Poland over the Vistula River in Toruń confirms new quality and first-of-a-kind application based on Swiss standards.

Keywords: bridge, insulation, pavement, mastic asphalt

Innowacyjny moduł ultradźwiękowy systemu monitoringu technicznego mostu podwieszonego w Rzeszowie

Krzysztof Wilde, Mikołaj Miśkiewicz, Aleksandra Mariak, Błażej Meronk, Magdalena Rucka

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: wild@pg.gda.pl, mmisk@pg.gda.pl, aleksandra.mariak@.pg.gda.pl, blazej.meronk@.pg.gda.pl, mrucka@pg.gda.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono system monitoringu technicznego konstrukcji mostu podwieszonego nad rzeką Wisłok. System będzie wyposażony w dodatkowy moduł ultradźwiękowy umożliwiający śledzenie degradacji mechanicznej betonu w pylonie mostu. Wczesne wykrywanie stref mikropęknięć, przed pojawieniem się widocznych rys, umożliwia monitorowanie amplitud propagującej fali ultradźwiękowej oraz analizę sygnałów w dziedzinie częstotliwości.

Słowa kluczowe: most podwieszony, system monitoringu technicznego, moduł diagnostyki ultradźwiękowej.

1. Wprowadzenie

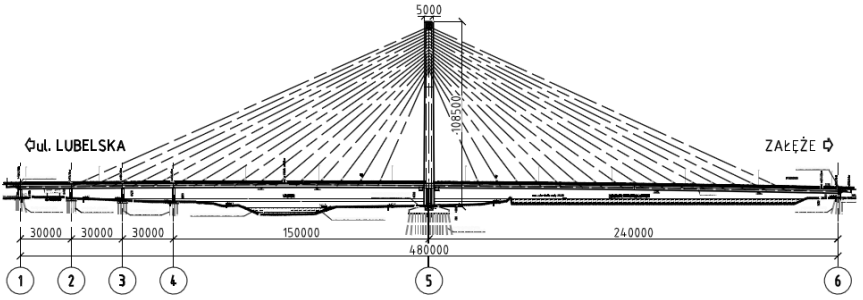
Most nad rzeką Wisłok w Rzeszowie wykonywany jest według projektu wykonawczego autorstwa mgr inż. Adama Nadolnego z Mosty Gdańsk sp. z o.o. [1]. Zadanie realizowane jest w ramach inwestycji „Budowa drogi od ul. Załęskiej do ul. Lubelskiej wraz z budową mostu na rzece Wisłok" i współfinansowane środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Rozwój Polski Wschodniej 2007-2013.

Most znajduje się w km 1+306,16 odcinka obwodnicy i będzie to obiektu typu podwieszonego o rozpiętościach teoretycznych 3x30,00 + 150,00 + 240,00 m i wysokości pylonu mierzonej od niwelety jezdni równej 95,00 m (rys.1). Projektowany most przekracza ul. Wioślarską, rzekę Wisłok oraz zbiornik PGE EC. Rozstaw osiowy zakotwień want w pylonie będzie równy 1,7 m. Całkowita wysokość słupów pylonu będzie wynosić około 108,50 m mierząc od wierzchu stopy fundamentu. Słupy powyżej rygla połączone będą przeponą, a powstała wewnętrzna przestrzeń zostanie przeznaczona na komunikację. Przęsła mostu zaprojektowano jako zespolone stalowo betonowe, „wspólne" dla obu kierunków ruchu (bez prześwitu w pasie rozdziału). Przęsła będą podwieszone do konstrukcji pylonu wantami w rozstawie co 12,0 m. Rozpiętość przęsła nurtowego wynosi 150 m. Przestrzeń pozioma dla całego obiektu mierzona między skrajnymi podporami wynosić będzie 478,2 m. Spód konstrukcji nowego mostu w najniższym punkcie przęsła nad rzeką wynosi 7,93m ponad poziomem terenu, a bezpośrednio nad wodą sięga 15m. Obiekt projektowany jest na obciążenie klasy A wg PN-85/S-10030 oraz STANAG 2021 klasy 150 wg Dz. U. Nr 63.

Założenia dotyczące systemu monitoringu technicznego mostu nad rzeką Wisłok opracowane zostały w Załączniku 8 Koncepcji Programowej [2]. Według tych założeń system monitoringu powinien składać się z: siłomierzy do bezpośredniego pomiaru sił w wantach, zestawu inklinometrów, zestawu akcelerometrów, zestawu ekstensometrów oraz czujników pomiaru przemieszczeń poziomych pomostu względem przyczółków.

W wytycznych [2] sformułowano główny cel instalacji systemu: „System monitoringu musi zapewniać stały, elektroniczny pomiar niezbędnych, określonych w niniejszym opracowaniu wielkości fizycznych związanych z pracą statyczno-dynamiczną przez cały okres eksploatacji mostu".

Celem pracy jest opis przyjętego do realizacji systemu monitoringu technicznego konstrukcji z szczegółowym przedstawieniem innowacyjnego modułu diagnostyki ultradźwiękowej betonowego pylonu mostu. Układ ultradźwiękowy stanowi urządzenie umożliwiające ciągłe śledzenie zmian właściwości mechanicznych betonu konstrukcyjnego w czasie długoletniej eksploatacji obiektu.



Rys. 1. Widok z boku mostu nad rzeką Wisłok

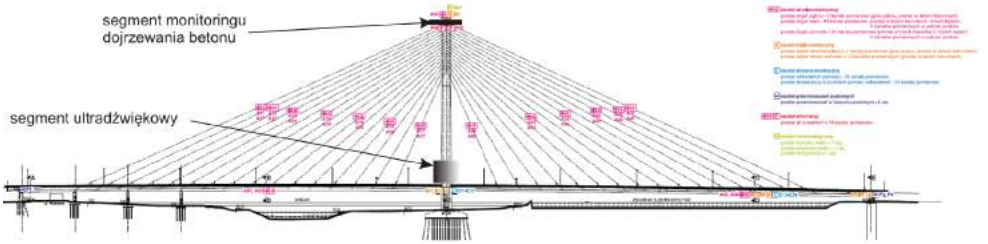
2. Opis systemu monitoringu technicznego konstrukcji (MTK) mostu

Założenia systemu monitoringu technicznego konstrukcji mostu nad rzeką Wisłok sformułowane zostały na etapie przygotowania dokumentacji przetargowej [2]. Projekt koncepcyjny systemu MTK został zatwierdzony do realizacji w kwietniu 2015 roku [3]. System MTK obiektu (rys. 2) składa się z trzech modułów: pomiarowego, ekspertowego i modułu powiadamiania. Moduł pomiarowy zawiera:

1. segment/moduł akcelerometryczny, w skład którego wchodzą:
   a. pomiary drgań pylonu (1 szt., 2 kanały pom. – góra pylonu),
   b. pomiary drgań want (14 szt., 84 kanały pom.),
   c. pomiary drgań pomostu (4 szt., 24 kanały pom. – przekroje B-B, D-D);
2. segment/moduł inklinometryczny, w skład którego wchodzą:
   a. pomiary kątów obrotu pylonu (1 szt., 2 kanały pom. – góra pylonu),
   b. pomiary kątów obrotu pomostu (6 szt., 12 kanałów pom.– przekroje C-C, D-D i E-E);
3. segment/moduł ekstensometryczny, w skład którego wchodzą:
   a. pomiary odkształceń pomostu (24 szt. – przekroje C-C; D-D),
   b. pomiar temperatur w punktach pomiaru odkształceń;
4. segment/moduł pomiaru sił w wantach, w skład którego wchodzą:
   a. pomiary sił w wantach (12 szt. akcelerometrów –72 kanały pomiarowe oraz 2 szt. siłomierzy 2 kanały pomiarowe na pojedynczych splotach wybranych dwóch want);
5. segment/moduł meteorologiczny, w skład którego wchodzą:
   a. pomiar temperatury, kierunków i prędkości wiatru (1 szt. – góra pylonu).

Dodatkowo, na potrzeby prac rozwojowych i badań naukowych zainstalowane zostaną dwa dodatkowe segmenty systemu MTK:

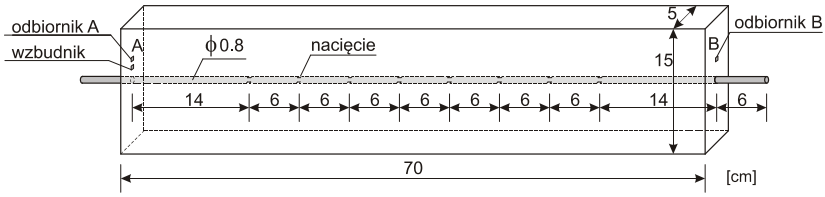
6. Segment monitoringu dojrzewania betonu w górnej części pylonu;
7. Segment ultradźwiękowy diagnostyki betonu (1 szt. – dolna część pylonu).



Rys. 2. Położenie segmentów systemu MTK mostu

3. Podstawy metody ciągłej diagnostyki ultradźwiękowej betonu

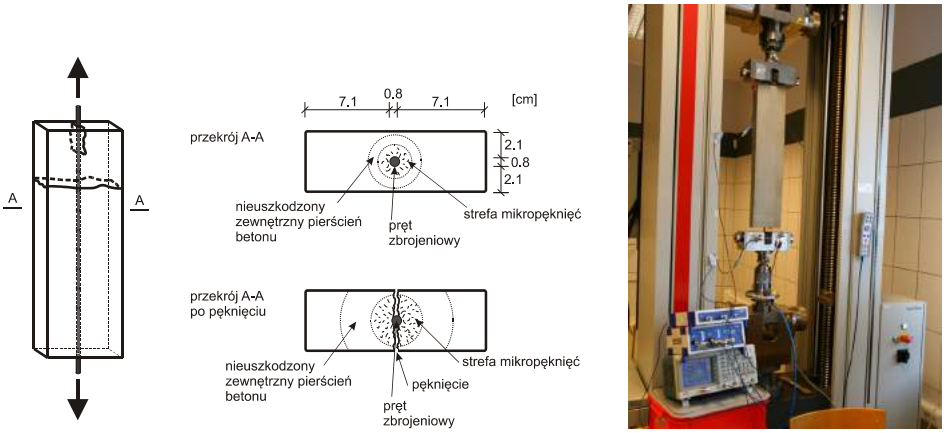
Opis metody ciągłego śledzenia zmian w elemencie betonowym z zastosowaniem fal ultradźwiękowych przedstawiony został w pracy [4]. Zrealizowane badania eksperymentalne dotyczyły analizy sygnałów w elemencie betonowym poddanym jednoczesnej degradacji mechanicznej w procesie rozciągania. Badany element to prostopadłościan betonowy blok z umieszczonym centralnie prętem stalowym (rys. 3). Przetworniki piezoelektryczne służące do generowania fal ultradźwiękowych i ich rejestracji zamontowane zostały na dwóch końcach próbki betonowej w punktach A i B. Na skutek przyłożenia siły rozciągającej do pręta w pierwszej fazie zniszczenia powstają promieniowe mikropęknięcia wokół pręta stalowego (rys. 4). Zewnętrzna bryła nieuszkodzonego betonu stanowi zabezpieczenie przed pęknięciem próbki, które manifestuje się w postaci rys widocznych na zewnętrznych powierzchniach elementu betonowego. Wraz ze wzrostem obciążenia, strefa nieuszkodzona zmniejsza się, aż do pojawienia się głębokich rys przechodzących przez całą szerokość próbki. Celem metody jest wykrycie stref mikropęknięć przed powstaniem widocznego zarysowania próbki betonowej.



