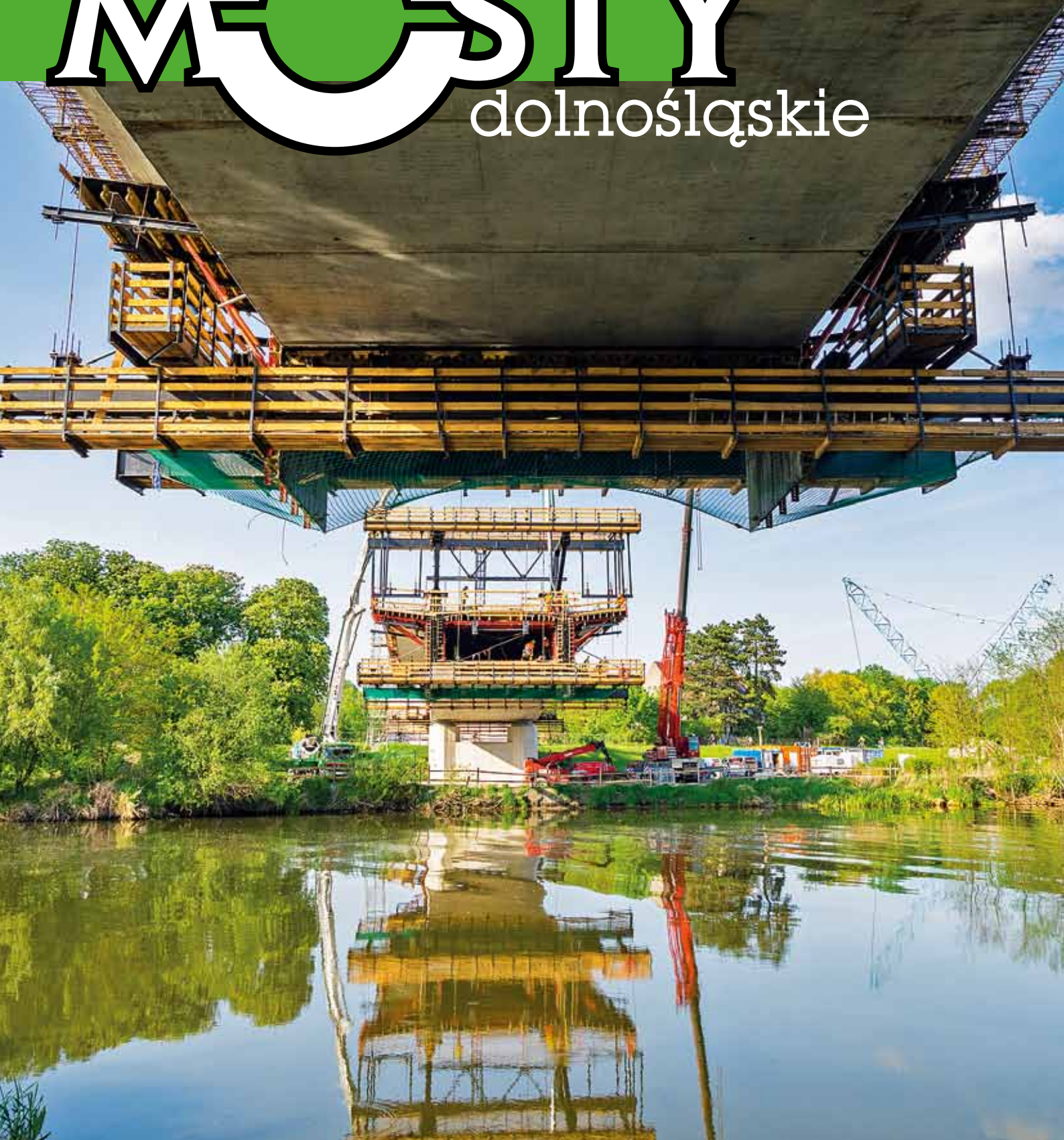


MOSTY

dolnośląskie



**BIULETYN
ZWIĄZKU MOSTOWCÓW RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ
ODDZIAŁ DOLNOŚLĄSKI 18/2022**

www.zmrpod.pl

[STRONA GŁÓWNA](#)[O ZWIĄZKU](#)[DZIAŁALNOŚĆ ZWIĄZKU](#)[KONTAKT](#)

SEKCJA MŁODYCH
MOSTOWCÓW



ZWIĄZEK MOSTOWCÓW RZECZYPOSPOLITEJ ODDZIAŁ DOLNOŚLĄSKI

[DOŁĄCZ DO NAS](#)



TARCPOL



KELLER

NOWAK
MOSTY

PBW
INŻYNIERIA



MOSTY DOLNOŚLĄSKIE

...zawsze na czasie

ZWIĄZEK MOSTOWCÓW
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ
ODDZIAŁ DOLNOŚLĄSKI



Siedziba Zarządu
Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej Oddział Dolnośląski
ul. Stanisławowska 27
54-611 Wrocław

Kontakt:
e-mail: zmrpod@wp.pl

www.zmrpod.pl



ZWIĄZEK MOSTOWCÓW
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ
POLISH SOCIETY OF BRIDGE ENGINEERS
Collective Member of
International Association for Bridge and Structural Engineering
03-301 Warszawa, ul. Jagiellońska 80 www.ibdim.edu.pl/zmrp



Biuletyn

Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej

Oddział Dolnośląski 18/2022

ZWIĄZEK MOSTOWCÓW
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ
ODDZIAŁ DOLNOŚLĄSKI

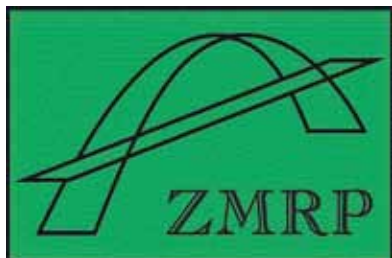
ul. Stanisławowska 27, 54-611 Wrocław
NIP 676-21-05-367; REGON 631522589
PKO S.A. nr 68 1240 6814 1111 0000 4937 2700

Pionierska inicjatywa w Związku Mostowców – „Sekcja Młodych Mostowców” ZMRP Oddział Dolnośląski	2
Seminarium WROCŁAWSKIE DNI MOSTOWE, Bezpieczeństwo budowli mostowych, 25–26 listopada 2021	3
Projekt mostu kolejowego na rzece Bug z dwiema prestiżowymi nagrodami	7
Śp. Sławomir Biegański - wspomnienie	8
BPK Mosty – Kalendarium 30 lat projektowania na rzecz infrastruktury komunikacyjnej	9
Analiza dynamiczna i zmęczeniowa mostu kolejowego – Marcin Sęk	14
Budowa mostów w ciągu Alei Wielkiej Wyspy we Wrocławiu	20
BANIMEX – buduje Aleje Wielkiej Wyspy we Wrocławiu	24
TBM-Systems Technologia Budowy Mostów Alei Wielkiej Wyspy	26
Problemy eksploatacyjne jazu Rędzin na Odrze, projekt remontu zabytkowego obiektu	28
„Modernizacja stopnia wodnego Rędzin na rzece Odrze w km 260,7 - przystosowanie Odrzańskiej Drogi Wodnej do III kl.	34
Naviga-Stal – budownictwo hydrotechniczne	38
Budowa Mostów Bolesława Chrobrego okiem projektanta drogowego	40
Budowa nowych Mostów Chrobrego. Raport z placu budowy - maj 2022	44
BETARD – mocny partner w budownictwie	45
„Sherwin-Williams – mosty jak malowane”	46
Budowa autostrady A18 Olszyna - Golnice, zadanie 2 - budowa górnych przejść dla zwierząt z prefabrykowanych belek korytkowych	48
TARCOPOL – poliuretanowe urządzenia dylatacyjne	51
Beton Trasy Nowohuckiej - Chryso	52
Jotun – światowy lider na rynku powłok antykorozyjnych i farb	60
Ochrona katodowa stali zbrojeniowej na przykładzie remontu wiaduktu M.04 nad aleją Prymasa Tysiąclecia w Warszawie	62
KEIM – farby na zawsze	66
Remont kratowego mostu drogowego nad rzeką Odrą w Cigacicach	67
Zbrojenie rozproszone FORTA-FERRO® w budownictwie komunikacyjnym w Stanach Zjednoczonych – przykłady	74
DWD – Nowoczesne Technologie Mostowe	77
Projekt i budowa obiektu inżynierskiego w km 41+351 linii kolejowej LK116	78
COLVER – beton jak nowy	83
Od Mostów Milenijnych do Alei Wielkiej Wyspy – kompleksowa obsługa geodezyjna realizacji inwestycji”	84
Naprawa i ochrona elementów żelbetowych w technologii StoCretec. Stare i nowe obiekty mostowe	86
AP-CHEMIE – systemy naprawy betonu	89
Metoda betonowania wspornikowego ustrojów nośnych w technologii PERI	90
JUCHA – Polski beton w najwyższej formie	100
Remont zabytkowego mostu Zwierzynieckiego we Wrocławiu - PROBUDOWA	102
COLVER – systemy naprawcze betonu	103
DOKA – Wiemy, jak wspierać różne sektory budownictwa	104
DROMOSTOR – w branży inżynierii budowlanej	106
DWD – Wyposażenie obiektów mostowych	108
AP-CHEMIE – Profesjonalna chemia budowlana	109
TVD0IIB – Internetowa telewizja inżynierów budownictwa	110



PIONIERSKA INICJATYWA W ZWIĄZKU MOSTOWCÓW – „SEKcja MŁODYCH MOSTOWCÓW” ZMRP ODDZIAŁ DOLNOŚLĄSKI

dr inż. Paweł Hawryszków – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego,
Związek Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej, Oddział Dolnośląski
dr inż. Marcin Sęk – Związek Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej, Oddział Dolnośląski



Rys. 1. Loga „Sekcji Młodych Mostowców” ZMRP OD oraz Koła Naukowego „Młodzi Mostowcy PWR”



Rys. 2. Koło Naukowe „Młodzi Mostowcy PWR” w trakcie spotkania z przedstawicielami Zarządu Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej Oddział Dolnośląski w 2017 r.



Rys. 3. Podpisanie porozumienia w sprawie powołania Sekcji Młodych Mostowców ZMRP OD w 2018 r. (od prawej: dr inż. Leszek Budy – Skarbnik ZMRP OD, dr inż. Marcin Sęk – Przewodniczący ZMRP OD, dr inż. Paweł Hawryszków – Wiceprzewodniczący ZMRP OD oraz Opiekun Koła Naukowego, mgr inż. Krzysztof Galik – Przewodniczący „Sekcji Młodych Mostowców”)

Od czterech lat, na mocy porozumienia, podpisanego dnia 21 marca 2018 r. przez Opiekuna Koła Naukowego „Młodzi Mostowcy PWR”, dr inż. Pawła Hawryszków oraz Przewodniczącego Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej Oddział Dolnośląski, dr inż. Marcina Sęka powołano „Sekcję Młodych Mostowców” (rys. 1) działającą przy Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej Oddział Dolnośląski (ZMRP OD) i wywodzącą się z członków Koła Naukowego „Młodzi Mostowcy PWR” (rys. 2). Pomysłodawcą powołania „Sekcji Młodych Mostowców” ZMRP OD był dr inż. Paweł Hawryszków. Inicjatywa ta spotkała się z zainteresowaniem w Oddziale Dolnośląskim Związku Mostowców, a współopiekunami Sekcji zostali autorzy niniejszego artykułu (rys. 3).

Głównymi celami podjętej inicjatywy było otoczenie Koła Naukowego stałym patronatem ZMRP OD i stworzenie platformy ułatwiającej młodym inżynierom rozpoczęcie pracy zawodowej, zapewnienie opieki merytorycznej i doradczej w kwestiach zawodowych, zainteresowanie młodzieży inicjatywami Związku, transfer młodych adeptów inżynierii mostowej do środowiska mostowców oraz promowanie działalności studenckiej w tym środowisku.

Wspólnie określono fundamentalne cele współpracy oraz rozwiązania organizacyjne:

1. „Sekcja Młodych Mostowców” będzie tworzona przez członków Koła Naukowego;
2. Zarząd Sekcji będzie wywodził się z absolwentów specjalności Inżynieria Mostowa, członków Koła Na-

ukowego, którzy przystąpili do ZMRP OD;

3. Sekcja uzyska możliwość udziału w wydarzeniach organizowanych przez ZMRP OD i promowania działalności Koła Naukowego (np. konkursów mostowych, szkoleń i innych) przez ZMRP OD (np. przez źródła internetowe oraz biuletyn „Mosty Dolnośląskie”);
4. ZMRP OD uzyska możliwość wsparcia prowadzonej działalności (np. pomoc przy organizowanych szkoleniach, Rejsie Mostowca i innych) przez Sekcję.

Ogólną ideą przedsięwzięcia było wybudowanie niematerialnego mostu pomiędzy środowiskiem młodzieży akademickiej Politechniki Wrocławskiej a Związkiem Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej. Przyczółki stanowią Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego oraz Oddział Dolnośląski Związku Mostowców, instytucjonalnie oparte na stabilnych i solidnych fundamentach. Pomost łączący te przyczółki tworzą Koło Naukowe „Młodzi Mostowcy PWR” oraz „Sekcja Młodych Mostowców” ZMRP OD.

Inicjatywa ta jest pionierska w skali kraju, wspólnie promowana i rozwijana. Do najnowszych osiągnięć należy udział Sekcji w stworzeniu „Strefy Młodych Mostowców” na nowej i długo wyczekiwanej stronie internetowej ZMRP OD oraz od 2021 r. współorganizowanie wykładów branżowych w ramach programu edukacyjnego „Builder for the Young Engineers” (rys. 4), prowadzonym przez czasopismo „Builder” we współpracy m.in. z Wydziałem Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.



Rys. 4. Baner promujący wykład firmy NOWAK-MOSTY, zrealizowany zdalnie na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego w ramach programu edukacyjnego „Builder for the Young Engineers” w 2021 r.

SEMINARIUM WROCŁAWSKIE DNI MOSTOWE BEZPIECZEŃSTWO BUDOWLI MOSTOWYCH, 25–26 LISTOPADA 2021

prof. dr hab. inż. Jan BILISZCZUK – Politechnika Wrocławska,
dr inż. Jerzy ONYSYK – Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW

Rok 2020 postawił nas przed trudnym wyzwaniem ekonomicznym, socjalnym, społecznym i kulturowym. Szalejący na całym świecie wirus SARS-COV-2 spowodował, że planowana na listopad kolejna edycja Seminarium Naukowo-Technicznego Wrocławskie Dni Mostowe musiała być odwołana i dopiero w roku 2021 Organizator zdecydował się na zaplanowanie wydarzenia przy zachowaniu szczególnych reżimów sanitarnych.

Szesnasta edycja Seminarium Naukowo-Technicznego Wrocławskie Dni Mostowe (WDM) odbyła się tradycyjnie we Wrocławiu w dniach 25–26 listopada 2021 poprzedzona w dniu 24 listopada 2021 warsztatami *Problemy prawno-projektowe rehabilitacji starych mostów kolejowych*. Z uwagi na panującą światową pandemię obrady zostały przeniesione do wrocławskich hoteli, gdzie Organizatorzy mogli zapewnić Uczestnikom wydarzenia większy komfort przestrzeni.

Seminarium miało charakter imprezy krajowej z uczestnikami z zagranicy – zaproszeni prelegenci z Francji, Luksemburga i Niemiec. Obrady były prowadzone w języku polskim i angielskim bez tłumaczeń symultanicznych. Formuła ta sprawdza się ponieważ język angielski stał się już powszechnym, drugim językiem wśród polskich inżynierów.

Jak już wspomniano obrady odbyły się w dwóch blokach: 24 listopada 2021 roku *WorkShop Problemy prawno-projektowe rehabilitacji starych mostów kolejowych* oraz 25–26 listopada 2021 roku obrady WDM *Bezpieczeństwo budowli mostowych*.

W ostatnich latach zdarzyło się na świecie kilka głośnych katastrof mostów eksploatowanych często od kilkudziesięciu lat. W wyniku tych katastrof zginęło kilkadziesiąt osób. Te tragiczne zdarzenia zwróciły uwagę wielu rządów na problem właściwego utrzymania bądź jego braku istniejącej infrastruktury komunikacyjnej. Problem ten dotyczy również naszego kraju, gdyż w ostatnich latach zanotowaliśmy kilka spektakularnych awarii mostów, które miały miejsce już po kilku latach od oddania obiektu do użytku. Jest to niepokojący sygnał, gdyż świadczy on o niewystarczającej kontroli projektów kierowanych do realizacji oraz niedostatecznej jakości wykonywanych prac budowlanych.

Te przesłanki spowodowały, aby kolejne obrady seminarium poświęcić problematyce bezpieczeństwa budowli mostowych.

Patronat nad seminarium objęli:

- » JM Rektor Politechniki Wrocławskiej prof. dr hab. inż. Arkadiusz WÓJS,
- » Przewodniczący Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa mgr inż. Janusz SZCZEPAŃSKI,
- » Przewodniczący Stowarzyszenia Producentów Cementu Krzysztof KIERES,
- » Przewodniczący Związku Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej dr hab. inż. Arkadiusz MADAJ, prof. uczelni,
- » Dyrektor Generalny Polskiej Izby Konstrukcji Stalowych mgr inż. Karol HEIDRICH.
- » Organizatorami seminarium byli:
- » Katedra Dróg, Mostów, Kolei i Lotnictwa Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej,
- » Polish Group of the International Association for Bridges and Structural Engineering,
- » Dolnośląska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa,
- » Związek Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej.

Na Seminarium przygotowano 31 referatów, które opublikowano w materiałach konferencyjnych wydanych przez Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Publikacja formatu B5 zawiera 507 stron i została wydrukowana w kolorze. Dodatkowo Uczestnicy Seminarium otrzymali monografię autorstwa profesora Wojciecha Radomskiego

go – *Katastrofy mostów*, wydaną w ramach Wrocławskiej Serii Wydawniczej Inżynierii Mostowej (Tom 13).

Obrady seminarium zostały przeprowadzone w 5 sesjach tematycznych, które poprzedziła sesja otwarcia.

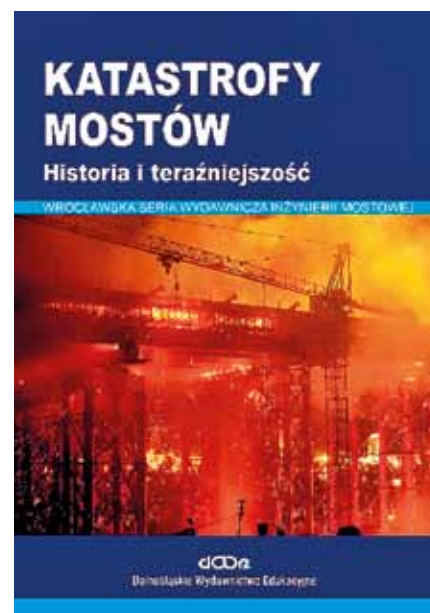
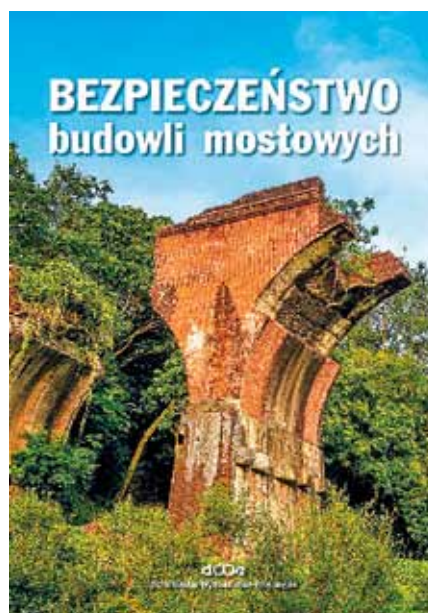
W sesji otwarcia, po powitaniu Uczestników, przedstawione zostały dwa referaty okolicznościowe:

- » Jan BIEN: 75 lat zespołu mostowego Politechniki Wrocławskiej,
- » Dariusz IWAN: 25 lat AARSLEFF w Polsce, oraz już po raz trzynasty Redakcja czasopisma MOSTY wręczyła nagrodę im. Maksymiliana Wolffa (tab. 1) w czterech kategoriach.

Następnie rozpoczęły się obrady merytoryczne. W sesji I, sesji specjalnej przedstawiono trzy referaty kluczowe:

- » Michel VIRLOGEUX: Design for structural safety,
- » Jerzy BĄK, Krzysztof GREJ, Krzysztof PUJANOWSKI, Radosław OLESZEK: Wpływ procedur i narzędzi stosowanych przy projektowaniu mostów na bezpieczeństwo ich konstrukcji,
- » Jan PIEKARSKI, Tomasz JENDERNAŁ: Wybrane aspekty bezpieczeństwa konstrukcji sprężonych kablami zewnętrznymi w świetle zaleceń biuletynu 97 fib.

Na zakończenie sesji gościnnie zostały wręczone Nagrody Mostowe Dzieło Roku przyznawane przez Związek Mostowców RP.



Okladka materiałów seminaryjnych *Bezpieczeństwo budowli mostowych* oraz okładka monografii profesora Wojciecha Radomskiego *Katastrofy mostów*

Tablica 1. Zestawienie nagrodzonych i wyróżnionych obiektów inżynierskich w XIII edycji Konkursu im. Maksymiliana Wolffa

KATEGORIA	NAGRODA GŁÓWNA
zrealizowany projekt mostu drogowego lub kolejowego (rozpiętość przęsła < 70 m)	 Estakada drogowa ES-02 w ciągu drogi ekspresowej nr 7 w km 629+786,58 (jezdnia prawa) i w km 629 + 794,46 (jezdnia lewa) zgłoszenie: Mota-Engil Central Europe
zrealizowany projekt dużego mostu drogowego lub kolejowego (rozpiętość przęsła > 70 m)	 Most Południowy im. Anny Jagiellonki nad rzeką Wisłą w Warszawie w ciągu drogi ekspresowej S2 (Południowa Obwodnica Warszawy) zgłoszenie: Egis International
zrealizowany projekt kładki dla pieszych	 Kładka dla pieszych i rowerzystów na Jeziorze Kórnickim w ramach inwestycji „Budowa promenady spacerowej wzdłuż brzegu Jeziora Kórnickiego wraz z infrastrukturą techniczną – etap III” zgłoszenie: SMP Projektanci
zrealizowana renowacja już istniejącego obiektu inżynierskiego	 Most kolejowy przez rz. San w km. 97+074 linii kolejowej nr 68 Lublin – Stalowa Kępa Rzeszycka zgłoszenie: Transprojekt Gdański, Intop Warszawa
	 Wyróżnienie otrzymał projekt ogólnodostępnej kładki dla pieszych łączącej północny cypel Wyspy Spichrzów z długim pobrzeżem zgłoszenie: Europrojekt Gdańsk



Prezydium otwarcia Seminarium Naukowo-Technicznego Wrocławskie Dni Mostowe 2021



Laureaci XIII edycji Konkursu im. Maksymiliana Wolffa



Jubileusz 25-lecia firmy AARSLEFF





Gość specjalny obrad Seminarium Naukowo-Technicznego Wrocławskie Dni Mostowe 2021 – Michel Virlogeux, Francja



Prelegenci i Uczestnicy w kuluarach

W dalszej części obrad wykłady toczyły się w następujących sesjach tematycznych:

- » SESJA II. Wytyczne projektowania,
- » SESJA III. Utrzymanie mostów podwieszonych,

Obrady tej sesji toczyły się gorącej oraz emocjonującej atmosferze, a dotyczyły problemu naprawy mostu w Bydgoszczy. Z uwagi na ważność problematyki zostały wygłoszone tylko referaty: Krzysztof ŻÓŁTOWSKI, Mikołaj BIN CZYK, Przemysław KALITOWSKI: Most Uniwersytecki w Bydgoszczy. Teoretyczne podstawy decyzji o wyłączeniu obiektu z ruchu; Krzysztof WILDE, Jacek CHRÓŚCIELEWSKI, Mikołaj MIŚKIEWICZ, Łukasz PYRZOWSKI, Bartosz SOBCZYK: Most Uniwersytecki w Bydgoszczy – zaawansowane studium stref zakotwienia systemu podwieszenia w pomoście; Jan BILISZCZUK, Maciej KOŻUCH, Wojciech LORENC, Jerzy ONYSYK, Łukasz SKRĘTKOWICZ, Mariusz SUŁKOWSKI, Marco TEICHGRAEBER: Projekt wzmocnienia węzłów zakotwienia want w moście Uniwersyteckim w Bydgoszczy. Konkluzja z przeprowadzonej dyskusji jest następująca: projekty nietypowych mostów muszą przed skierowaniem do realizacji być sprawdzone przez niezależne od projektanta i wykonawcy biuro projektowe.