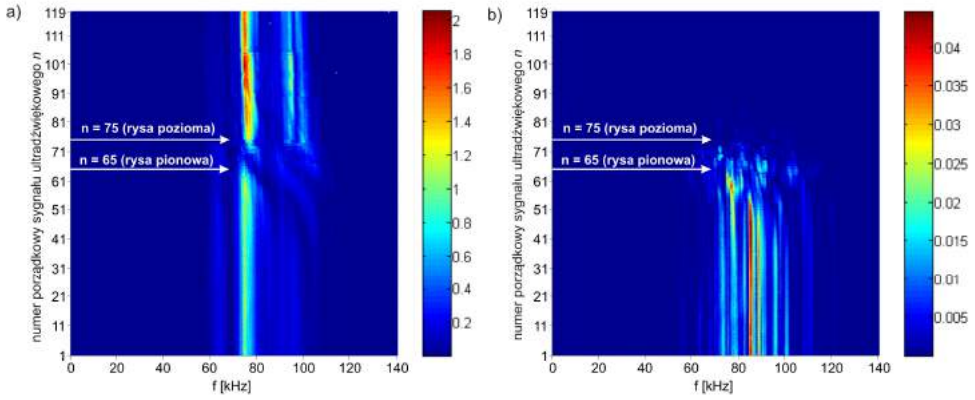
Rys. 3. Geometria badanej próbki [4]

Badania testowe zrealizowano na 3 próbkach. W każdej serii wykonano około 100 pomiarów propagacji fal ultradźwiękowych w trakcie zwiększania obciążenia. Zarejestrowane sygnały ultradźwiękowe poddane zostały analizie częstotliwościowej z zastosowaniem funkcji widmowej gęstości mocy [4]. Wyniki przedstawiono na rysunku 5 w formie map amplitud zarejestrowanych sygnałów. Na mapy naniesiono moment pojawienia się pierwszej rysy pionowej oraz pierwszej rysy poziomej. W przypadku sygnałów zarejestrowanych za pomocą odbiornika B, wyraźnie widoczny był nagły spadek wartości amplitud w momencie pojawienia się pierwszej rysy pionowej. Sygnał zarejestrowany przez odbiornik A ma stałą wartość amplitudy z powodu bliskości wzbudnika. Jednakże w momencie pojawienia się pierwszej rysy pionowej, następuje nagły spadek wartości amplitudy spo-

wodowany powiększeniem strefy mikropęknięć, aż do momentu pojawienia się pęknięcia poziomego powodującego lokalne zamknięcie rys w strefie mikropęknięć.

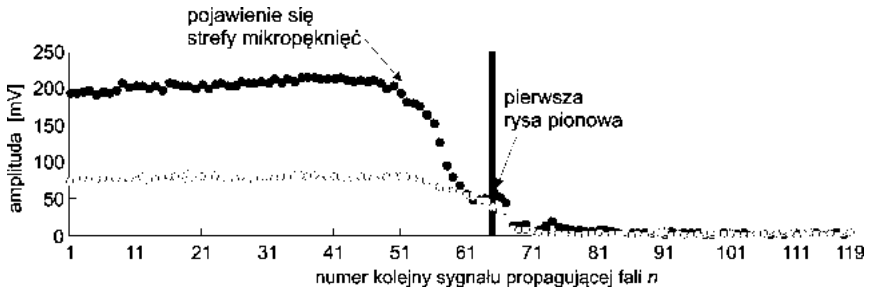


Rys. 4. a) próbka wraz z procesem powstawania mikropęknięć, b) stanowisko pomiarowe [4]



Rys. 5. Mapy funkcji gęstości widmowej mocy uzyskane dla różnych poziomów obciążenia: a) sygnały zarejestrowane przez odbiornik A, b) sygnały zarejestrowane przez odbiornik B [4]

Analiza funkcji gęstości widmowej mocy została uzupełniona o analizę zmian amplitud częstotliwości nośnych fal ultradźwiękowych (rys. 6). Amplituda mierzonej fali od pierwszego pomiaru do pomiaru o numerze 51 nie ulega zmianie. Od pomiaru 51 do 65 następuje szybkie zmniejszanie się rejestrowanych amplitud, a od pomiaru o numerze 75, w którym na powierzchni elementu widoczna jest zarówno rysa pionowa, jak i pozioma, amplituda fali ultradźwiękowej pozostaje na poziomie bliskim zeru. Zakłada się, że szybkie zmieszanie się amplitud fali ultradźwiękowej związane jest z pojawieniem się strefy mikropęknięć i jej powiększaniem się wraz ze zwiększającym się obciążeniem (rys. 4a).

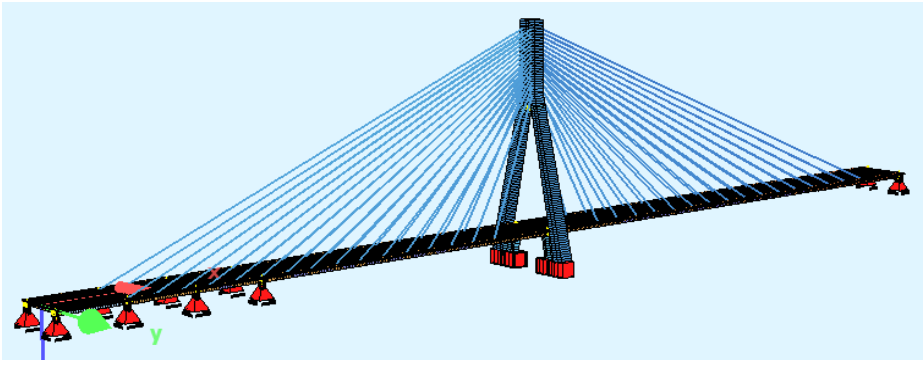


Rys. 6. Zmiana amplitudy ultradźwiękowej fali nośnej w trakcie zwiększania obciążenia [4]

Wykorzystanie analizy sygnałów w domenie częstotliwości, a w szczególności śledzenie zmian amplitud ultradźwiękowej fali nośnej, umożliwia precyzyjne wykrywanie momentu pojawienia się strefy mikropęknięć, która w wyniku dalszej degradacji mechanicznej może ulec powiększeniu się i stanowić przyczynek do pojawienia się widocznych rys na powierzchni elementu betonowego.

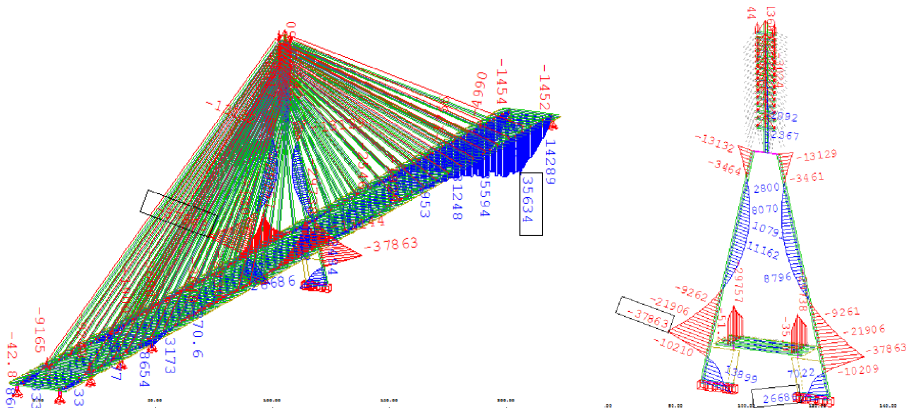
4. Analizy numeryczne mostu nad rzeką Wisłok

Wstępne analizy numeryczne mostu nad rzeką Wisłok wykonano w środowisku Metody Elementów Skończonych (MES) z zastosowaniem układu powłokowo-belkowo-kratowego. Siatka elementów skończonych modelu mostu pokazana jest na rysunku 7. Celem wstępnych analiz numerycznych jest określenie zmienności wybranych parametrów wytypowanych do opisu stanu technicznego mostu oraz określenie położenia modułu ultradźwiękowego na pylonie.



Rys. 7. Siatka dyskretyzacja MES mostu

Wstępne, przykładowe wyniki symulacji, wartości momentów zginających względem osi *y*, dla kombinacji obciążeń: ciężar własny, wyposażenie, pojazd *K*, obciążenie użytkowe *q*, obciążenie wiatrem oraz obciążenie temperaturą pokazane są na rys. 8. Maksymalne wartości momentów zginających w pylonie znajdują są na wysokości pomostu. Zmiana wartości momentu zginającego w betonowym pylonie mostu, dla przypadku tylko ciężar własny wraz z wyposażeniem, a przypadku pełnej kombinacji obciążeń, wynosi około 1500 kN. Wykonane analizy sugerują, aby docelową lokalizacją położenia modułu ultradźwiękowego była ściana pylonu na wysokości pomostu obiektu.

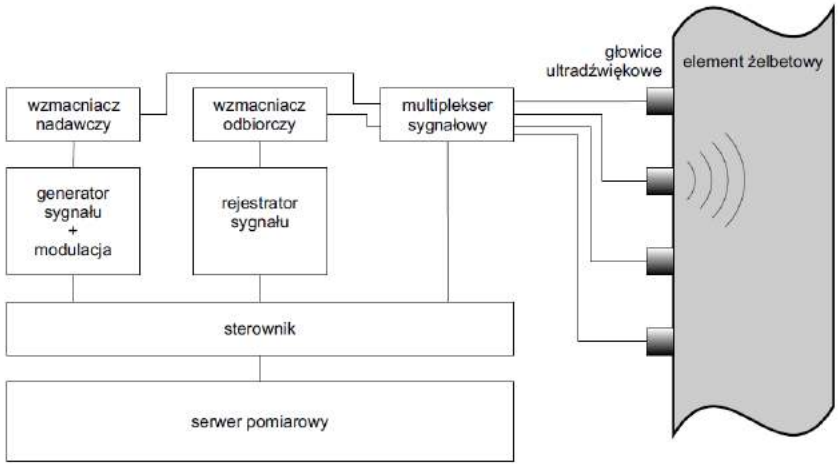


Rys. 8. Wykres momentów zginających a) całego obiektu; b) pylonu

5. Założenia dotyczące budowy modułu ultradźwiękowego

Zasada działania segmentu systemu ultradźwiękowego jest analogiczna do działania urządzeń USG stosowanych w medycynie i składa się z następujących elementów (rys. 9):

- głowic ultradźwiękowych służących do wytwarzania i detekcji fali sprężystej, trwale zamocowane do badanego elementu,
- multipleksera sygnałowego służącego do przełączania aktywnych głowic zależnie od zaprogramowanej sekwencji pomiarowej,
- generatora sygnału ze wzmacniaczem sterującym głowicą nadawczą, umożliwiający wytworzenie paczek falowych, sygnałów ciągłych i modulowanych amplitudowo,
- rejestratora sygnałowego ze wzmacniaczem obsługującym głowice odbiorcze, służącym do cyfrowej rejestracji i buforowania sygnałów ultradźwiękowych,
- sterownika zarządzającego pracą urządzeń składowych systemu,
- serwera pomiarowego archiwizującego dane i umożliwiającego zdalny dostęp do analizy sygnałów i programowania sekwencji cyklicznych pomiarów.



Rys. 9. Schemat segmentu ultradźwiękowego do ciągłej diagnostyki elementów betonowych

Podstawowe funkcje modułu ultradźwiękowego to:

- długoterminowy monitoring konstrukcyjnych elementów żelbetowych,
- obserwacja starzenia się materiału,
- wykrywanie stref mikro-spękań,
- wykrywanie uszkodzeń i pęknięć elementu,
- wykrywanie korozji chemicznej betonu.

6. Podsumowanie

W pracy omówiony został system monitoringu technicznego konstrukcji mostu podwieszonego nad rzeką Wisłok. Cechą innowacyjną systemu jest wyposażenie go w dodatkowy, niezależny moduł ultradźwiękowy, który będzie umożliwiał śledzenie procesu degradacji mechanicznej betonu w pylonie mostu. Lokalizacja sytemu ultradźwiękowego podyktowana jest miejscem znacznego zginania pylonu, które znajduje się na wysokości pomostu obiektu. Efektem pracy modułu monitoringu ultradźwiękowego będzie wczesne wykrywanie stref mikropęknięć, przed pojawieniem się widocznych rys. Podstawowym wskaźnikiem pojawienia się mikrouszkodzeń będzie analiza amplitud propagującej, nośnej fali ultradźwiękowej oraz analiza sygnałów w dziedzinie częstotliwości. Informacja o wystąpieniu strefy mikropęknięć wysyłana będzie do użytkownika i nadzoru naukowego obiektu w sposób zautomatyzowany drogą elektroniczną.