- » SESJA IV. Diagnostyka i utrzymanie,
- » SESJA V. Teoria i badania.

Tematyka warsztatów dotycząca rehabilitacji starych mostów kolejowych wzbudziła duże zainteresowanie z uwagi na brak w Polsce klarownych wytycznych dotyczących wykorzystania przedmiotowych obiektów. W ramach warsztatów przedstawiono 6 wykładów:

- » Przemysław DOMINAS: Zabytkowe mosty kolejowe na Śląsku
- » Maciej KOŻUCH: Problematyka przyjmowania obciążeń przy sprawdzaniu nośności prześle istniejących mostów kolejowych na tle przepisów polskich i niemieckich
- » Michał MAJKA: Wyzwania i szanse związane z modernizacją historycznych kolejowych obiektów inżynierijnych – doświadczenia irlandzkie
- » Dariusz SOBALA: Doświadczenia w zakresie wykorzystania starych fundamentów/podpór obiektów kolejowych do budowy nowych mostów na przykładzie realizacji kontraktu „Prace na linii kolejowej E 30 na odcinku Kraków Główny Towarowy – Rudzice wraz z dobudową torów linii aglomeracyjnej”
- » Jerzy BROŚ: Techniczne możliwości i prawne uwarunkowania dostosowania istniejących, stalowych mostów kolejowych do obecnych wymogów eksploatacyjnych

» Tomasz SIWOWSKI: Ocena przydatności do rehabilitacji starych mostów kolejowych – studia przypadków

Wymienione wyżej wykłady obejmowały duży obszar przedmiotowej problematyki i stanowiły ważny materiał do opracowania polskich wytycznych dotyczących zasad postępowania przy określeniu nośności i rehabilitacji starych mostów kolejowych.

Na podstawie przeprowadzonych obrad i intensywnej, merytorycznej dyskusji oraz listów od Uczestników nadesłanych po Seminarium sformułowano następujące wnioski końcowe:

- a. Instytucje państwowe i samorządowe muszą zwiększyć swoją aktywność w zakresie kontroli innowacyjnych, nietypowych projektów mostów kierowanych do realizacji. Takie projekty muszą być obligatoryjnie sprawdzane przez kompetentne, niezależne biura projektów lub jednostki naukowe.
- b. Należy zwrócić większą uwagę na jakość – w zakresie przygotowania merytorycznego – kadry nadzoru inwestorskiego i inspektorów mostowych. Częste awarie lub uszkodzenia nowych mostów są tu niepokojącym sygnałem.
- c. Nietypowe obiekty mostowe (mosty podwieszane i wiszące) muszą mieć indywidualne instrukcje przeglądów. Inspekcje takich obiektów muszą być wykonywane przez specjalistyczne zespoły.
- d. Należy dokonać przeglądu stosowanych obecnie rozwiązań konstrukcyjnych pod kątem jakości ich wykonania, np. stosowane kable zewnętrzne w skrzynkowych mostach sprężonych muszą być łatwo wymienne.
- e. Niezbędne jest opracowanie instrukcji na temat sprawdzania nośności i zasad rehabilitacji starych mostów kolejowych.

Organizatorzy, pomimo niesprzyjających warunków pandemicznych, bardzo dziękują za liczne i aktywne uczestnictwo w sesjach Seminarium, a Sponsorom za wsparcie finansowe, bez którego organizowane wydarzenia nie mogłoby się odbyć w takiej formule jakie miało miejsce w listopadzie tego roku.

Już dziś pragniemy Państwa zaprosić na kolejną edycję Seminarium Naukowo-Technicznego Wrocławskie Dni Mostowe, które planujemy w terminie 23–25 listopada 2022 roku pod roboczym hasłem: *Wyzwania współczesnego mostownictwa*.



PROJEKT MOSTU KOLEJOWEGO NA RZECIE BUG Z DWIEMA PRESTIŻOWYMI NAGRODAMI



Most stanowi przeprawę prowadzącą linię kolejową nr6 Warszawa – Białystok (E75 / Rail Baltica) przez rzekę Bug, zlokalizowaną w pobliżu stacji kolejowej Małkinia. Obiekt został zaprojektowany w latach 2014 – 2016 przez Biuro Projektowo – Konsultingowe BPK MOSTY S.C. we współpracy z biurem wiodącym SYSTRA S.A.

W roku 2020 most zdobył dwie prestiżowe nagrody:

- » nagrodę główną w „XII Konkursie Mostowym Im. Maksymiliana Wolfa” w kategorii „Realizacja projektu mostu drogowego lub kolejowego (rozpiętość przęsła < 70m)”,
- » nagrodę główną w kategorii Projektant w konkursie „Inżynier Roku”, organizowanym przez Dolnośląską Okręgową Izbę Inżynierów Budownictwa.

Most został zaprojektowany przez zespół pod kierownictwem mgr. inż. Jerzego Brosia, w składzie: mgr inż. Grzegorz Sierka, mgr inż. Paweł Sobczak, mgr inż. Bartosz Plaszczyk oraz mgr inż. Adrian Droszczak.



ŚP. SŁAWOMIR BIEGAŃSKI



Dnia 20 kwietnia 2022 roku po krótkiej i ciężkiej chorobie zmarł we Wrocławiu w wieku 80 lat mgr inż. Sławomir Biegański, znany i ceniony inżynier mostownictwa, doświadczony projektant, wieloletni Kierownik Pracowni Mostów Biura Projektów Kolejowych we Wrocławiu, wieloletni Prezes Biura Projektowo-Konsultingowego BPK Mosty s.c., Człowiek prawy i szlachetny, zawsze pogodny, zawsze życzliwy i pomocny, zawsze potrafiący znaleźć czas dla innych, nasz nieodżałowany Kolega i wspaniały Przyjaciel.

Sławomir Biegański urodził się w Białymstoku dnia 30 października 1941 r. Tam spędził trudne lata wojenne, tam też, po wojnie, uczęszczał do Technikum Budowlanego, które ukończył w 1959 r. zdaniem egzaminu maturalnego. W tym samym roku w październiku podejmuje studia na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, które kończy w czerwcu 1964 r. uzyskując dyplom magistra inżyniera budownictwa ze specjalnością budowy mostów.

Bezpośrednio po studiach podejmuje pracę w PKP (DOKP Wrocław) na stanowisku inspektora mostowego i inspektora nadzoru inwestorskiego, a od 1968 r. rozpoczyna pracę w Pracowni Mostowej Biura Projektów Kolejowych z siedzibą przy Alei Wiśniowej we Wrocławiu – Pracowni Mostowej skupiającej pod nadzorem jej twórcy i kierownika Jędrzeja Wysokowskiego wybitnych wrocławskich projektantów mostowych: Jana Podemskiego, Eugeniusza Dmochowskiego, Grzegorza Andrulewicza, Józefa Karpa, Longina Staszewicza, Czesława Klubę i oczywiście Sławomira Biegańskiego.

W Biurze Projektów Kolejowych Sławomir Biegański, zdobywając doświadczenie w pracy projektowej, przechodzi wszystkie szczeble kariery zawodowej, by w końcu w 1984 r. przejąć po Janie Podemskim kierownictwo Pracowni Mostowej, którą kierować będzie do końca działalności biura.

W okresie tym bierze między innymi udział przy opracowaniu projektów dla powstającego Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego, za które prace zostaje nagrodzony Złotą Odznaką Budowniczego Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego. Opracowany wspólnie z Eugeniuszem Dmochowskim i Jó-

zefem Karpem projekt mostu drogowego przez Wisłę w ciągu Trasy Toruńskiej w Warszawie zostaje w 1975 r. uhonorowany przyznaniem II miejsca w konkursie na projekt przeprawy. W 1980 r. projekt bliźniaczego mostu Grunwaldzkiego przez Odrę we Wrocławiu, autorstwa inżynierów Sławomira Biegańskiego i Eugeniusza Dmochowskiego zdobywa I nagrodę zespołową. Za swoje zasługi dla regionu zostaje również uhonorowany Złotą Odznaką „Zasłużony dla województwa i miasta Wrocławia”.

Jako Projektant realizuje szereg znaczących dokumentacji projektowych m.in. wrocławskich wiaduktów kolejowych nad ul. Powstańców Śl., ul. Bardzką, ul. Racławicką, wiaduktu w Zdzeszowicach, mostów i wiaduktów na linii Opole – Jelcz – Wrocław, pod Jego kierunkiem powstają projekty mostowe w ramach kompleksowych modernizacji elektryfikowanych linii kolejowych Dolnego Śląska.

W latach 1973-1974 kończy we Wrocławiu Studium Podyplomowe w zakresie budownictwa mostowego. W latach 1981-1984 przebywa na kontrakcie w Libii w charakterze Rezydenta Grupy Consultingowej WADeco z Warszawy, nadzorując inwestycje budownictwa kubaturowego i użytkowego. W 1990 r. pracuje na kontrakcie w Niemczech Zachodnich, jako Kierownik Pracowni, opracowującej projekty wykonawcze stalowych konstrukcji przemysłowych.

Kolejny punkt zwrotny kariery zawodowej Sławomira Biegańskiego przypada na lata transformacji ustrojowej, kiedy to w czerwcu 1992 r., w wyniku prywatyzacji Pracowni Mostowej Biura Projektów Kolejowych we Wrocławiu, tworzy wspólnie z Jerzym Brosiem i Romanem Höffnerem (zmarłym dnia 22.03.2021 r.) Biuro Projektowo-Konsultingowe BPK Mosty s.c. Początkowo firma działa w składzie trzech udziałowców, później, w 2008 r., odchodzi z niej Roman Höffner, zakładając własną firmę projektową (wyspecjalizowaną m. in. w nietypowych rozwiązaniach konstrukcji wsporczych sieci trakcyjnej), współpracującą zresztą dalej ściśle z BPK Mosty s.c.

Biuro specjalizuje się w projektowaniu mostów, przy czym, pozostając wierne swoim korzeniom, szczególnie nacisk kładzie na obiekty kolejowe.

W tym okresie działalności Sławomir Biegański wraz z zespołem tworzy wiele udanych i znaczących projektów, w tym m.in. estakady drogowej „Klecińska” w ciągu Obwodnicy Śródmiejskiej we Wrocławiu, wiaduktów drogowych w ciągu ul. Lotniczej we Wrocławiu, drogowych obiektów mostowych przy nowobudowanym stadionie miejskim we Wrocławiu, obiektów mostowych Wschodniej Obwodnicy Wrocławia Bielany

– Łany – Długoleka, mostu Piastowskiego nad rzeką Odrą w Opolu, wiaduktu w ciągu ul. Ozimskiej w Opolu, obiektów mostowych na modernizowanych liniach kolejowych E59 Wrocław – Poznań, E30 Tarnów – Dębica, E75 Sadowne – Czyżew, E30 Kraków Gł. – Rudzice. Jest autorem i współautorem wielu przeglądów specjalnych, orzeczeń i ekspertyz technicznych, bierze czynny udział w badaniach poligonowych próbnych obciążeń mostów i wiaduktów kolejowych, w ramach procedur ich przekazania do eksploatacji.