Literatura

1. Nadolny A. i in., 2014. Projekt architektoniczno-budowlany inżynierskiego, mostu drogowego nad rzeką Wsiłok. Mosty Gdańsk Sp. z o.o.
2. Siwowski T. i in., 2012. Koncepcja programowa. Załącznik nr 8. Elektroniczny monitoring pracy konstrukcji mostu. Promost Consulting T. Siwowski Spółka Jawna,.
3. Wilde K. i in., 2015. Koncepcja. System Monitoringu Technicznego Konstrukcji mostu nad rzeką Wisłok w Rzeszowie. Wilde Engineering Sp. z o.o.
4. Rucka M., Wilde K., 2013. Experimental study on ultrasonic monitoring of splitting failure in reinforced concrete, Journal of Nondestructive Evaluation 32, 372-383.

Innovative ultrasonic module for structural health monitoring system of cable-stayed bridge in Rrzeszów

Krzysztof Wilde, Mikołaj Miśkiewicz, Aleksandra Mariak, Błażej Meronk, Magdalena Rucka

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: wild@pg.gda.pl, mmisk@pg.gda.pl, aleksandra.mariak@pg.gda.pl, blazej.meronk@pg.gda.pl, mrucka@pg.gda.pl

Abstract: The paper presents the structural health monitoring system of cable-stayed bridge in Rzeszów. The structural health monitoring system is equipped with additional, innovative ultrasonic system for monitoring the material degradation of concrete. Early detection of micro-crack regions, before the appearance of cracks on concrete surface, is possible due to ultrasonic signal analysis in frequency domain and detection of amplitude reduction of ultrasonic carrier wave.

Keywords: cable-stayed bridge, health monitoring, ultrasonic diagnostics

Badania laboratoryjne fundamentów z blach stalowych stosowanych w mostach gruntowo-powłokowych

Adam Wysokowski[1], Michał Mońka[2]

[1] *Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: awysokowski@infra-kom.eu*

[2] *Viacon Polska Sp. z o.o., e-mail: michal.monka@viacon.pl*

Streszczenie: Opisywane w pracy zagadnienie techniczne dotyczy aspektów wykonywania fundamentów dla konstrukcji gruntowo-powłokowych. Nowoczesność konstruowania powłok w tych obiektach wyprzedziła rozwiązania ich fundamentowania. Fundamenty te najczęściej wykonywane są jako tradycyjne konstrukcje „sztywne" (co wiąże się z ich masywnością – obecnie najczęściej żelbetowe). Porównanie właśnie tych dwóch zagadnień: „podatności" konstrukcji nośnej i „sztywności" fundamentów leży u podstaw inspiracji do podjęcia stosownych badań i analiz w tym zakresie. W tym celu przeprowadzono odpowiednie rozpoznanie wspomnianego wyżej zagadnienia, a następnie dokonano odpowiednich badań laboratoryjnych w skali naturalnej, których wyniki zaprezentowano w publikacji. Obecnie trwają dalsze prace rozwojowe, które będą miały w przyszłości aspekt wdrożeniowy i praktyczny w postaci wykonania odpowiednich wytycznych. Zasadnicza część pracy została poprzedzona krótkim zestawieniem wcześniej wykonanych prac laboratoryjnych w skali naturalnej dla konstrukcji gruntowo- powłokowych.

Słowa kluczowe: mosty gruntowo-powłokowe, fundamenty podatne, blachy faliste, badania laboratoryjne.

1. Wstęp

Do budowy obiektów inżynierskich przy intensywnej rozbudowie infrastruktury komunikacyjnej w naszym kraju coraz częściej wykorzystuje się nowoczesne rozwiązania w postaci konstrukcji podatnych. Wynika to z faktu niezaprzeczalnych zalet tak wykonanych obiektów. Dotyczy to również konstrukcji gruntowo-powłokowych wykonywanych z blach falistych, z których buduje się zarówno przepusty i małe mosty, jak i wznosi coraz bardziej spektakularne obiekty mostowe, w tym eko-mosty.

Rozwój tych technologii nie zawsze jednak idzie równolegle z dostosowaniem obowiązujących przepisów i dotychczasową praktyką inżynierską.

Opisywane w tym referacie zagadnienie techniczne dotyczy aspektów wykonywania fundamentów dla wspomnianych już wcześniej „lekkich" konstrukcji gruntowo-powłokowych. Nowoczesność tych konstrukcji wyprzedziła rozwiązania fundamentowania, które najczęściej wykonywane są, jako konstrukcje sztywne (co, wiąże się z ich masywnością – są one obecnie najczęściej żelbetowe) [1, 2].

Porównanie właśnie tych dwóch zagadnień: „podatności" konstrukcji nośnej i ze „sztywnością" fundamentów leży u podstaw inspiracji do podjęcia stosownych badań i analiz. Przeprowadzono w tym celu odpowiednie rozpoznanie wspomnianego wyżej zagadnienia, a następnie przeprowadzono badania laboratoryjne w skali naturalnej, których wyniki zaprezentowano w pracy. Obecnie trwają dalsze prace rozwojowe, które będą miały w przyszłości aspekt praktyczny.

2. Dotychczasowe badania konstrukcji gruntowo-powłokowych w skali laboratoryjnej

Jak już wspomniano, przedmiotowe konstrukcje charakteryzują się dużą nośnością eksploatacyjną.

Do niezaprzeczalnych zalet obiektów inżynierskich wykonanych z konstrukcyjnych blach falistych należą:

- uniwersalność stosowania,
- wysoka wytrzymałość,
- duża odporność na korozję,
- minimalizacja kosztów utrzymania obiektów.

Pod kierunkiem autora w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów w Żmigrodzie zostały przeprowadzone liczne badania konstrukcji powłokowych w skali naturalnej zarówno pod obciążeniami statycznymi, dynamicznymi, jak i kombinacją tych obciążeń, a także badania zmęczeniowe i trwałościowe. Badania te potwierdziły powyższe stwierdzenia.

W owym czasie zrealizowano badania następujących konstrukcji gruntowo-powłokowych:

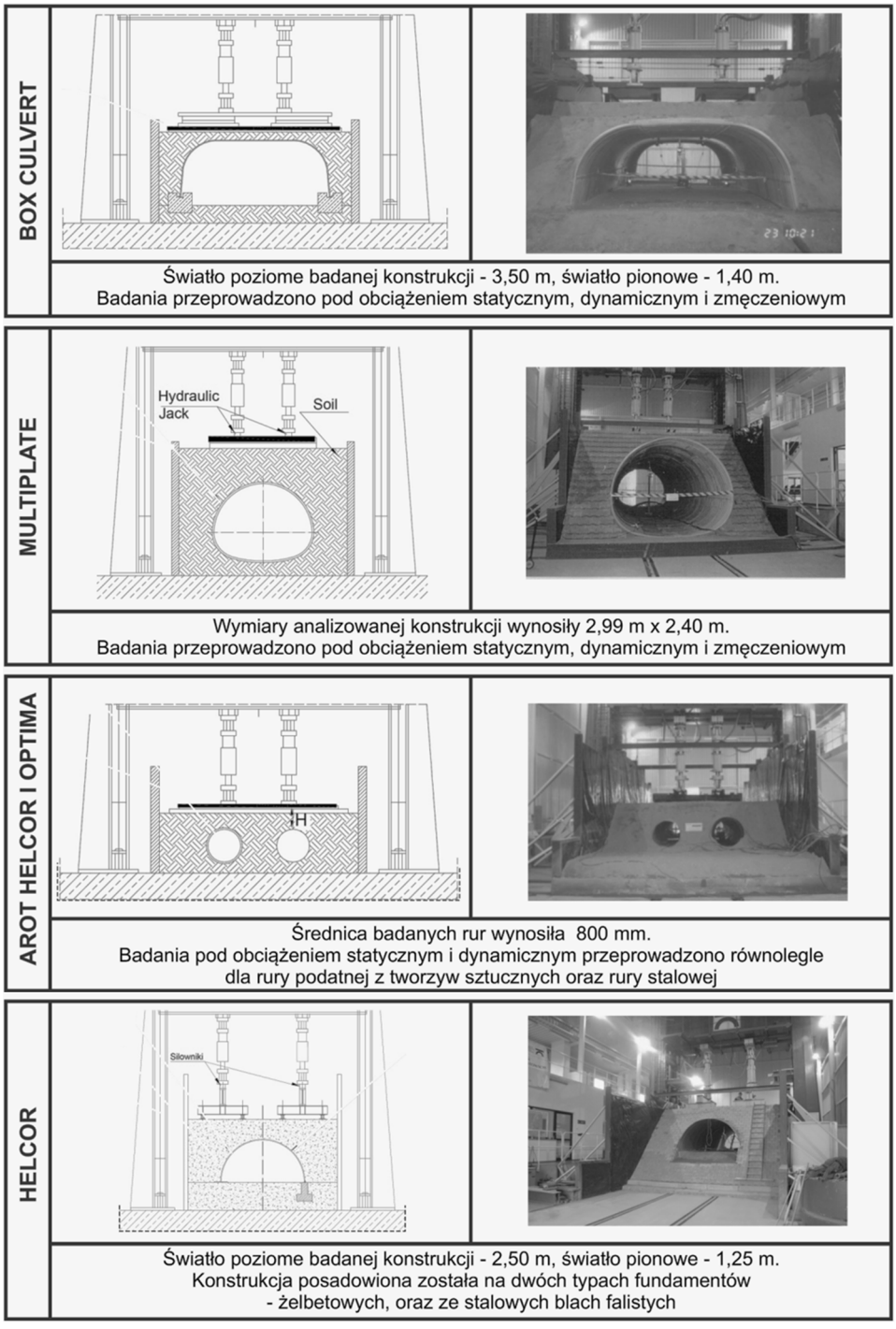
– badania konstrukcji o przekroju zamkniętym typu Multi Plate,
– badania konstrukcji o przekroju otwartym typu Box Culvert,
– badania stalowej karbowanej konstrukcji o przekroju kołowym typu HELCOR,
– badanie karbowanej konstrukcji o przekroju kołowym wykonanej z tworzyw sztucznych PEHD,
– badania konstrukcji Box Culvert z dwoma rodzajami posadowienia.

Badania te wykonano na zlecenie firmy ViaCon Polska, a ich zakres był na bieżąco uzgadniany i korygowany.

Na schematycznym rysunku 1 przedstawiono rodzaje dotychczas przebadanych mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych.

Cześć z wyników tych badań została już wykorzystana do różnych analiz zachowania się tych konstrukcji w trakcie realizacji nowych obiektów tego typu. Niektóre z wyników tych badań zostały przedstawione we wcześniejszych publikacjach [3-8].

Ponadto Zespół pod kierunkiem autora przeprowadził szereg analiz konstrukcji wykonanych *in-situ* podczas próbnych obciążeń tych obiektów, właściwego sposobu ich wykonawstwa, a także pod kątem trwałościowym – w tym zagadnień korozyjnych. Dotyczyło to zarówno obiektów w ciągu dróg kołowych, jak i linii kolejowych w tym magistralnych. Przeprowadzone badania i analizy jednoznacznie wykazały spełnianie warunków nośności oraz warunków użytkowania tego typu konstrukcji.



Rys. 1. Rodzaje dotychczas przebadanych mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych na STENDZIE badawczym w Żmigrodzie

Na uwagę zasługuje fakt, że w większości konstrukcji w trakcie badań stwierdzono duże zapasy nośności eksploatacyjnej.

Dodatkowo przeprowadzono zostały analizy teoretyczne na podstawie przeprowadzonych badania, które wykazały jednoznacznie, że przedmiotowe konstrukcje powłokowe z blach falistych mogą być z powodzeniem stosowane na magistralnych liniach kolejowych, w tym dużych prędkości. Wynika to m.in. z masywności tych konstrukcji, a w konsekwencji dużego tłumienia drgań od oddziaływań dynamicznych.

Efektem tych prac są również opracowane i wydane zalecenia projektowania, budowy i utrzymania konstrukcji gruntowo-powłokowych w budownictwie komunikacyjnym z wykorzystaniem blach stalowych [9] i tworzyw sztucznych [10].

3. Badania fundamentów z blach falistych

Jak już wspomniano wcześniej fundamenty powinny być zaprojektowane wg aktualnych przepisów norm. Jednakże normy te nie uwzględniają specyfiki „lekkich" konstrukcji gruntowo-powłokowych, przez to są one często zbyt masywne. Wcześniejsze analizy zachowania się tych konstrukcji m.in. na podstawie badań wspomnianych w punkcie 2, wskazują na możliwości techniczne zastosowania w tym przypadku również fundamentów podatnych. Mogłyby być one wykonywane również np. z arkuszy blach falistych opartych na gruncie wspierających powłokę wzdłuż jej dolnych krawędzi.

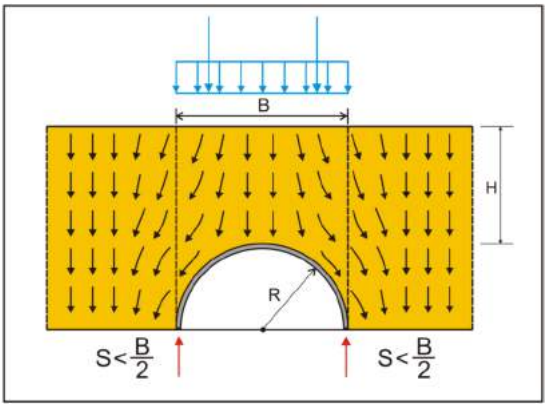
Takie rozwiązania już od kilku lat znalazły swoje praktyczne zastosowania [11, 12]. Widok takiego przykładowego rozwiązania ilustruje zdjęcie fotograficzne zamieszczone na rysunku 2.

Rys. 2. Przykładowa konstrukcja fundamentu podatnego z blach falistych w trakcie montażu konstrukcji gruntowo-powłokowej

Analizując konstrukcje gruntowo-powłokowe, nie sposób pominąć zjawiska przesklepienia. Jak dotąd powstało wiele teorii starających się wytłumaczyć to zjawisko. Badania nad tym zjawiskiem zapoczątkował w 1882 roku Forchheimer, który zajmował się rozkładem ciśnienia gruntu nad konstrukcjami tuneli. Jak ogólnie wiadomo najbardziej powszechną teorią jest teoria wprowadzona przez Terzaghiego. Rozważył on problem równowagi wyciętego myślowo fragmentu gruntu, umieszczonego pomiędzy dwiema pionowymi płaszczyznami poślizgu.

W pracy konstrukcji gruntowo-powłokowych zjawisko przesklepienia gruntu nabiera szczególnego znaczenia. Pozytywnym skutkiem opisywanego zjawiska jest znaczne zwiększenie nośności konstrukcji [13-15].

Na rysunku 3 przedstawiono graficzną ilustrację zjawiska przesklepienia w postaci rozkładu sił oddziałujących na konstrukcję gruntowo-powłokową. Analizując rysunek, można zauważyć przyczynę zmniejszenia obciążeń na fundamenty, dzięki zjawisku przesklepienia.



Rys. 3. Rozkład sił w konstrukcjach gruntowo-powłokowych. Zilustrowanie zjawiska przesklepienia i związane z nim zmniejszenie wielkości oddziaływań na fundamenty

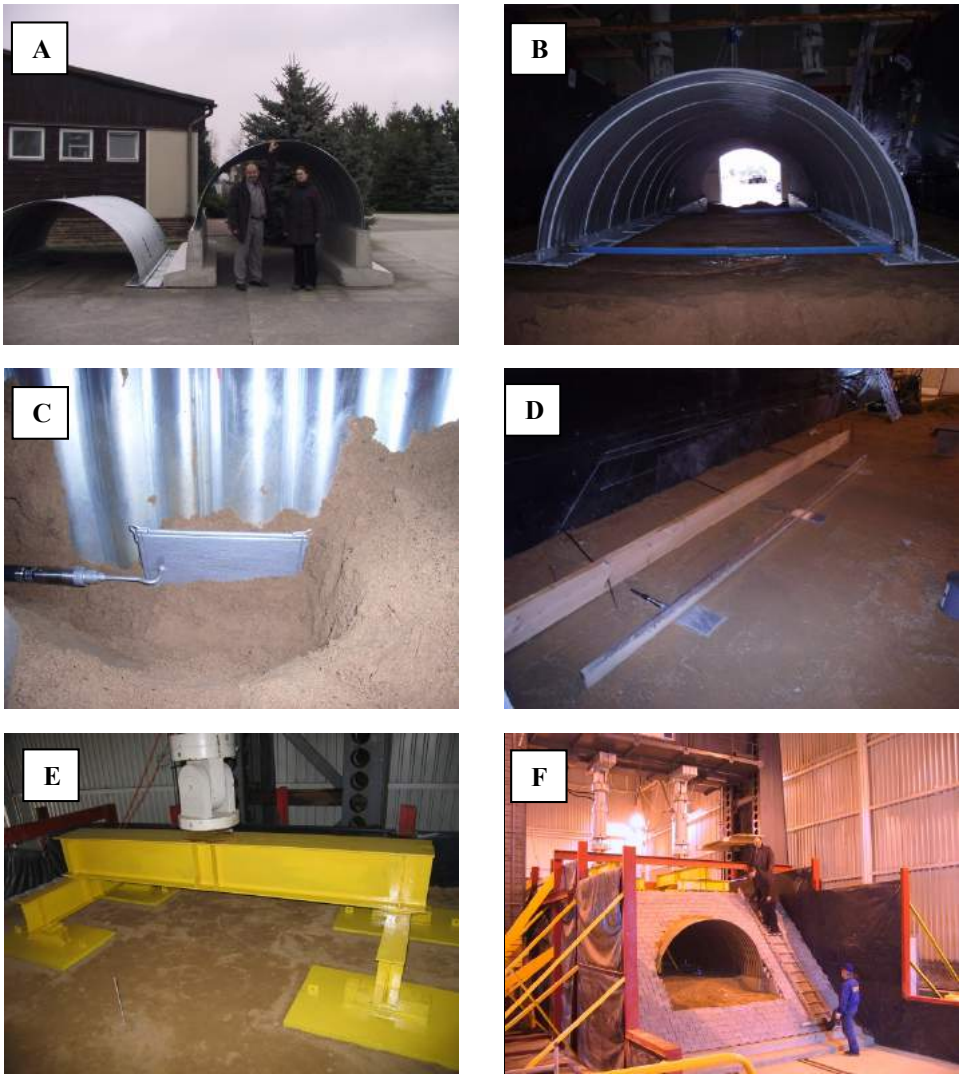
Wprowadzenie tych rozwiązań do szerokiej praktyki inżynierskiej wymaga przeprowadzenia odpowiednich analiz teoretycznych, badań laboratoryjnych i terenowych i na tej podstawie opracowania odpowiednich zaleceń – tak jak chociażby miało to miejsce w przypadku konstrukcji powłokowych.

Badania będące przedmiotem referatu podobnie jak opisane wcześniej inne badania przedmiotowych konstrukcji, wykonano na modelach przepustów zmontowanych w IBDiM w Żmigrodzie, wykorzystując do tego celu stanowisko do badań dynamicznych i zmęczeniowych tzw. „Stend". Stanowisko badawcze wyposażone jest w system siłowników hydraulicznych wraz z nowoczesnym systemem sterowania i zasilania pozwalającym uzyskać pełną kontrolę nad wymuszanymi obciążeniami w czasie rzeczywistym wraz z rejestracją zachowania się konstrukcji [16].

Badaniom poddano konstrukcje z dwoma rodzajami fundamentów, tj. typu sztywnego (fundamenty żelbetowe) i typu podatnego (o konstrukcji z blach falistych ułożonych „na płask"). Były to dwa przepusty o przekroju łukowym wykonane z rur stalowych spiralnie karbowanych typu HelCor o jednakowych wymiarach. Każda z analizowanych konstrukcji miała długość równą 4,00 m, światło poziome wynoszące 2,50 m oraz światło pionowe wynoszące 1,25 m.

Modele badawcze posadowione na dwóch typach fundamentów wykonano na uprzednio przygotowanym podłożu gruntowym o odpowiednim wymaganym zagęszczeniu. Następnie przystąpiono do wykonywania zasypki gruntowej układanej warstwami o miąższości 0,25-0,40 m i odpowiednio zagęszczanej mechanicznie. Po wykonaniu zasypki przeprowadzono prace wykończeniowe i towarzyszące oraz zamontowano konstrukcje obciążające badane modele. Badania obu modeli wykonywano równocześnie, co ułatwia przeprowadzenie analiz porównawczych (te same warunki badań).

Dokumentacje fotograficzną modeli badawczych i z poszczególnych etapów wykonywania badań zamieszczono na rysunku 4.



Rys. 4. Dokumentacja fotograficzna z poszczególnych etapów wykonywania modeli konstrukcji do badań: a) widok zmontowanych obu typów konstrukcji przed ich wbudowaniem, b) widok ustawionej konstrukcji z fundamentami z blach falistych na przygotowanym podłożu gruntowym, c) widok jednego z presjometrów w trakcie zasypywania konstrukcji powłokowej, d) widok presjometrów rejestrujących naprężenia pod fundamentami na ich długości w trakcie montażu, e) widok ogólny konstrukcji stalowej symulującej obciążenie zgodne z wymaganiami normy, f) widok gotowego modelu badawczego w trakcie odbioru przed zasadniczymi badaniami

Należy dodać, że w trakcie wykonywania modeli badawczych równolegle wykonywane były kompleksowe badanie dotyczące gruntu zarówno podłoża, jak i zasypki gruntowej. Na pierwszym etapie sprawdzono laboratoryjnie przydatność gruntu do zasypki pochodzącego z różnych kopalń. Na tej podstawie dokonano wyboru najbardziej optymalnego materiału. Następnie przeprowadzono szczegółowe badania wszystkich istotnych parame-

trów fizykomechanicznych gruntu. Badania zagęszczenia realizowano na bieżąco zarówno na poziomie posadowienia konstrukcji, jak i w trakcie wykonywania poszczególnych warstw zasypki [17].

Wysokość naziomu nad konstrukcjami wynosiła 0,60 m, co stanowi wartość minimalną dla tego typu konstrukcji. Przyjęty minimalny naziom pozwolił na osiągnięcie optymalnych warunków do analizy zachowania się konstrukcji.

Przedmiotowe badania przeprowadzono w trzech etapach:

- Etap I dotyczył badań konstrukcji od obciążenia gruntem w trakcie zasypywania powłoki stalowej z blach falistych.
- Etap II obejmował badania pod obciążeniem normowym.
- Etap III dotyczył badań konstrukcji pod obciążeniem zmęczeniowym o zadanej liczbie cykli.

Do badań statycznych przyjęto normowe obciążenie drogowe klasy A (wg PN-85/S-10030). W celu symulacji obciążenia normowego zastosowano układ przeniesienia obciążeń w postaci zaprojektowanej konstrukcji wykonanej z kształtowników stalowych, umożliwiającej uzyskanie rozstawu sił zgodny z wymaganiami normy.

Równolegle przeprowadzono badania zarówno samej powłoki z blach stalowych, jak również dwóch typów posadowienia-fundamentów żelbetowych i fundamentów z blach falistych.