Sławomir Biegański był aktywnym członkiem stowarzyszeń zawodowych, w tym Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji (Rzeczoznawca SITK), Izby Projektowania Budowlanego, Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa, a przede wszystkim Związku Mostowców RP, w ramach którego pełnił funkcję wiceprzewodniczącego Oddziału Dolnośląskiego, był współautorem szeregu rozwiązań patentowych oraz laureatem konkursów dla projektów m.in. kładek Bielańskiej i Piaszkowej we Wrocławiu, czy obwodnicy Wałbrzycha.

Sławomir Biegański był Człowiekiem dobrym, pogodnym, życzliwym i otwartym na innych, potrafiącym zawsze znaleźć dla nich czas, wsłuchać się w ich potrzeby i jeśli widział, że może to być konieczne, samorzutnie oferować im pomoc, czasami wręcz wymuszając jej przyjęcie. Był również wzorem pracodawcy: sprawiedliwym, potrafiącym stworzyć w firmie prawdziwie rodzinną i przyjacielską atmosferę, starającym się oferować, zwłaszcza młodym, stawiającym pierwsze kroki w projektowaniu i zdobywającym dopiero doświadczenie zawodowe pracownikom, warunki do rozwoju i uzyskania uprawnień budowlanych. Umiał przy tym, gdy zaszła taka potrzeba pomóc lub wytłumaczyć bardziej złożone problemy.

Jego pasją były podróże i zwiedzanie świata. Praktycznie wszystkie okresy urlopowe i wolne od pracy chwile przeznaczał na realizację tej wspaniałej pasji. Drugim zajęciem, które uwielbiał, któremu poświęcał sporo czasu i dzięki któremu mógł prawie do końca – pomimo dość zaawansowanego wieku – cieszyć się dobrym zdrowiem, była aktywność fizyczna, na którym to polu mógł zawstydzić niejedną, dużo młodszą osobę. Do końca, do ostatnich dni pozostawał też aktywny zawodowo. Odszedł w wieku 80 lat pozostawiając pogrążoną w smutku Rodzinę oraz liczne grono przyjaciół i współpracowników. Spoczął na cmentarzu parafialnym Św. Rodziny przy ul. Smętnej na wrocławskim Sępolnie.

Żegnaj Sławku,

będzie nam Ciebie bardzo brakowało!



BPK MOSTY

KALENDARIUM 30 LAT PROJEKTOWANIA NA RZECZ INFRASTRUKTURY KOMUNIKACYJNEJ



1951-2001

18 listopada 1951 r. we Wrocławiu rozpoczęła działalność Samodzielna Pracownia Terenowa CBSiPBK Warszawa. Z dniem 01 lipca 1957 r. Pracownia wchodzi w skład wrocławskiego Biura Projektów Budownictwa Komunikacyjnego. Na mocy zarządzenia Ministra

Komunikacji z dnia 01 kwietnia 1961 r. ze struktur BPBK zostaje wyodrębnione samodzielne Biuro Projektów Kolejowych PKP. Biuro koncentruje się na projektach odbudowy i modernizacji infrastruktury technicznej PKP (DOKP). Stały rozwój biura umożliwił realizację wielu projektów komunikacyjnych na rzecz przemysłu, prac studialnych dla węzłów kolejowych oraz kompleksowych ZTE i projektów dla elektryfikacji szeregu linii kolejowych na Dolnym Śląsku. Jako BPK Wrocław Przedsiębiorstwo Projektowo – Wdrożeniowe, biuro zakończyło działalność w roku 2001.

1992

26 czerwca 1992 r. Sławomir Biegański, Roman Höffner i Jerzy Broś zakładają spółkę cywilną pod firmą **Biuro Projektowo-Konsultingowe BPK Mosty s.c.**



1997



Linia kolejowa nr 277 (C-E30) Opole Groszowice- Wrocław Brochów, most kolejowy w km 81,192 (rz. Oława)

1998



Estakada nad linią kolejową Wrocław - Jelenia Góra, w ciągu ul. Klecińskiej we Wrocławiu.

1999



Most drogowy nad budowlą zrzutową zbiornika Kozielno (L = 116,44m)

2001



Konkurs dla projektu kładek dla pieszych w obrębie Ostrów Tumski - Wyspy - Ogród Botaniczny we Wrocławiu.

2003



Przebudowa mostu Piastowskiego przez rzekę Odrę w ciągu ul. Katedralnej w Opolu

2003



DK nr12, przebudowa wiaduktu im. Gen. Grota Roweckiego w Lesznie (estakady L=2x485,50+2x125,75m, długość obiektu L=1222,50m)

2004



Budowa wiaduktu drogowego w ciągu ulicy Ozimskiej w Opolu (nad linią PKP).

2004



Przebudowa drogi krajowej nr 94, ul. Lotnicza we Wrocławiu

2006



Budowa drogi łączącej autostradę A-4 z Portem Lotniczym (Oś Inkubacji) we Wrocławiu

2006



Linia kolejowa nr 271 (E59) na odc. W-w Grabiszyn - gr. woj. dłś. od km 1,700 do km 59,697. Projekt 113 obiektów mostowych, w tym m.in. wiadukt nad ul. Grabiszyńską Lt=57,200m (łuki Langer); most rz. Odra Lt=62,00+68,00m (kratownica ciągła).

2008



Linia kolejowa nr 271 (E59) na odcinku gr. woj. dłś. - Czempin od km 59,693 do km 131,080. Projekt 112 obiektów mostowych.

2008



Wschodnia Obwodnica Wrocławia. Budowa drogi wojewódzkiej Bielany - Łany - Długoleka, etap IV - odc. od DK nr 94 do DW nr 455.

2008



Śródmiejska Trasa Południowa Wrocław (Koncepcja Projektowo-Przestrzenna)

2011



Linia kolejowa nr 91 (E30/C-E30) na odcinku Tarnów - Czarna Tarn. od km 80,200 do km 98,400. Projekt 82 obiektów mostowych (32 kolejowe / 50 drogowy). FIDIC żółty.

2013



Projekt ochrony przeciwpowodziowej w dorzeczu Odry. Modernizacja WWWW. Odcinek: przelew Odra Widawa do mostu kol. (ul. Krzywoustego). Projekt 3 mostów drogowych i 1 mostu kolejowego Bank Światowy.

2013



Projekt ochrony przeciwpowodziowej w dorzeczu Odry. Modernizacja WWWW. Odcinek: rzeka Widawa od mostu kol. (ul. Krzywoustego) do ujścia do Odry. Projekt 3 mostów drogowych. Bank Światowy.

2013



Linia kolejowa nr 6 (E75) na odcinku Sadowne - Czyżew od km 71,800 do km 107,260. Projekt 21 obiektów mostowych, w tym m.in. most w km 84+548 (rz. Bug) L=5x60,00=300,00m (łuki Langer). FIDIC czerwony / żółty.

2013



Linia kolejowa nr 91 (E30) na odc. Kraków Gł. Towarowy - Rudzice wraz z dobudową torów linii aglomeracyjnej. Projekt Budowlany 53 obiektów mostowych, w tym m.in. 2 mosty w km 1+853 (rz. Wisła) / Lt=2x37,25+74,40+2x37,25m (łuki Langer'a)

2015



Budowa obwodnicy osiedla Leśnica od ul. Średzkiej do ul. Granicznej we Wrocławiu.

2015



Most na linii kolejowej nr 203 Kietz (DE) – Kostrzyn (PL), rz. Odra, Kostrzyn. Konkurs Deutsche Bahn AG.

2016



Budowa trasy tramwajowej wzdłuż ulic Popowickiej - Starogrobłowej - Długiej we Wrocławiu wraz z przebudową wiaduktu nad ul. Długą i mostu Dmowskiego nad rz. Odrą Pd.

2017



Linie kolejowe nr 140, 148, 157, 159, 173, 689, 691 na odcinku Chybie - Żory - Rybnik - Nędza / Turze. Projekt 15 obiektów mostowych. FIDIC żółty.

2017



Projekt ochrony przeciwpowodziowej w dorzeczu Odry. Most drogowy w km 514,1 rz. Odry w Krośnie Odrzańskim. Lt = 47,01+69,52+47,01m, L = 166,50m. Bank Światowy.

2017



Projekt ochrony przeciwpowodziowej w dorzeczu Odry - most kolejowy w km 733,7 rz. Regalicy w Szczecinie Podjuchy. Lt = 81,00+114,00+81,00m, L = 277,90m. Bank Światowy.

2017



Linia kolejowa E65 na odcinku Będzin - Katowice - Szopienice Pd. Lot A1. Projekt 20 obiektów mostowych.

2017



Budowa Osi Zachodniej we Wrocławiu w ciągu drogi krajowej nr 94. Wiadukt w ciągu al. Stabłowickiej w km 1+303. Lt = 20,90+18,41+27,41+24,41+24,41+26,90m, L = 143,34m

2017



Linia kolejowa nr 91 (E30) na odcinku Kraków Gł. Towarowy - Rudzice wraz z dobudową torów linii aglomeracyjnej. Projekt Wykonawczy wybranych obiektów. FIDIC żółty.

2017



Linia kolejowa nr 138 na odc. Katowice – p.odg. Szabelnia – Mysłowice (st. Mysłowice). Projekt 16 obiektów mostowych



2017



Linia kolejowa nr 136 (E30) na odcinku Kędzierzyn Koźle - Opole Zachodnie od km -0+206 do km 37+511. Most w km 2+528 nad kanałem Gliwickim, Lt = 14,20+25,00+26,30+14,20m, L = 80,97m, FIDIC żółty.

2017



Linia kolejowa nr 132 (E30) na odcinku Opole Groszowice - Opole Zachodnie od km 97+210 do km 101+100. Most w km 100+106, Lt = 36,30+102,40+36,30m, L = 179,00m

2018



Linia kolejowa nr 143 na odc. Kluczbork - Oleśnica - Wrocław Mikołajów od km 117,780 do km 161,100. Projekt 72 obiektów mostowych.

2018



Budowa obwodnicy osiedla Leśnica od ul. Średzkiej do ul. Granicznej we Wrocławiu. FIDIC żółty.

2019



Linia kolejowa nr 12 (C-E20) Skierniewice - Łuków od km -0+407 do km 161+160. Most w km 75+909. Lt = 99,40+127,80+4x99,40m, L = 630,50m. Projekt 99 obiektów mostowych.

2019



Linia kolejowa nr 203 Tczew - Kostrzyn - Kietz, most w km 341,872 / wiadukt w km 342,175. Bank Światowy.

2020



Linia kolejowa nr 277 (C-E30) na odcinku Opole Groszowice - Jelcz - Wrocław Brochów od km -1,261 do km 85+576. Most w km 76+208, Lt = 82,50+82,50+120,00+82,50+82,50m, L = 456,00m. Projekt 161 obiektów mostowych.

2021



Linia kolejowa nr 131 na odcinku Nakło Śląskie - Kalina od km 29,000 do km 66,800. Projekt 56 obiektów mostowych.

2022



Linia kolejowa nr 273 (C-E59), szlak Księginice - Brzeg Dolny, most w km 28,297 (rz. Odra). Lt = 2x36,45+74,50+6x35,45m, L = 377,03m

2022



22 marca 2021 r. zmarł Roman Höffner

20 kwietnia 2022 r. zmarł Sławomir Biegański

01 kwietnia 2022 r. BPK Mosty spółka cywilna została przekształcona w BPK Mosty spółka z o.o.