Badania konstrukcji osłonowej z blach falistych obejmowały w szczególności:

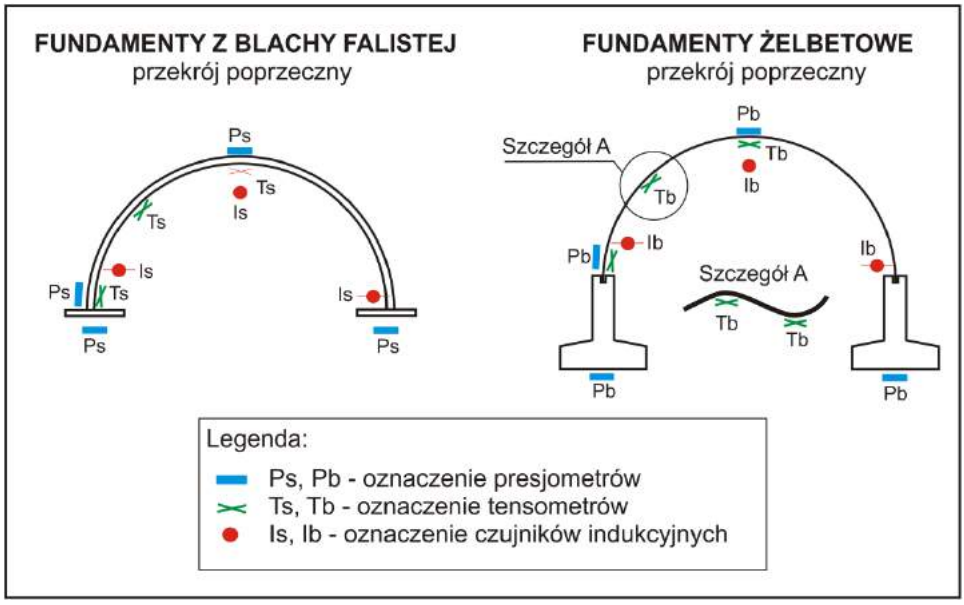
- pomiar odkształceń jednostkowych w powłoce stalowej oraz przemieszczeń pionowych wykonywanych podczas zasypywania konstrukcji gruntem,
- badania odkształceń jednostkowych i przemieszczeń pod zadanym obciążeniem eksploatacyjnym,
- pomiar parcia zasypki gruntowej na powłokę stalową, podczas zasypywania konstrukcji gruntem,
- pomiar parcia zasypki gruntowej pod zadanym obciążeniem eksploatacyjnym.

Badania warunków posadowienia fundamentów żelbetowych, jak i z blach falistych, objęły swoim zakresem:

- pomiar parcia gruntu na fundament żelbetowy podczas zasypywania konstrukcji gruntem,
- pomiar parcia gruntu na fundament żelbetowy podczas obciążania konstrukcji obciążeniem użytkowym
- pomiar przemieszczeń poziomych fundamentów zarówno żelbetowych jak i z blach falistych podczas zasypywania konstrukcji gruntem oraz podczas obciążania modeli obciążeniem użytkowym.

Schemat opomiarowania konstrukcji dla obu badanych modeli pokazano na rysunku 5.

Po zainstalowaniu wszystkich czujników tensometrycznych i przemieszczeń wykonano próbne odczyty w celu analizy ich prawidłowości działania. Następnie sukcesywnie dokonywano pomiarów odkształceń jednostkowych, jak i przemieszczeń zarówno powłok stalowych HelCor, jak również konstrukcji fundamentów w trakcie wykonywania kolejnych warstw zasypki gruntowej.



Rys. 5. Schemat opomiarowania konstrukcji podczas badań dla modeli opartych na fundamentach z blachy falistej i fundamentach żelbetowych

Z uwagi na fakt, że głównym celem przeprowadzenia omawianych badań było wykazanie różnic w zachowaniu się konstrukcji gruntowo – powłokowych opartych na dwóch rodzajach posadowienia – z zastosowaniem „tradycyjnych" fundamentów żelbetowych w postaci ław oraz fundamentach wykonanych z blach stalowych, szczególną uwagę zwracano na dokładne pomiary dotyczące konstrukcji fundamentów i naprężeń w gruncie. Z uwagi na powyższe czujniki i presjometry do badań naprężeń w gruncie zostały tak usytuowane, aby uzyskać możliwie jak najwięcej miarodajnych informacji o rzeczywistej pracy konstrukcji w obrębie posadowienia i na jego długości.

Otrzymane wyniki z przeprowadzonych badań można podzielić na dwie zasadnicze grupy. Pierwsza grupa dotyczy rezultatów otrzymanych podczas budowy modeli, natomiast grupa druga dotyczy przeprowadzonych badań podczas zadanych kolejnych obciążeń normowych.

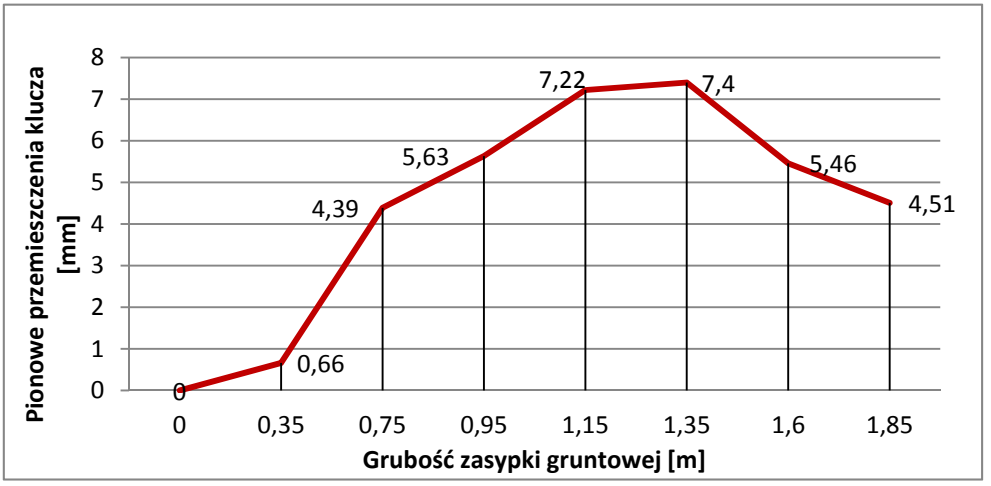
Wybrane uzyskane wyniki badań zestawiono tabelarycznie oraz w postaci graficznej – na wykresach poniżej.

W tabeli 1 zestawiono wyniki zarejestrowanych naprężeń pod fundamentami w trakcie zasypywania.

Na wykresie zamieszczonym na rysunku 6 zestawiono uzyskane wyniki pionowych przemieszczeń klucza konstrukcji posadowionej na fundamentach żelbetowych.
Natomiast wykres zamieszczony na rysunku 7 przedstawia natomiast pionowe przemieszczenie klucza konstrukcji posadowionej na fundamentach stalowych – wykonanych z blach falistych.

Tabela 1. Wyniki zarejestrowanych naprężeń pod fundamentami w trakcie zasypywania

NAPRĘŻENIA W GRUNCIE POD FUNDAMENTAMI OD ZASYPKI							
Zasypka gruntowa		**Konstrukcja posadowiona na fundamencie stalowym**			**Konstrukcja posadowiona na fundamencie żelbetowym**		
Numer warstwy	Całkowita wysokość zasypki	1Ps	4Ps	2Ps	1Pb	3Pb	2Pb
[-]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	0,35	0,0	0,0	0,1	0,7	0,4	0,8
2	0,75	0,0	2,2	2,1	2,5	1,2	3,7
3	0,95	1,3	5,2	3,7	4,4	2,1	5,8
4	1,15	1,5	8,3	5,5	4,9	3,0	8,6
5	1,35	0,0	7,1	4,3	5,7	3,4	12,6
6	1,60	4,4	18,6	17,4	9,9	6,3	21,9
7	1,85	0,0	18,6	15,3	9,2	6,4	21,8
Uwaga. Presjometry 1Ps, 2Ps oraz 1Pb, 2Pb dotyczą naprężeń bezpośrednio pod fundamentami							

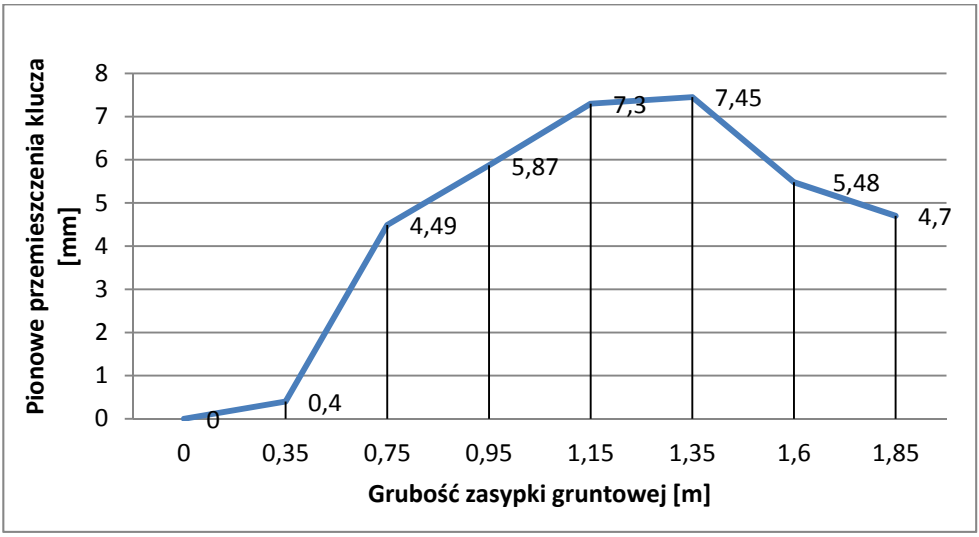


Rys. 6. Wyniki pionowych przemieszczeń klucza konstrukcji posadowionej na fundamentach żelbetowych

W tabeli 2 zestawiono wyniki zarejestrowanych pionowych przemieszczeń klucza konstrukcji od zadanych trzech cykli obciążeń normowych.

Na wykresie zamieszczonym na rysunku 8 przedstawiono analizę porównawczą uzyskanych wyników naprężeń pod fundamentami żelbetowymi i wykonanymi z blach stalowych rejestrowanych podczas wykonywania zasypki gruntowej.

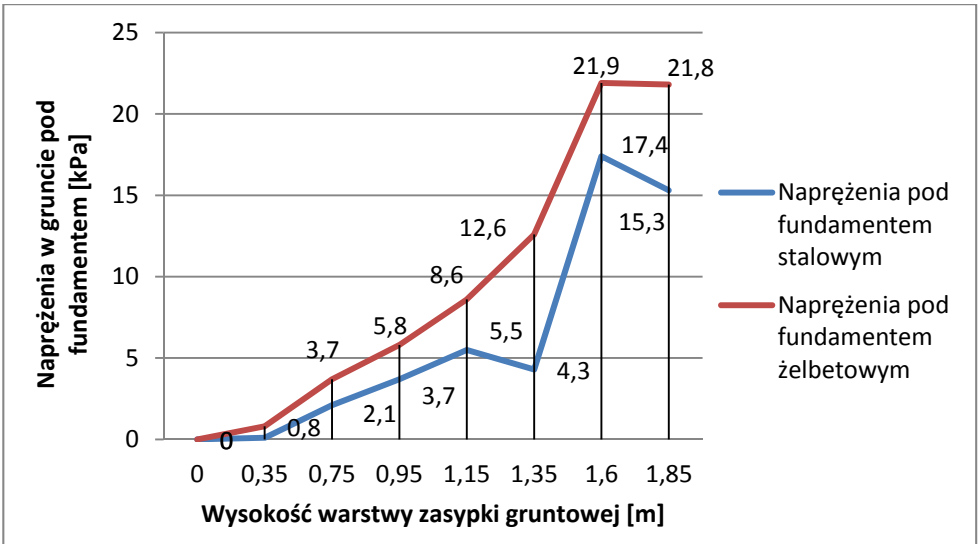
Wykres zamieszczony na rysunku 9 przedstawia porównanie uzyskanych wyników naprężeń pod fundamentami żelbetowymi i wykonanymi z blach stalowych rejestrowanych w trakcie oddziaływania na konstrukcję kolejnych obciążeń normowych.



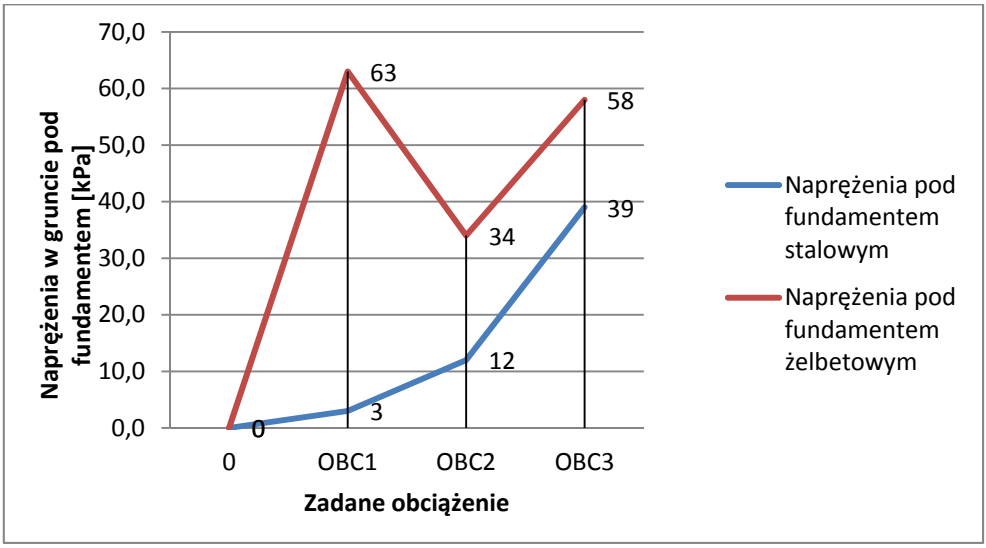
Rys. 7. Wyniki pionowych przemieszczeń klucza konstrukcji posadowionej na fundamentach ze stalowych blach falistych

Tabela 2. Pionowe przemieszczenia klucza konstrukcji od zadanych trzech cykli obciążeń normowych

PIONOWE PRZEMIESZCZENIA KLUCZA KONSTRUKCJI OD OBCIĄŻENIA		
Rodzaj zadanego obciążenia	**Konstrukcja posadowiona na fundamencie stalowym**	**Konstrukcja posadowiona na fundamencie żelbetowym**
	[mm]	[mm]
Normowe OBC1	-4,27	-4,12
Normowe OBC2	-4,81	-4,69
Normowe OBC3	-5,16	-5,00



Rys. 8. Porównanie uzyskanych wyników naprężeń pod fundamentami żelbetowymi i wykonanymi z blach stalowych rejestrowanych podczas wykonywania zasypki gruntowej



Rys. 9. Porównanie uzyskanych wyników naprężeń pod fundamentami żelbetowymi i wykonanymi z blach stalowych rejestrowanych w trakcie oddziaływania na konstrukcję kolejnych obciążeń normowych (OBC1 – OBC3)

Wyniki przeprowadzonych badań laboratoryjnych w trakcie zasypywania konstrukcji wykazały prawidłowość wykonania konstrukcji modelu do badań. Dotyczy to zarówno wyników naprężeń pod fundamentami, przemieszczeń poziomych, jak również pionowego przemieszczenia klucza stalowej powłoki w postaci wypiętrzenia – co jest zjawiskiem normalnym dla konstrukcji gruntowo-powłokowych.

Przeprowadzone badania wykazały zgodność uzyskanych wyników przemieszczeń pionowych w kluczu konstrukcji (pod kolejnymi obciążeniami normowymi) dla przedmiotowych konstrukcji posadowionych na fundamentach („masywnych") żelbetowych i podatnych fundamentach stalowych z blach falistych. Należy w tym miejscu dodać, że pomierzone wartości przemieszczeń pionowych klucza powłoki stalowej dla obu rodzajów posadowień są niewielkie.

Podobną zgodność wyników uzyskano również dla innych badanych parametrów m.in. zarejestrowanych przemieszczeń poziomych obu rodzajów fundamentów.

Przeprowadzone analizy wyników badań wykazały, że naprężenia w gruncie pod fundamentami stalowymi (tak w trakcie zasypywania powłoki jak i pod kolejnymi obciążeniami normowymi) są mniejsze od zarejestrowanych naprężeń pod fundamentami żelbetowymi. Należy zauważyć, że w obu analizowanych przypadkach wartości tych naprężeń są i tak stosunkowo niewielkie.

Ten fakt, bardzo dobrze tłumaczy analiza rysunku 2 (zdaniem autorów jest to związane z „przepływem" sił w konstrukcjach gruntowo-powłokowych, gdzie większość obciążeń przejmowana jest przez zasypkę gruntową dzięki zjawisku przesklepienia).

Otrzymane wyniki badań i ich wstępna analiza jednoznacznie wskazują, że sposoby konstrukcyjne rozwiązań fundamentów w postaci podatnej powinny być przedmiotem odpowiednich dalszych analiz teoretycznych i wdrożeniowych.

4. Tendencje rozwojowe w przedmiotowym zakresie

Poruszana w referacie tematyka jest istotna z uwagi na fakt, że konstrukcje tego typu są szeroko wdrażane do praktyki inżynierskiej w dziedzinie infrastruktury komunikacyjnej nie tylko w zakresie dróg kołowych, ale również do budowy obiektów kolejowych. Nie bez znaczenia jest również ekonomiczność tych konstrukcji zarówno w fazie budowy obiektów, jak również ich późniejszej eksploatacji [18]. Zdaniem autorów należy w dalszym ciągu prowadzić zintensyfikowane analizy dla tych konstrukcji. Pozwoli to na dalszą optymalizację konstrukcji gruntowo-powłokowych, a tym samym przyczyni się do zmniejszenia kosztów inwestycji infrastrukturalnych przy zastosowaniu tego typu obiektów. Dlatego też ważne są również prace rozwojowe związane ze sposobem posadowienia dla tych budowli. Jak wspomniano wcześniej wykonano już wiele prac wdrożeniowych dla powłokowych konstrukcji nośnych, co zaowocowało nowoczesnymi rozwiązaniami tak pod względem rozpiętości jak i ekonomiczności tych rozwiązań.
Porównując rozwiązania stosowane obecnie w fundamentach tych budowli, można zauważyć, że wymagają one szeroko rozumianej optymalizacji. Dotyczy to zarówno ich gabarytów, rozwiązań materiałowych, sposobów posadowienia (zbrojenie gruntu), metod obliczeń, sposobów wykonawstwa itp.

5. Wnioski

1. Intensywny rozwój konstrukcji gruntowo-powłokowych powinien dotyczyć wszystkich elementów tych konstrukcji w podobnym zakresie.
   Dotyczy to w tym przypadku również sposobu ich fundamentowania.
2. Przeprowadzone badania i ich wyniki dowodzą, że z powodzeniem w podatnych konstrukcjach gruntowo-powłokowych mogą być stosowane fundamenty podatne. Wynika to z podobnego zachowania się gruntowo-powłokowych konstrukcji nośnych opartych na fundamentach sztywnych (masywnych) i podatnych (stalowe blachy faliste), co przedstawiono w pracy.
3. Publikacja zawiera wyniki badań jedynie dla jednej konstrukcji. Szersze wnioski na temat zachowania się proponowanych do stosowanie fundamentów podatnych dla tych konstrukcji, powinny być poparte dalszymi analizami, tak badawczymi, jak i weryfikowane metodami teoretycznymi dla różnych rozwiązań konstrukcyjnych. Można oprzeć się tutaj również na rejestracji zachowania się zrealizowanych w praktyce obiektów tego typu. Jest to celem obecnie wykonywanych prac w tym zakresie.
4. Na podstawie zebranych doświadczeń, zdaniem autorów, możliwe będzie wykonanie odpowiednich wytycznych w zakresie fundamentowania konstrukcji gruntowo-powłokowych z blach falistych, których wdrożenie do praktyki inżynierskiej z pewnością przyczyni się do ekonomiki i trwałości tych budowli. Wyniki zawarte w referacie mogą być przyczynkiem do ich opracowania.

Literatura

1. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. Poz. 463) .
2. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej nr 63 z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. (Dz.U. z dnia 3 sierpnia 2000 r.).
3. Vaslestad J., Wysokowski A., 1998. Full scale testing of Multiplate corrugated steel structures in Poland. Proceeding of the 6th Conference „Shell structures and applications", Gdansk.

4. Wysokowski A., Janusz L., 2007. General conclusions based on the testing of various types of corrugated flexible structures In laboratory In natural scale. I European Conference „Buried flexible steel structures Rydzyna 2007", Archives of Institute of Civil Engineering, Publishing House of Poznań University of Technology.
5. Wysokowski A., Janusz L., 2007. Mostowe konstrukcje gruntowo-powłokowe. Laboratoryjne badania niszczące. Awarie w czasie budowy i eksploatacji. XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane" Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Szczecin-Międzyzdroje.
6. Wysokowski A., Janusz L., 2008. Mońka M. Badania wpływu rodzaju fundamentów na zachowanie się zespolonych gruntowo-powłokowych konstrukcji mostowych pod obciążeniem statycznym. VIII Konferencja "Konstrukcje Zespolone". Wydawnictwo Uniwersytetu Zielonogórskiego.
7. Wysokowski A., Korusiewicz L., Kunecki B., 1999. Sprawozdanie z wykonania badań dla konstrukcji przepustów w systemie Multiplate i z rur DV/Arot Optima i Helcor, część I: Multiplate, część II: Rury DV/Arot Optima i Helcor. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród –Węglewo.
8. Wysokowski A., Vaslestad J., 2002. Full scale fatigue testing of large–diameter Multi–Plate corrugated steel culverts. Archives of Civil Engineering, XLVIII(1).
9. Rowińska W., Wysokowski A., Pryga A., 2004. Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Warszawa.
10. Jasiński W., Łęgosz A., Nowak A., Pryga-Szulc A., Wysokowski A., 2006. Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych drogowych konstrukcji inżynierskich z tworzyw sztucznych. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Warszawa.
11. Machelski Cz., Michalski J.B., 2009. Podatne posadowienia obiektów gruntowo-powłokowych. Obiekty Inżynierskie 1.
12. Tomala P., Nowak M., Marecki A., 2013. Fundamenty konstrukcji gruntowo-powłokowych z blach falistych. Inżynieria i Budownictwo 3.
13. Wysokowski A., Howis J., 2010. Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 7: Metody obliczeń konstrukcji przepustów. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 03/04.
14. Janusz L., Madaj A., 2007. Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo. WKŁ Warszawa.
15. Machelski Cz., 2008. Obliczanie mostów gruntowo-powłokowych. Wrocławska Seria Wydawnicza Inżynierii Mostowej. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne Wrocław.
16. Wysokowski A., 1997. Stand for testing of bridges at natural scale-research possibilities. Report from Polish Road and Bridge Research Institute Żmigród.
17. Wysokowski A., Górna J., 2007. Wykonanie badań stalowej konstrukcji podatnej posadowionej na fundamentach żelbetowych i z blach falistych. Cz. 1. Program badań – opracowanie nr IBDIM-TW 66907a/W-1569, Cz. 2. Raport budowy modelu i badań przeprowadzonych w jego trakcie – opracowanie nr IBDIM-TW 66907b/W-1569, Cz. 3. Raport końcowy z przeprowadzonych badań – opracowanie nr IBDIM-TW 66907a/W-1569, Żmigród.
18. Lachowicz M., Podhorecki A., 2012. Budowa przepustów i przejść dla zwierząt w warunkach zrównoważonego rozwoju. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 09/10.