**BIURO PROJEKTOWO-KONSULTINGOWE
BPK MOSTY SPÓŁKA Z O.O.**

FIDIC (Czerwona i Żółta Książka) / Bank Światowy

Orzeczenia, Ekspertyzy, Koncepcje, Studia Wykonalności,
Projekty Budowlane i Wykonawcze, Materiały Przetargowe,
Projekty Warsztatowe i Technologiczne, Optymalizacje



Mosty dużych rozpiętości kolejowe i drogowe:

LK 143 rz. Odra (Stara), Wrocław (m. Warszawski)

Wrocław, ul. Dmowskiego, rz. Odra (Południowa)

LK 273 (C-E 59) rz. Regalica, Szczecin Podjuchy

LK 271 (E 59) rz. Odra, Wrocław (m. Poznański)

LK 277 (C-E 30) jezioro Panieńskie, Kotowice

LK 143 rz. Odra (Południowa), Wrocław

LK 136 kanał Gliwicki, Kędzierzyn-Koźle

LK 12 (C-E 20) rz. Wisła, Góra Kalwaria

LK 277 (C-E 30) rz. Odra, Czernica Wr.

LK 273 (C-E 59) rz. Odra, Brzeg Dolny

DK 29 rz. Odra, Krosno Odrzańskie

LK 91 (E 30) rz. Wisła, Kraków

LK 132 (E 30) rz. Odra, Opole

LK 6 (E 75) rz. Bug, Małkinia

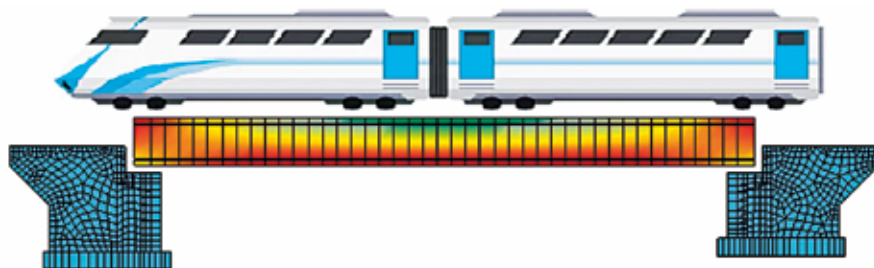


Projektujemy obiekty
mostowe
infrastruktury
komunikacyjnej
od **30 lat**

Rok założenia
1992

ANALIZA DYNAMICZNA I ZMĘCZENIOWA MOSTU KOLEJOWEGO

dr inż. Marcin Sęk – Przewodniczący ZMRP OD



Streszczenie: Przedstawiony artykuł jest pierwszym z cyklu planowanych przez autora opracowań, poświęconych problematyce obecnie projektowanych inwestycji kolejowych w Polsce, na duże prędkości do 350 km/h. W artykule zaprezentowano przykład obiektu mostowego, dla którego pomimo braku konieczności przeprowadzania zaawansowanych analiz dynamicznych oraz zmęczeniowych, w świetle przepisów normowych, zalecane jest przeprowadzenie takich obliczeń, gdyż decydują one ostatecznie o stanie projektowym i wyężeniu konstrukcji.

1. WPROWADZENIE

Zgodnie z nowelizacją przepisów obiekty inżynierijne należy projektować na podstawie systemu norm PN-EN. W stosunku do poprzednich zasad, aktualne przepisy, standardy kolejowe i normy PN-EN rozszerzyły zakres analiz obliczeniowych na etapie projektowania konstrukcji o zagadnienia dynamiczne. Obecnie, pierwszym etapem analizy dynamicznej jest rozwiązanie problemu własnego, tj. wyznaczenie dominujących

częstotliwości i form drgań własnych konstrukcji (teoretyczna analiza modalna). W oparciu o te wielkości określa się zakres i dokładność kompleksowej analizy dynamicznej. W normie PN-EN 1991-2 zamieszczono graficzny algorytm postępowania określający czy wymagana jest zaawansowana analiza czasowa (wyznaczenie odpowiedzi konstrukcji np. poprzez numeryczne całkowanie równań ruchu). Dla typowych, nieskomplikowanych, jednoprzęsłowych obiektów mostowych obciążonych pociągami poruszającymi się z prędkościami do 200 km/h analiza dynamiczna w zasadzie polega na rozwiązaniu zagadnienia własnego i określeniu pierwszych częstotliwości i form własnych konstrukcji oraz określeniu odpowiedniej wartości współczynnika dynamicznego. W przypadku prędkości $v > 200$ km/h taka analiza jest obligatoryjna.

2. PRZEDMIOT ARTYKUŁU

Przedmiotem artykułu jest analiza obliczeniowa w zakresie dynamiki nowego mostu kolejowego zaprojektowanego na jednej z linii kolejowej na terenie wo-

jewództwa śląskiego. W miejscu istniejącego obiektu po jego rozbiórce zaprojektowano jednotorowy most kolejowy jednoprzęsłowy o konstrukcji belkowej dwudźwigarowej z betonu sprężonego o rozpiętości teoretycznej $L_t = 45,5$ m. Obiekt zaprojektowano zgodnie z normą PN-EN 1991-2 przez zastosowanie modelu obciążenia LM71 i SW/2. Przyjęto współczynnik klasyfikacji obciążeń $\alpha_k = 1,21$. Analiza obliczeniowa została przeprowadzona dla maksymalnej prędkości $v_{max} = 160$ km/h. Zgodnie z postępującą modernizacją linii kolejowych w Polsce, obiekt w przyszłości powinien przenosić obciążenia dla maksymalnej prędkości $v_{max} = 200$ km/h. W świetle zatem przepisów należy przeprowadzić obliczenia dynamiczne obiektu w zakresie co najmniej analizy modalnej. W konsekwencji przewidziano następujące kroki obliczeniowe w zakresie podstawowej analizy dynamicznej:

- » analizę modalną, której celem jest określenie częstotliwości i odpowiadających im form drgań własnych,
- » sprawdzenie konieczności wykonania zaawansowanej analizy dynamicznej zgodnie z pkt. 6.4.4 normy PN-EN 1991-2,
- » sprawdzenie komfortu podróży,
- » wyznaczenie prędkości rezonansowych wg równania 6.9 normy PN-EN 1991-2.

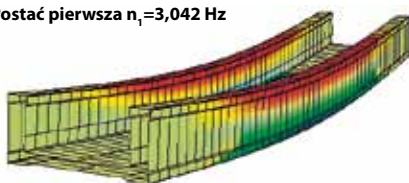
3. ANALIZA MODALNA

Teoretyczną analizę modalną, której celem jest określenie częstotliwości i odpowiadających im form drgań własnych konstrukcji mostu kolejowego wykonano w środowisku MES programu Sofistik. W zagadnieniach drgań własnych nie występują wymuszenia zewnętrzne. Wektor obciążeń przyjmuje wartość zerową i pomija się tłumienie. Zgodnie z zasadą siły bezwładności uwzględnia się jako część sił masowych. W obliczeniach drgań własnych uwzględniono ciężar elementów niekonstrukcyjnych (wyposażenie – podsyłka tłucznio- wa, podkłady, szyny) dokonując konwersji obciążeń powierzchniowych na równoważne masy węzłowe. Na podstawie wykonanego modelu obliczeniowego dla mostu kolejowego wyznaczono podstawowe częstotliwości i odpowiadające im formy drgań własnych. Wizualizacje postaci własnych i wartości częstotliwości przedstawiono na rysunku nr 1.

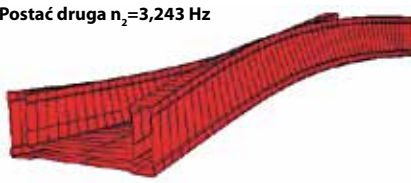
4. OKREŚLENIE ZAKRESU WYMAGANEJ ANALIZY DYNAMICZNEJ

Zgodnie z pkt. 6.4.4 normy PN-EN 1991-2 wymagania dotyczące określenia, czy zaawansowana analiza dynamiczna tzn. wyznaczenie odpowiedzi konstrukcji np. poprzez numeryczne całkowanie równań ruchu, jest wymagana określono na podstawie algorytmu podanego na rysunku normy PN-EN. Poniżej przedstawio-

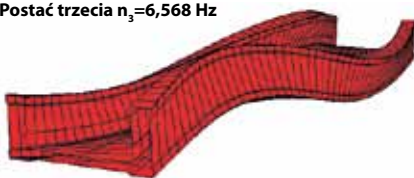
Postać pierwsza $n_1 = 3,042$ Hz



Postać druga $n_2 = 3,243$ Hz



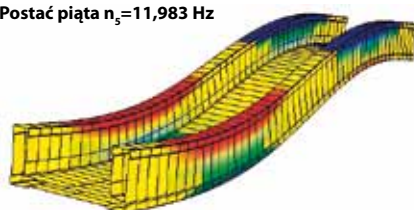
Postać trzecia $n_3 = 6,568$ Hz



Postać czwarta $n_4 = 9,881$ Hz



Postać piąta $n_5 = 11,983$ Hz



Postać szósta $n_6 = 13,201$ Hz



Rys.1. Formy własne i częstotliwości rozpatrywanego mostu kolejowego

no algorytm zgodny z normą PN-EN służący do analizy dla rozpatrywanego obiektu.

Zakres dopuszczalnych częstotliwości, przy których nie jest wymagana zaawansowana analiza czasowa określono zgodnie z wytycznymi normowymi:

» górna granica częstotliwości n_{og} będąca wynikiem nadwyżek dynamicznych uwzględniających nierówności toru:

$n_{og} = 94,76 \times L^{-0,748}$, gdzie L – rozpiętość przęsła wolnopodpartego

» dolna granica częstotliwości n_{od} będąca wynikiem nadwyżek dynamicznych uwzględniających dynamiczne oddziaływanie taboru:

$$n_{od} = 80 / L \quad 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$n_{od} = 23,58 \times L^{-0,592} \quad 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}.$$

Rysunek nr 3 przedstawia graficzną interpretację zakresu dolnej i górnej częstotliwości giętych drgań własnych w zależności od rozpiętości obiektu inżyneryjnego.

Zgodnie z powyższym należy sprawdzić czy pierwsze częstotliwości gięte drgań własnych rozpatrywanego mostu kolejowego mieszczą się w granicach określonych przez dolną i górną granicę częstotliwości. Sprawdzenie to wykonano i przedstawiono poniżej w postaci tabelarycznej. Na tej podstawie określono konieczność lub brak konieczności wykonania zaawansowanej analizy dynamicznej co jest zgodne z zapisami normy PN-EN 1991-2 w punkcie 6.4.4.