Laboratory tests of steel corrugated foundations in buried corrugated metal structures

Adam Wysokowski[1], Michał Mońka[2]

[1] *Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, University of Zielona Góra, e-mail: awysokowski@infra-kom.eu*

[2] *Viacon Poland Sp. z o.o., e–mail: michal.monka@viacon.pl*

Abstract: Technical issues described in this paper concern the aspects of the implementation of foundations of buried corrugated metal structures. Innovative solutions related to the construction of these structures has been ahead of the solution to their foundation.
These foundations are most frequently prepared as traditional "rigid" structures (related to their volume – currently reinforced concrete is the most common solution). Comparison of these two issues, i.e. "susceptibility" of main bridge support structure and the "stiffness" of foundations has been an inspiration to undertake the appropriate research and analysis in this area.
The results of suitable identification of technical issues mentioned above and appropriate tests in laboratory tests in natural scale have been presented in the paper. Currently, further development research is being carried out that can lead to prepare and implement relevant guidelines.
The main part of this paper has been preceded with a short summary of previously performed laboratory tests of these structures in natural scale.

Keywords: buried corrugated metal structures, flexible foundations, corrugated steel plates, laboratory tests

ARTYKUŁ SPONSOROWANY

Innowacyjne technologie mostowe w Firmie GOTOWSKI

Marek Gotowski[1], Janusz Sochacki[1], Włodzimierz Sokołowski[1], Magdalena Sosnowska[2]

[1] „GOTOWSKI" Budownictwo Komunikacyjne i Przemysłowe Sp. z o.o.
e-mail: marek.gotowski@gotowski.pl, sochacki.janusz@gotowski.pl, sokołowski.wlodzimierz@gotowski.pl

[2] Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, e-mail: sosnowska.m@o2.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowano nowoczesne rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne z zakresu budownictwa mostowego, stosowane przez firmę GOTOWSKI. Przedstawione zostały konkretne problemy techniczne i innowacyjne sposoby ich rozwiązania. Nowatorskie i efektywne rozwiązania zostały zastosowane zarówno przy realizacji nowych konstrukcji mostowych, jak i przy modernizacji obiektów istniejących, w tym zabytkowych. Dzięki temu połączono tradycyjne, sprawdzone rozwiązania z najnowszymi trendami z dziedziny mostownictwa.

Słowa kluczowe: mosty, innowacyjność, technologie budowy

1. Wprowadzenie

Firma GOTOWSKI została założona w grudniu 2003 roku. Specjalizuje się w projektowaniu konstrukcji i realizacji obiektów inżynierskich, zwłaszcza mostowych. Na terenie całego kraju pracownicy tej firmy projektują i budują obiekty budownictwa komunikacyjnego i przemysłowego, w tym m. in.:

- budowa Trasy W-Z na odcinku od ul. Artyleryjskiej do ul. Żeglarskiej w Bydgoszczy – projekt i budowa wiaduktu nad torami kolejowymi o długości 192 m (2007 rok),
- budowa linii tramwajowej z centrum miasta do dworca PKP w Bydgoszczy wraz z mostem podwieszonym przez rzekę Brdę – projekt i budowa (2012 rok),
- budowa mostu drogowo-kolejowego nad korytem zalewowym rzeki Warty w miejscowości Luboń – projekt i budowa (2013 rok),
- budowa mostu przez rzekę Wisłę w miejscowości Kamień (2015 rok),
- budowa linii tramwajowej z centrum miasta do dzielnicy Fordon w Bydgoszczy o długości 9,5 km (2015 rok).

Firma GOTOWSKI to przede wszystkim doświadczona kadra pracownicza, nowoczesne oprogramowanie i bieżąca aktywna współpraca z ośrodkami naukowymi. Dzięki tym czynnikom rodzą się ciekawe, innowacyjne pomysły, które pozwalają budować lepiej, szybciej i efektywniej. W niniejszym artykule zostanie zaprezentowane kilka innowacyjnych rozwiązań, na przykładzie realizacji z ostatnich lat. Innowacyjność firmy przejawia się zarówno w nietypowych rozwiązaniach materiałowych i sprzętowych, jak i w nowatorskich technologiach montażu.

2. Most w Chełmnie

Most przez rzekę Wisłę w Chełmnie to stalowa, nitowana konstrukcja kratowa (rys. 1). Ma on długość 1062 m i szerokość całkowitą 13,40 m [1]. Obiekt ten wybudowano w 1963 roku i był to wówczas najdłuższy most na Wiśle. Jego przebudowa, zrealizowana przez Firmę GOTOWSKI, polegała na wzmocnieniu kratowej konstrukcji przęseł. Projekt budowlany modernizacji i remontu opracowany w 2007 roku przewidywał wzmocnienie poprzez wykonanie nakładek z blachy jedynie w najbardziej wytężonych przekrojach rozciąganych. Blacha miała być mocowana za pomocą śrub sprężających, w miejscu usuniętych uprzednio nitów.

Bardzo skomplikowana technologia wykonania zaprojektowanych wzmocnień (wymagającą roznitowywania istniejących przęseł i zamontowania stalowych nakładek), przy jednocześnie krótkim okresie realizacji, wymusiła na wykonawcy poszukiwanie innego rozwiązania. Ostatecznie zdecydowano się na zastosowanie węglowych taśm kompozytowych Sika CarboDur o grubości 1,4 mm i szerokościach 50 i 60 mm. Łącznie na całą konstrukcję użyto 3740 m taśm, co było wtedy rozwiązaniem nowatorskim w skali kraju. Taśmy były przyklejane do powierzchni wzmacnianych elementów, przy użyciu kleju strukturalnego Sikadur (rys. 1). Zostały one dodatkowo zabezpieczone warstwą ochronną kleju epoksydowego. Zastosowanie taśm węglowych na taką skalę pozwoliło na znaczne skrócenie czasu remontu obiektu mostowego i rezygnację z czaso- i energochłonnej technologii roznitowywania i mocowania nakładek stalowych. Ponadto wyeliminowano użycie ciężkiego sprzętu montażowego i ograniczono do niezbędnego minimum prace spawalnicze. Próbne obciążenie mostu, wykonane po zakończeniu prac modernizacyjnych, w pełni potwierdziło pozytywny efekt zastosowanego innowacyjnego rozwiązania materiałowego.

Rys. 1. Po lewej: widok mostu przez rzekę Wisłę w Chełmnie. Po prawej: dźwigary stalowe z przyklejonymi taśmami węglowymi

3. Estakada w Wyrzysku

Przedmiotowa estakada – wybudowana w 2009 roku – zlokalizowana jest na obwodnicy miasta Wyrzyska w ciągu drogi krajowej nr 10. Estakada ma 247 metrów długości i została zaprojektowana jako 5-przęsłowa stalowa skrzynka, zespolona z żelbetową płytą pomostu, o schemacie statycznym belki ciągłej. Największym wyzwaniem technicznym

tego przedsięwzięcia było zmontowanie stalowej skrzynkowej części, której najdłuższe przęsło (o rozpiętości 75 m) miało znajdować się na wysokości od 15 do 18 m n.p.t. [2]. Dodatkowym utrudnieniem były niekorzystne uwarunkowania terenowe, tj. bagienne podłoże, występowanie siedlisk chronionych ptaków i duża niedostępność terenu. Czynniki te uniemożliwiały wykonanie tymczasowych podpór pośrednich (w celu nasuwania podłużnego konstrukcji) lub montaż poszczególnych elementów bezpośrednio z żurawi samochodowych na rusztowania.

Z uwagi na powyższe utrudnienia techniczne i organizacyjne, firma GOTOWSKI opracowała innowacyjną technologię nasuwania podłużnego konstrukcji, zmontowanej uprzednio w całości za jednym z przyczółków. Do nasuwania konstrukcji użyto ciągnących pras przelotowych, z jednoczesnym wspomaganiem przy użyciu wantowego układu z wykorzystaniem przegubowego pylonu o wysokości 20 m (rys. 2). Zastosowana technologia umożliwiła przemieszczenie konstrukcji, o masie całkowitej 900 ton, po docelowych podporach (rozstaw maksymalny podpór wynosił 75 m). Wantowy układ wspomagający nasuwanie oraz zastosowane siłowniki o dużym skoku (zamontowane na czole konstrukcji), pozwoliły bezproblemowo umieścić konstrukcję na docelowym miejscu jej wbudowania.

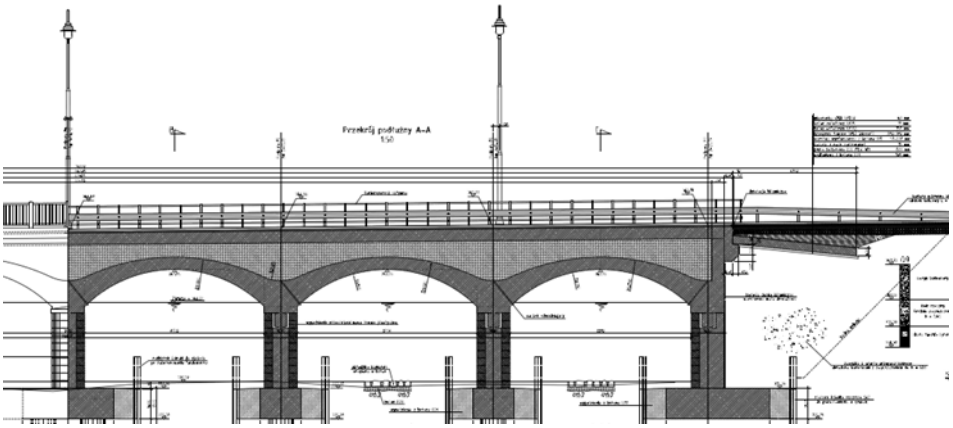
Opisana powyżej metoda, opracowana przez mgr inż. Włodzimierza Sokołowskiego (firma GOTOWSKI), została również z powodzeniem zastosowana podczas montażu stalowej, wielodźwigarowej konstrukcji estakady nad czynną linią kolejową, w ramach budowy Trasy W-Z w Bydgoszczy. Długość tej konstrukcji wynosiła 192 m, a maksymalna rozpiętość przęsła sięgała 72,5 m.

Rys. 2. Nasuwanie stalowej konstrukcji estakady zlokalizowanej na obwodnicy miasta Wyrzyska

4. Most w Jeleniej Górze

Most przez rzekę Bóbr jest jednym z pięciu obiektów mostowych, wybudowanych przez firmę GOTOWSKI, w ciągu południowej obwodnicy miasta Jelenia Góra. Nowy obiekt mostowy miał powstać w miejscu istniejącego żelbetowego mostu drogowego o konstrukcji łukowej. Istniejący most był pięcioprzęsłowy, o rozpiętościach wynoszących kolejno: 10,41 m, 10,33 m, 10,33 m, 10,33 m, 10,41 m. Konstrukcję nośną obiektu stanowiły monolityczne żelbetowe łuki, wsparte na masywnych podporach obmurowanych granitem.

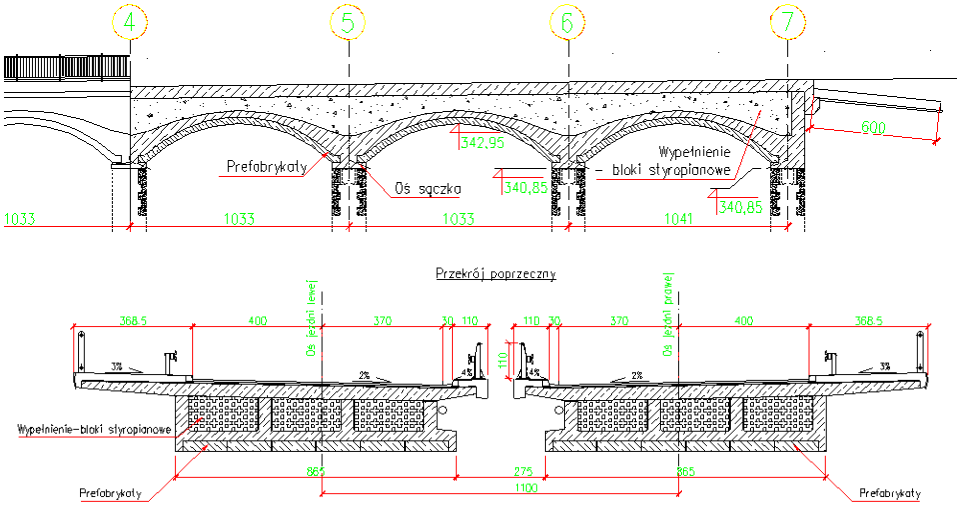
W projekcie budowlanym opracowanym w 2008 roku przez mgr inż. K. Kolasa [3] zaprojektowano całkowitą rozbiórkę istniejącego obiektu i wykonanie nowej konstrukcji. Z uwagi na zabytkowy charakter mostu (istniejące podpory pochodziły z osiemnastego wieku) należało zachować jego kształt i parametry, a wszystkie elementy kamienne uzyskane z rozbiórki ponownie wbudować w nową konstrukcję. Projekt budowlany zakładał budowę przęseł nowego mostu jako monolitycznych, wykonanych na miejscu przy użyciu rusztowań (rys. 3).



Rys. 3. Projekt przebudowy mostu nad rzeką Bóbr [3]

Należy w tym miejscu wspomnieć, że poziom wody w rzece Bóbr potrafi zmieniać się bardzo dynamicznie – w ciągu dnia nawet o kilkadziesiąt centymetrów. W ostatnich latach wartki nurt rzeki zabrał ze sobą niejedno rusztowanie. Po to, aby uniknąć katastrofy, a przy okazji usprawnić tempo pracy, mgr inż. Janusz Sochacki z Firmy GOTOWSKI opracował w roku 2011 technologię wykonania obiektu bez rusztowań [4]. W tym celu zaprojektowano prefabrykowane łupiny żelbetowe, pełniące funkcję deskowania traconego, opierane wprost na filarach mostu (rys. 4). Uciąglenie przęseł zapewniono poprzez zespolenie z warstwą nadbetonu, układanego w kolejnej fazie realizacji. Ponadto wypełnienie przestrzeni pomiędzy sklepieniem a płytą pomostu zmieniono z betonu keramzytowego (rozwiązanie przyjęte w projekcie budowlanym) na bloki styropianowe, stanowiące jednocześnie deskowanie spodu żelbetowej płyty pomostu. Dzięki temu zmniejszono również znacząco obciążenie działające na prefabrykowane łupiny. W celu zapewnienia niezmienności geometrycznej łupin oraz zmniejszenia ilości zbrojenia, zastosowano stalowe ściągi, demontowane po uzyskaniu przez beton wymaganej wytrzymałości.

Za tę realizację Firma GOTOWSKI otrzymała nagrodę w konkursie „Dzieło Mostowe Roku 2012" w kategorii „Rehabilitacja konstrukcji mostowej – obiekt, na którym wdrożono nowe technologie i innowacyjne rozwiązania konstrukcyjne oraz organizacyjne".



Rys. 4. Zmieniony projekt przebudowy mostu nad rzeką Bóbr, opracowany przez firmę „GOTOWSKI" [4]

5. Most Uniwersytecki w Bydgoszczy

Most w ciągu Trasy Uniwersyteckiej w Bydgoszczy zaprojektowany przez mgr inż. Tadeusza Stefanowskiego (Transprojekt Gdańsk), jest obiektem o charakterystycznej budowie i odbiega od tradycyjnych rozwiązań z zakresu budowli mostowych. Stalowy pomost z żelbetową płytą nośną jest podwieszony do stalowego pylonu za pomocą 16 want o zmiennej liczbie splotów (od 72 do 109) [5]. Pomost ma zmienną szerokość (od 20,10 m do 31,37 m) oraz kształt zakrzywiony zarówno w planie, jak i w profilu podłużnym. Pylon o wysokości 68,7 m jest wykonany z dwóch przenikających się części w kształcie greckich liter Λ i Ω (rys. 5). Przekroje poprzeczne obu części pylonu mają owalny, rurowy kształt, wykonany z blach giętych na zimno, o grubości 30-80 mm. Całość została podzielona na 154 segmenty montażowe o długości do 2,5 m, z uwagi na dostępne gabaryty handlowe blach.

Rys. 5. Widok ogólny konstrukcji mostu Uniwersyteckiego w Bydgoszczy

Montaż stalowej konstrukcji rozpoczął się od wykonania czterech startowych fragmentów pylonu, które stanowiły podstawę do realizacji obu górnych części. Odcinki startowe miały długość 10,5 m i były zabetonowane w blokach fundamentowych. Następnie pozostałe, dolne (prostoliniowe) segmenty pylonu były montowane sukcesywnie, jeden za drugim i scalane poprzez spawanie. Górne, krzywoliniowe fragmenty łączone były najpierw w wielkogabarytowe sekcje montażowe, a następnie montowane i również spawane. To właśnie ten etap był największym wyzwaniem technicznych ze względu na duże gabaryty i masy poszczególnych elementów (od 15 do 120 ton), skomplikowaną geometrię pylonu (odchylenie od pionu w dwóch płaszczyznach) oraz nietypowy przekrój poprzeczny. Projekt montażu, opracowany przez mgr inż. Włodzimierza Sokołowskiego (firma GOTOWSKI) wyeliminował konieczność stosowania przestrzennych rusztowań. Wykorzystano w tym celu stateczność własną pylonu i znaczną sztywność zastosowanych przekrojów rurowych i nielicznych płaskich stężeń kratowych (rys. 6). Przyjęty sposób montażu elementów pylonu, wymagał zastosowania urządzeń hydraulicznych SynHoist firmy Enerpac (rys. 6), służących do precyzyjnego, przestrzennego wspomagania pozycjonowania montowanych segmentów. Docelowe położenie podnoszonych elementów było konfigurowane za pomocą systemu czterech sterowanych, długoskokowych siłowników o udźwigu 87 ton każdy, zaczepionych na zawiesiach dźwigowych o stałej długości. Ten innowacyjny system montażu przynosi szczególne korzyści w przypadku montażu konstrukcji o skomplikowanym, przestrzennym kształcie.

Rys. 6. Budowa mostu Uniwersyteckiego w Bydgoszczy. Po lewej: tymczasowe stężenia kratowe. Po prawej: System wspomagania pozycjonowania SynHoist firmy Enerpac [6]

Newralgiczną operacją przy budowie pylonu, było spięcie obu części Λ i Ω odcinkami rur wzniesionymi na wysokość około 70 m n.p.t. (rys.7). Ostatnim etapem był montaż olinowania. Do tego etapu indywidualnie zaprojektowano i wybudowano wspornikowe pomosty balkonowe, usytuowane przy wlotach i wylotach rur montażowych oraz w miejscu styku scalonych elementów.

Rys. 7. Budowa mostu Uniwersyteckiego w Bydgoszczy - montaż segmentu zwieńczającego część pylonu w kształcie litery Ω

6. Podsumowanie

Zaprezentowane w pracy przykłady obrazują różnego typu innowacje, wprowadzone przez Firmę GOTOWSKI podczas realizacji obiektów mostowych: z jednej strony są to innowacje materiałowe i sprzętowe, z drugiej strony nowatorskie technologie montażu konstrukcji. Rozwiązania te przyniosły również zróżnicowane korzyści: od znacznego skrócenia czasu realizacji, poprzez zmniejszenie pracochłonności zadania inwestycyjnego, aż po umożliwienie wykonywania prac w trudnych warunkach terenowych. Warto również podkreślić, że innowacje nie zawsze wiążą się z konstrukcjami nowymi – w pracy zaprezentowano również przykład innowacyjnych rozwiązań w odniesieniu do konstrukcji zabytkowych.

Wszystkie przykłady zaprezentowane w publikacji obrazują również, jak ważna jest ścisła współpraca pomiędzy projektantem a wykonawcą przez cały okres realizacji obiektu mostowego. Dzięki temu możliwa jest analiza różnych technologii budowy i przyjęcie takiego rozwiązania, które gwarantuje w rezultacie sukces przedsięwzięcia inwestycyjnego.

Firma GOTOWSKI, mając doświadczoną kadrę kierowniczą i wielu młodych, dobrze wykształconych inżynierów, jest otwarta na wprowadzanie nowych innowacyjnych i efektywnych rozwiązań materiałowych, konstrukcyjnych i technologicznych. Szeroki dostęp do światowej literatury i najnowszego oprogramowania, pozwalają Firmie wprowadzać rozwiązania, umożliwiające stały postęp w realizowanych zadaniach inwestycyjnych. Polityka Firmy kładzie nacisk na wszechstronne szkolenie pracowników wszystkich szczebli, pozwalające na wprowadzenie i realizację nowych i bezpiecznych technologii.

Najnowsze technologie i rozwiązania konstrukcyjne wpływają na szybsze i bardziej ekonomiczne realizowanie przedsięwzięć budowlanych, a także na podnoszenie na coraz wyższy poziom bezpieczeństwa zatrudnionych pracowników. Bezpieczeństwo pracowni-

ków i bezpieczeństwo realizacji inwestycji jest jednym z najważniejszych celów działania firmy GOTOWSKI. W planach firmy jest nieustający trend do ciągłego podnoszenia efektywności realizacji przedsięwzięć budowlanych, poprzez wzrost świadomości technicznej pracowników i wprowadzanie innowacyjnych rozwiązań techniczno-organizacyjnych.

Literatura

1. Bartnikowski Z., 2007. Projekt budowlany remontu i wzmocnienia mostu przez rzekę Wisłę w ciągu drogi krajowej nr 1 Gdańsk – Cieszyn w km 143+450 w miejscowości Chełmno.
2. Doboszyński W., 2008. Projekt budowlany budowy Obwodnicy miasta Wyrzysk w ciągu drogi krajowej Nr 10 Piła – Bydgoszcz. Obiekt nr 2. Transprojekt Warszawa.
3. Kolasa K., 2008. Projekt budowlany przebudowy i rozbudowy dwujezdniowego mostu drogowego przez rzekę Bóbr w Jeleniej Górze.
4. Sochacki J., 2011. Projekt żelbetowej części przejazdowej mostu przez rzekę Bóbr w ciągu ul. Wincentego Pola w Jeleniej Górze. Firma GOTOWSKI Bydgoszcz.
5. Stefanowski T., 2010. Projekt budowlany budowy ulicy Ogińskiego w Bydgoszczy wraz z obiektami inżynierskimi i dojazdami. Transprojekt Gdańsk.
6. Sokołowski W., Sochacki J., Gotowski M., Chróścielewski J., Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł., Wilde K., 2015. Montaż Mostu Uniwersyteckiego w Bydgoszczy. Mosty 03, 24-28.

Innovative bridge technologies implemented by the Gotowski Company

Marek Gotowski[1], Janusz Sochacki[1], Włodzimierz Sokołowski[1], Magdalena Sosnowska[2]

[1]„GOTOWSKI" Communication and Industrial Architecture Sp. z o.o.
e-mail: marek.gotowski@gotowski.pl, sochacki.janusz@gotowski.pl, sokołowski.wlodzimierz@gotowski.pl

[2] Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, UTP University of Science and Technology in Bydgoszcz, e-mail: sosnowska.m@o2.pl

Abstract: The paper presents modern construction and technological solutions in the field of bridge construction on the example of "Gotowski" company. Specific issues have been presented as well as innovative ways to solve them. Innovative and effective solutions have been applied both in the implementation of modern bridge design, as well as in the modernization of existing buildings, including historic buildings. This way traditional, proven solutions have been combined with the latest trends in the field of bridge engineering.

Keywords: bridges, innovation, construction technology