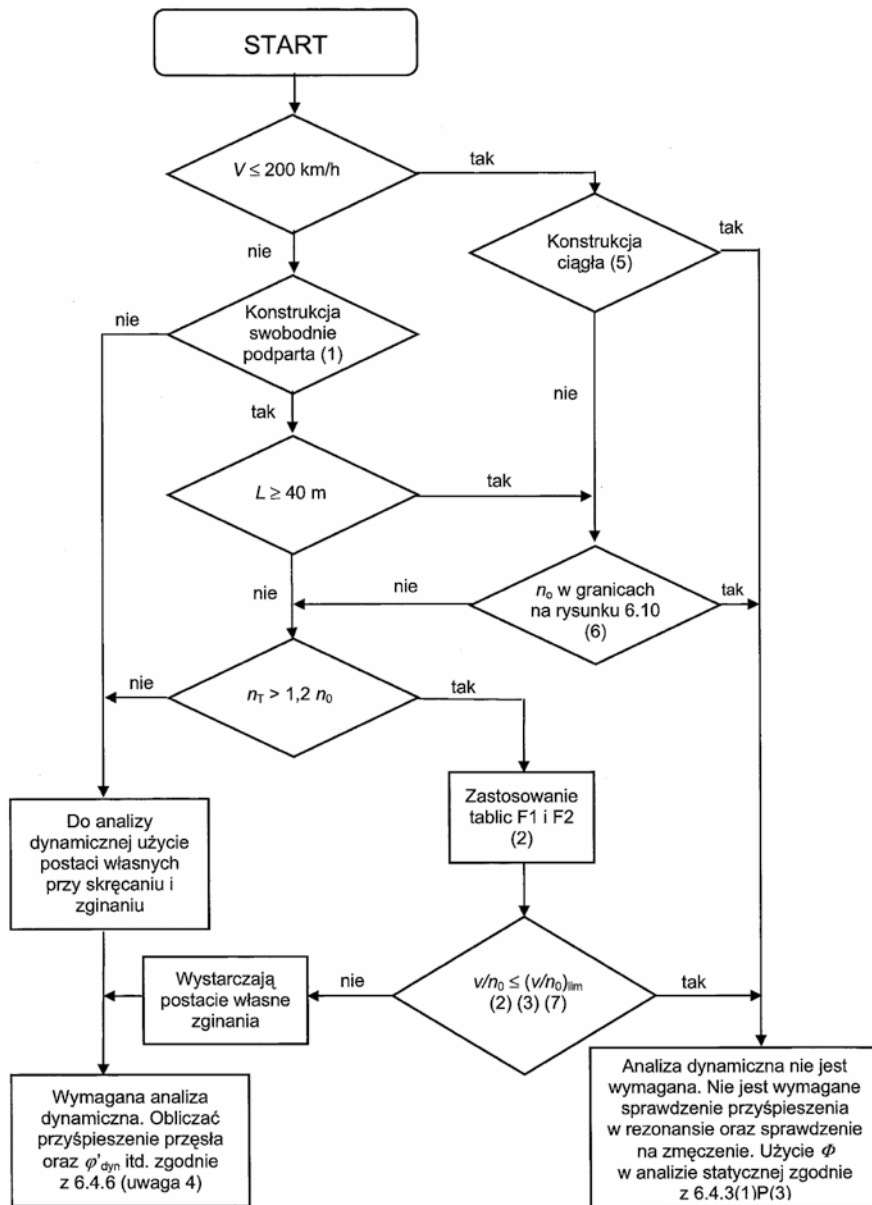
Analiza otrzymanych pierwszych giętych częstotliwości własnych dla rozpatrywanego obiektu inżyneryjnego wskazuje, że nie ma konieczności przeprowadzania zaawansowanych obliczeń numerycznych, polegających na całkowaniu równań ruchu. Wobec spełnienia powyższego formalnego warunku po obiekcie może odbywać się ruch pociągów z prędkości maksymalnej do $v_{max}=200$ km/h.

5. SPRAWDZENIE KOMFORTU PODRÓŻNYCH

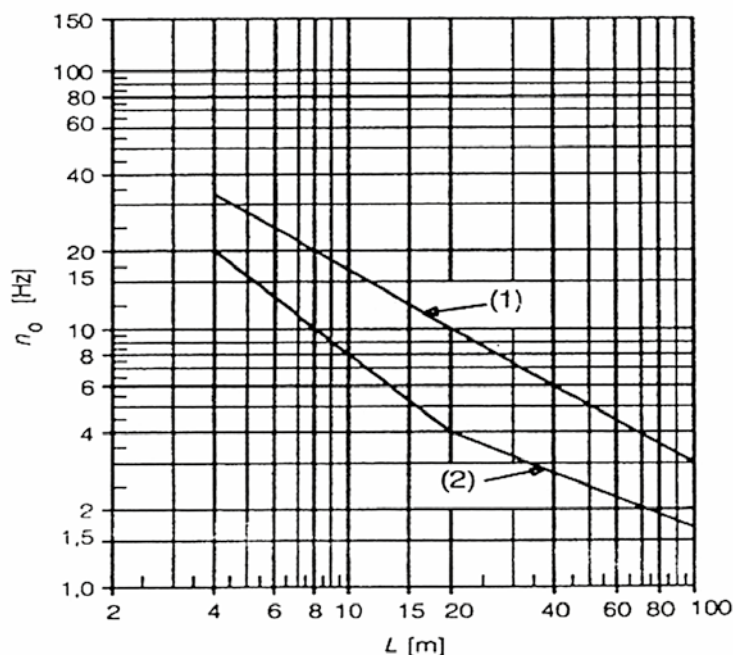
Zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1990 komfort pasażerów zależy od przyspieszenia pionowego b_v wewnątrz pojazdu. Zgodnie z przywołaną normą należy wyróżnić następujące zalecane poziomy komfortu i odpowiadające im graniczne wartości przyspieszeń b_v w pudłach wagonów, przy czym $b_v=1,0$ m/s² – bardzo dobry poziom komfortu, $b_v=1,3$ m/s² – dobry poziom komfortu oraz $b_v=2,0$ m/s² – dostateczny poziom komfortu. Przyspieszenie b_v wewnątrz pojazdu może być określone dwoma metodami:

» na podstawie dynamicznej analizy czasowej (całkowanie równań ruchu) współdziałania pociągu o resorowanych zawieszeniach z konstrukcją mostu i z uwzględnieniem parametrów lepko – sprężystych torowiska, przy czym ten typ analizy wymaga zaawansowanych procedur numerycznych i znajomości rodzaju taboru przewidzianego na danym odcinku linii kolejowej oraz charakterystyk sprężysto – tłumiących zawieszenia pociągów i torowiska,

» na podstawie obliczeń z wykorzystaniem ograniczeń ugięć pionowych przęsła u_{zmax} , wywołanych statycznym modelem obciążenia kolejowego LM-71 według PN-EN 1991-2 mnożonym przez współczynnik



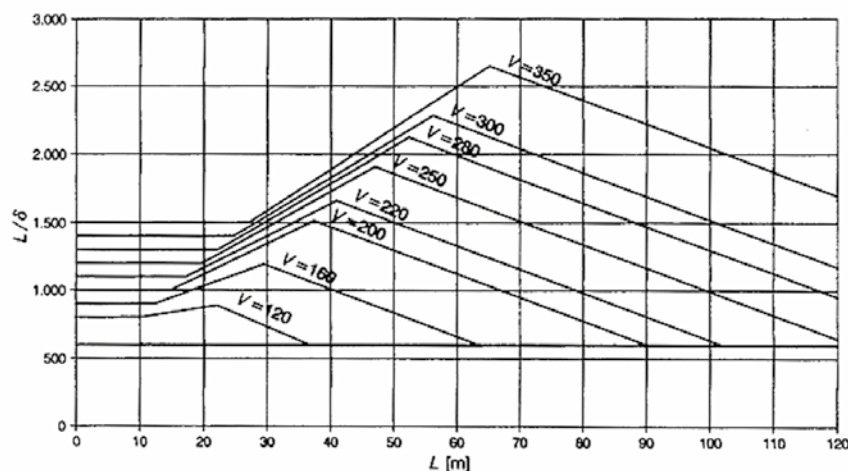
Rys.2. Określenie czy wymagana jest zaawansowana analiza dynamiczna konstrukcji (analiza czasowa – całkowanie równań ruchu) oraz obliczenia zmęczenia



Rys.3. Granica górna (1) i dolna (2) częstotliwości giętych drgań własnych w funkcji rozpiętości L

Tab.1. Wyniki analizy modalnej dla mostu kolejowego

Nr	Nazwa obiektu	Oznaczenie obiektu	Rozpiętość obiektu L [m]	Pierwsza częstość własna n [Hz]	Dolna granica n0d [Hz]	Górna granica n0g [Hz]	KONIECZNOŚĆ ZAAWANSOWANEJ ANALIZY DYNAMICZNEJ
1	Most kolejowy	MK	45,5	n1=3,042 n2=3,243	2,460	5,450	NIE

Rys.4. Zależność ugięcia dopuszczalnego δ_{dop} , będącego funkcją prędkości ruchu pociągów v , schematu statycznego i rozpiętości przęseł L

dynamiczny ϕ oraz współczynnik sklasyfikowanego obciążenia pionowego $\alpha_k=1,0$, przy czym ugięcia dopuszczalne δ_{dop} , będące funkcją prędkości ruchu pociągów v , schematu statycznego i rozpiętości przęseł obiektów, określa się na podstawie poniższego nomogramu normowego.

Wartości L/δ przedstawione na rysunku powyżej do-

tyczą szeregu belek swobodnie podpartych, z co najmniej 3 przęsłami. W przypadku pojedynczego przęsła wartość L/δ odczytane z powyższego nomogramu należy mnożyć przez 0,7, ale tylko przy $L/\delta > 600$.

Na rysunku nr 5 przedstawiono wartość ugięcia ustroju nośnego u_z wywołanego modelem obciążenia statycznego LM71 x ϕ x α_k .

Rys.5. Ugięcie ustroju nośnego mostu kolejowego od obciążenia statycznego LM71 x ϕ x α_k w [mm]

Tab.2. Sprawdzenie komfortu podróży

Nr	Nazwa obiektu	Oznaczenie obiektu	Rozpiętość obiektu L [m]	Ugięcie pionowe u_z [mm] od LM71* ϕ * α_k	Stosunek L/δ wg nomogramu	Ugięcie dopuszczalne δ_{dop} [mm] dla $v=200$ km/h	Spełnienie warunku dla bardzo dobrego komfortu podróży $u_z < \delta_{dop}$
1	Most kolejowy	MK	45,5	8,95	1400	22,75	TAK

Tab.3. Prędkości rezonansowe dla mostu przy różnych pociągach typu HSLM-A

Nr	Typ pociągu HSLM-A	Pierwsza częstość własna n_1 [Hz]	Długość fali wzbudzenia l_1 [m]	Prędkość rezonansowa v_1 [m/s]	Prędkość rezonansowa v_1 [km/h]
1	A1	$n_1=3,042$	18	54,76	197,12
2	A2		19	57,80	208,07
3	A3		20	60,84	219,02
4	A4		21	63,88	229,98
5	A5		22	66,92	240,93
6	A6		23	69,97	251,88
7	A7		24	73,01	262,83
8	A8		25	76,05	273,78
9	A9		26	79,09	284,73
10	A10		27	82,13	295,68

Ugięcia statyczne wywołane modelem obciążenia LM71* ϕ * α_k zapewniają spełnienie normowego warunku ugięć dopuszczalnych δ_{dop} dla $v=200$ km/h dla bardzo dobrego komfortu podróży przy $b_v=1,0$ m/s² zgodnie z PN-EN 1990.

Wobec powyższego należy stwierdzić, że rozpatrywany most kolejowy spełnia wymogi stawiane w normach PN-EN kolejowym obiektom mostowym w zakresie obciążeń dynamicznych i nie jest wymagana zaawansowana analiza czasowa z użyciem modeli pociągów szybkojeźdźczych HSLM oraz analiza zmęczeniowa. Spełniony jest również warunek dla bardzo dobrego komfortu podróży. Na tym etapie można stwierdzić, że dla prędkości pociągów do $v_{max}=200$ km/h wystarczająca jest uproszczona analiza dynamiczna polegająca na zastosowaniu współczynnika dynamicznego do obciążeń statycznych. Poniżej zostanie przedstawione, że w niektórych przypadkach podejście to może być nie do końca prawidłowe i mimo spełnienia wymogów normowych i formalnych co do braku konieczności przeprowadzania zaawansowanej analizy dynamicznej, ze względu na wyższe wyzwanie konstrukcyjne oraz zjawisko pojawienia się rezonansu, taką analizę należy wykonać.

6. WYZNACZENIE PRĘDKOŚCI REZONANSOWYCH

W przypadku mostów swobodnie podpartych, które mogą być modelowane w postaci belek prostych o schemacie statycznie wyznaczalnym, prędkości rezonansowe można określić wg poniższej formuły.

$v_1 = n_0 \times l_1$, oraz $40 \text{ m/s} \leq v_1 \leq$ maksymalna prędkość obliczeniowa

gdzie:

v_1 – prędkość rezonansowa [m/s],

n_0 – pierwsza częstość drgań własnych konstrukcji [Hz],

l_1 – główna długość fali częstości wzbudzenia [m].

W tabeli nr 3 przedstawiono wyznaczenie prędkości rezonansowych dla rozpatrywanego mostu dla różnych pociągów szybkojeźdźczych HSLM od A1 do A10. Zgodnie z przedstawionymi wynikami w tabeli 3 należy stwierdzić, że tylko dla pociągu HSLM A1 prędkość rezonansowa wynosi $v = 197,12$ km/h i jest ona mniejsza od prędkości $v_{max}=200$ km/h. Oznacza to, że pociągi o charakterystyce i parametrach jak pociąg wzorcowy A1 z dużym prawdopodobieństwem spowodują pracę rezonansową konstrukcji mostowej przy prędkości $v < 200$ km/h. Należy zatem przeprowadzić zaawansowane obliczenia dynamiczne oraz zmęczeniowe, aby poznać rzeczywistą odpowiedź konstrukcji w przypadku oddziaływania takiego obciążenia, mimo spełnienia wcześniejszego kryterium normowego o braku konieczności takiej analizy.

ANALIZA DYNAMICZNA

Konstrukcje przystosowane do dużych prędkości powinny cechować się małą wrażliwością dynamiczną w celu zapewnienia bezpieczeństwa i komfortu. Efekty dynamiczne obciążenia wyznacza się na drodze analiz przejazdu obciążenia po konstrukcji obiektu. Zgodnie z PN-EN analizy te należy prowadzić dla

pociągów rzeczywistych przewidzianych do ruchu na danej magistrali oraz pociągów zastępczych HSLM. W obydwu przypadkach pomija się efekty współdziałania mas pojazdu i konstrukcji przęsła, przyjmując obciążenie w postaci strumieni sił skupionych. Na cele artykułu analizę dynamiczną przeprowadzono w oparciu o zastępczy model HSLM-A (typy od A1 do A10). Uwzględniono prędkości ruchu w zakresie 160 – 350 km/h co 10 km/h. Z powodu dużej liczby obliczeń – 20 prędkości każdego z 10 typów pociągów (każdy z przejazdów trwa $4.5 \div 10$ s, krok czasowy $t = 0.01$ s) – przedstawiono wybrane wyniki obliczeniowe ważne z punktu widzenia rozpatrywanego problemu. Szacunkowa wartość tłumienia konstrukcyjnego została dobrana zgodnie z zaleceniami zawartymi w PN-EN. Na rysunkach 6 – 10 pokazano wybrane przebiegi przemieszczeń oraz przyspieszeń pionowych środka przęsła w wyniku przejazdu pociągu szybkiego HSLM A1 z prędkościami odpowiednio 160; 197,12; 250; 300 oraz 350 km/h.

Z przeprowadzonej analizy wynikają następujące wnioski.

- » Prędkością rezonansową dla mostu kolejowego w przypadku pociągu HSLM A1 jest to prędkość $v_r = 197,12$ km/h co potwierdziły obliczenia i wyniki analizy dynamicznej.
- » Wartości przemieszczeń dynamicznych dla prędkości rezonansowej $v_r = 197,12$ km/h są ponad dwukrotnie większe niż w przypadku pozostałych prędkości tj. 160, 250, 300 oraz 350 km/h. Nie są jednak większe od wartości efektu statycznego $LM71 \times \varphi$.



» Wykonane obliczenia dynamiczne odpowiedzi konstrukcji wykazały, że w ustroju nośnym wraz ze zbliżeniem do prędkości rezonansowej momenty wzrosły ponad dwukrotnie. Wartości momentów zginających w środku rozpiętości przęsła dla przejazdu pociągu szybkiego HSLM A1 osiągają następujące wartości:

dla 160 km/h; $M_d = 9,25$ MNm,
dla 197,12 km/h; $M_{dr} = 18,78$ MNm,
dla 250 km/h; $M_d = 9,67$ MNm,
dla 300 km/h; $M_d = 9,85$ MNm,
dla 350 km/h; $M_d = 10,11$ MNm.

Otrzymane dynamiczne momenty zginające są mniejsze od wartości efektu statycznego $LM71 \times \varphi$ dla którego moment zginający w środku rozpiętości przęsła wynosi $M_s = 27,51$ MNm.

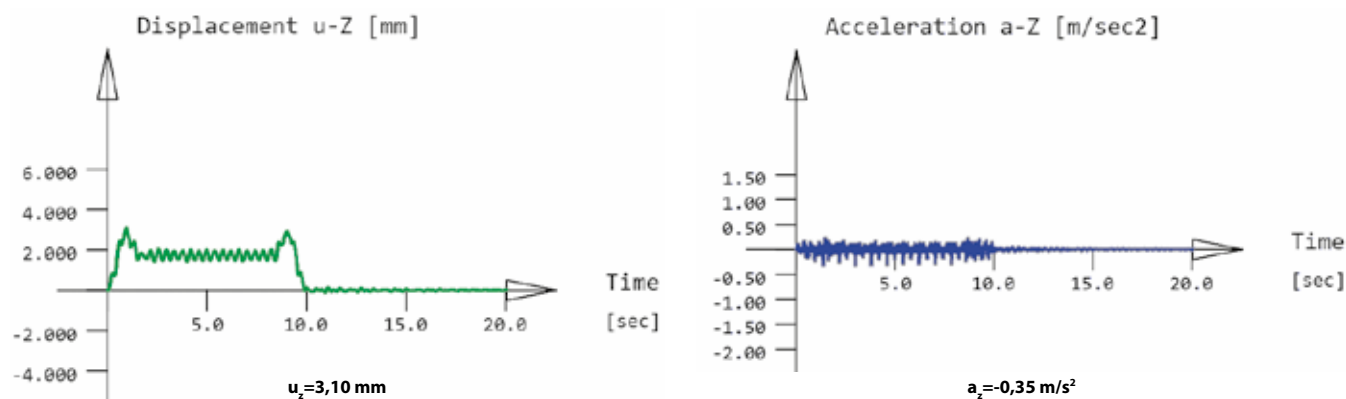
» Wartości przyspieszeń dynamicznych dla prędkości rezonansowej $v_r = 197,12$ km/h są wielokrotnie większe niż w przypadku prędkości 160 km/h oraz 250 km/h. Uzyskane wartości pionowych przyspieszeń dynamicznych nie przekraczają wartości dopuszczalnej dla konstrukcji obiektu, która wynosi zgodnie z przepisami $a_{dop} = 3,5$ m/s².

8. ANALIZA ZMĘCZENIOWA

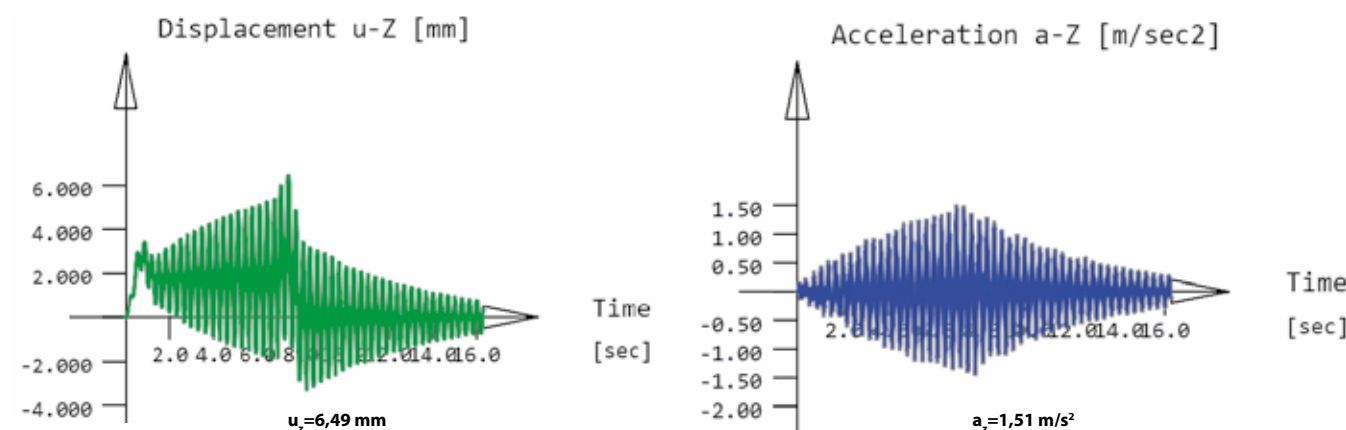
W pierwszym kroku konstrukcję sprawdzono pod względem zmęczenia w zakresie obciążeń statycznych. Sprawdzenie zmęczenia przeprowadzono dla elementów konstrukcji poddanych regularnym cyklom obciążenia. Sprawdzenie to wykonano oddzielnie dla stali i betonu. Zmęczeniu nie podlega sprawdzenie stali sprężającej oraz zbrojeniowej w obszarach w których przy częstej kombinacji oddziaływań i wartości charakterystycznej siły sprężającej P_k w skrajnych włóknach betonu występują tylko naprężenia ściskające. W analizowanym obiekcie stan graniczny zmęczenia dźwigara sprawdzono, wyznaczając naprężenia na podstawie charakterystyk geometrycznych przekroju niezarysowanego.

Oddziaływania w kombinacji częściej wywołują naprężenia rozciągające w dolnych włóknach betonu przęsła o wartości 1,48 MPa. Należy zatem sprawdzić stan graniczny na zmęczenie w betonie oraz stali zbrojeniowej i sprężającej w tym miejscu, czyli środku rozpiętości obiektu.

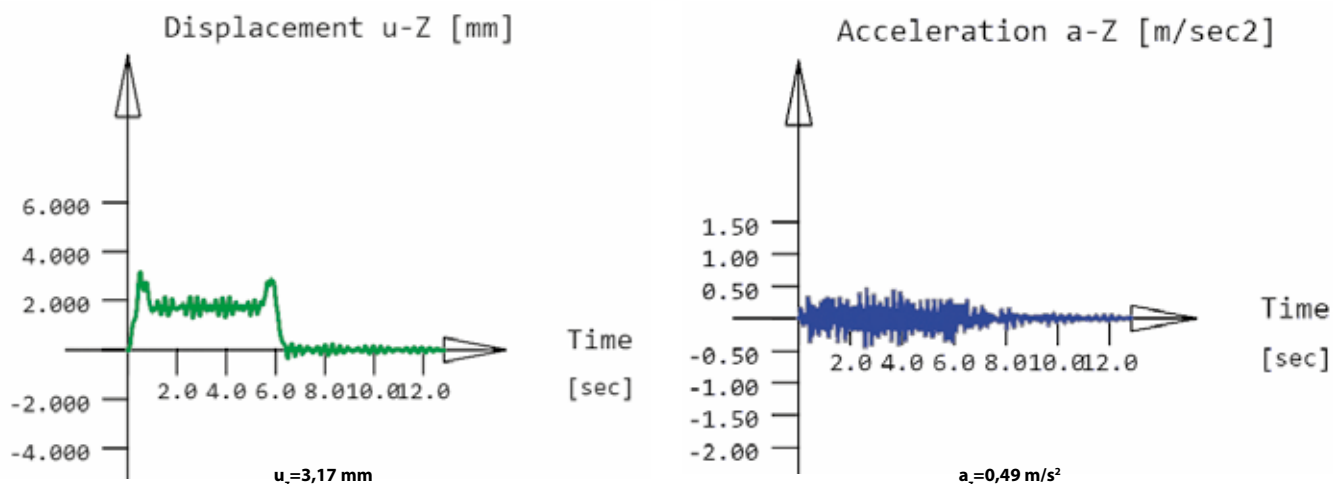
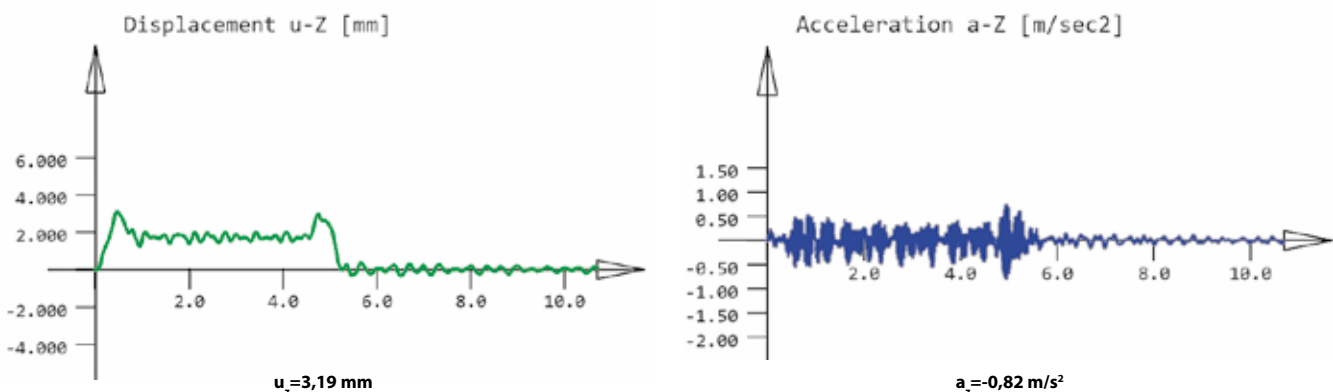
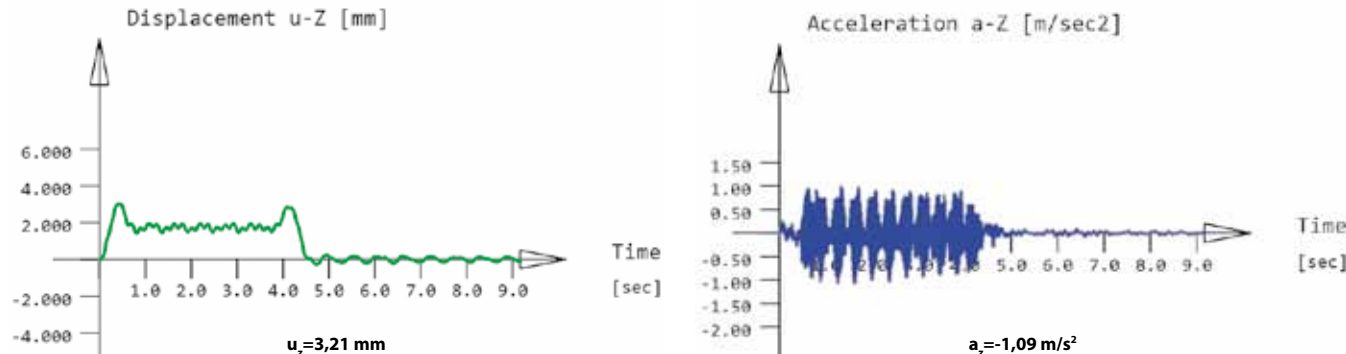
» Sprawdzenie zmęczenia w betonie od obciążeń statycznych



Rys. 6. Wyniki analizy dynamicznej dla przejazdu pociągu HSLM A1 z prędkością $v = 160$ km/h



Rys. 7. Wyniki analizy dynamicznej dla przejazdu pociągu HSLM A1 z prędkością rezonansową $v = 197,12$ km/h

Rys.8. Wyniki analizy dynamicznej dla przejazdu pociągu HSLM A1 z prędkością $v = 250 \text{ km/h}$ Rys.9. Wyniki analizy dynamicznej dla przejazdu pociągu HSLM A1 z prędkością $v = 300 \text{ km/h}$ Rys.10. Wyniki analizy dynamicznej dla przejazdu pociągu HSLM A1 z prędkością $v = 350 \text{ km/h}$

W rozpatrywanym przypadku sprawdza się zależność:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 & \text{dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 & \text{dla } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

gdzie:

$\sigma_{c,max}$ – maksymalne naprężenie ściskające w rozpatrywanym przekroju od kombinacji częstej, w rozpatrywanym przypadku wynosi 14,30 MPa;

$\sigma_{c,min}$ – minimalne naprężenie ściskające w rozpatrywanym przekroju od kombinacji częstej, w rozpatrywanym przypadku wynosi 2,98 MPa;

$f_{cd,fat}$ – obliczeniowa wytrzymałość zmęczeniowa betonu, w rozpatrywanym przekroju wynosi 27,5 MPa.

$$\sigma_{c,max} / f_{cd,fat} = 14,3 / 27,5 = 0,52;$$

I jest mniejsze od wartości granicznych $0,5 + 0,45 \times (2,98 / 27,5) = 0,55$ oraz 0,9.

» Sprawdzenie zmęczenia w stali zbrojeniowej od obciążeń statycznych

Sprawdzenie zmęczenia w stali zbrojeniowej polega na sprawdzeniu zakresu naprężenia rozciąganego w zbrojeniu pod częstym obciążeniem cyklicznym przy jednoczesnym działaniu obciążeń kombinacji podstawowej. Jeśli spełniony jest warunek $\Delta\sigma_s \leq k_1 = 70 \text{ MPa}$, to można przyjąć, że wytrzymałość zmęczeniowa jest wystarczająca.

W analizowanym przekroju naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji częstej obciążeń wynoszą w środku rozpiętości obiektu:

$$\sigma_{s,max} = -106,8 \text{ MPa} \text{ oraz } \sigma_{s,min} = -165,3 \text{ MPa};$$

czyli wynik: $\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 58,5 \text{ MPa} \leq k_1 = 70 \text{ MPa}$.

Sprawdzono również naprężenia w stali zbrojeniowej od kombinacji częstej obciążeń nad podporą obiektu:

$$\sigma_{s,max} = -104,9 \text{ MPa} \text{ oraz } \sigma_{s,min} = -170,5 \text{ MPa};$$

czyli wynik: $\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 65,6 \text{ MPa} \leq k_1 = 70 \text{ MPa}$.

» Sprawdzenie zmęczenia w stali sprężającej od obciążeń statycznych

Nośność na zmęczenie stali sprężającej i łączników uważa się za odpowiednią, jeżeli spełniona jest nierówność:

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

gdzie:

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$ – równoważny ze względu na uszkodzenie, zakres naprężenia zależny od rodzaju zbrojenia i liczby cykli obciążenia N^* ;

$\Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$ – odpowiedni zakres naprężenia według odpowiedniej krzywej Wohlera, dla cięgien zakrzywionych w osłonach w kablobetonie wynosi 120 MPa;

V_{fat} – współczynnik częściowy oddziaływań zmęczeniowych, przyjmuje się wartość 1,0;

$V_{s,fat}$ – współczynnik częściowy stali sprężającej przy obciążeniu zmęczeniowym, przyjmuje się wartość 1,15.

Zakres naprężenia równoważnego oblicza się ze wzoru:

$$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*) = \Delta\sigma_{s,ec} \times I_s = 38 \times 1,5 = 57 \text{ MPa}$$

gdzie:

$\Delta\sigma_{s,ec}$ – zakres naprężenia zmęczeniowego od modelu obciążenia FLM3 wraz z kombinacją podstawową oddziaływań niecyklicznych, w danym przypadku mamy $\Delta\sigma_{s,ec} = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 1231 - 1193 = 38 \text{ MPa}$.

I_s – równoważny współczynnik zmęczenia uwzględniający warunki, w tym natężenie ruchu na moście, projektowany okres użytkowania i rozpiętość elementu, w danym przypadku wynosi on 1,5.

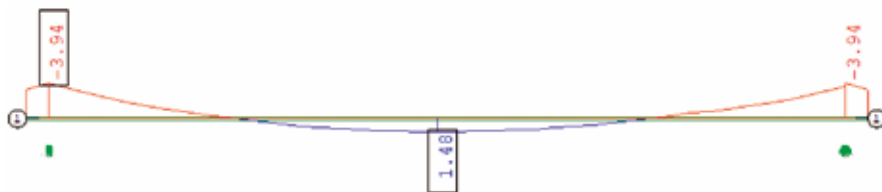
Nośność na zmęczenie stali sprężającej jest zapewniona, gdyż $1,0 \times 57 = 57 \text{ MPa} < 120 / 1,15 = 104 \text{ MPa}$.

Analiza zmęczeniowa konstrukcji w zakresie statycznym potwierdziła, że obiekt może być użytkowany z prędkością pociągów do 160 km/h. Aby jednoznacznie potwierdzić, czy można po obiekcie poruszać się z prędkością do 200 km/h należy również sprawdzić konstrukcję obiektu na dodatkowe zmęczenie konstrukcji, którego celem jest określenie zakresu naprężeń powstałych w elementach konstrukcji drgających powyżej i poniżej ugięcia odpowiadającego obciążeniu stałemu wywołanego wielkością skutków ruchomego obciążenia dynamicznego w rezonansie oraz dodatkowymi cyklami naprężeń spowodowanymi obciążeniem dynamicznym w rezonansie. Dla pociągu HSLM A1 poruszającego się z prędkością rezonansową $v_r = 197,12 \text{ km/h}$ zostały wyznaczone naprężenia drgające w elementach konstrukcji przedstawione na rysunkach 12 – 14.

Dodatkowe naprężenia drgające od pracy rezonansowej w zbrojeniu pasywnym poprzecznym nad podporami są zbyt duże ponieważ nie spełniony jest warunek $\Delta\sigma_s = 124,7 \text{ MPa} \leq k_1 = 70 \text{ MPa}$. W związku z tym aby po obiekcie mógł odbywać się ruch pociągów z prędkością do 200 km/h należy zwiększyć ilość zbrojenia miękkiego w tych strefach.

9. PODSUMOWANIE

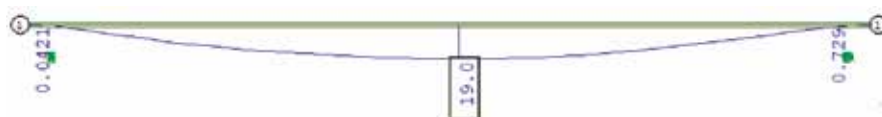
W artykule przedstawiono analizę dynamiczną oraz zmęczeniową dla mostu kolejowego o schemacie belki swobodnie podpartej o konstrukcji dwudźwigarowej z betonu sprężonego. W zakresie podstawowej analizy dynamicznej wykazano, że dla prędkości poruszających się pociągów do 200 km/h nie ma konieczności przeprowadzania zaawansowanych obliczeń w zakresie dynamiki i jest to zgodne z procedurami zawartymi w pkt. 6.4.4 normy PN-EN 1991-2. Analiza prędkości rezonansowych według równania 6.9 normy PN-EN 1991-2 wykazała, że dla przejazdu pociągu szybkiego HSLM A1 konstrukcja mostu będzie pracowała w rezonansie już przy prędkości poniżej 200 km/h, dlatego konieczne jest dla tego przypadku przeanalizowanie dynamicznej odpowiedzi konstrukcji dla pracy rezonansowej obiektu. Przeprowadzona zaawansowana analiza dynamiczna potwierdziła pracę rezonansową konstrukcji dla poruszającego się pociągu szybkiego HSLM A1 z prędkością $v_r = 197,12 \text{ km/h}$. Otrzymane



Rys. 11. Naprężenia na krawędzi dolnej betonu na długości dźwigara od kombinacji częstej i dolnej wartości charakterystycznej siły sprężającej $P_{k,inf}$ [MPa]



Rys. 12. Naprężenia drgające w betonie od przejeżdżającego pociągu HSLM A1 z prędkością rezonansową $v_r = 197,12 \text{ km/h}$ [MPa]



Rys. 13. Naprężenia drgające w zbrojeniu miękkim podłużnym od przejeżdżającego pociągu HSLM A1 z prędkością rezonansową $v_r = 197,12 \text{ km/h}$ [MPa]



Rys. 14. Naprężenia drgające w zbrojeniu miękkim poprzecznym od przejeżdżającego pociągu HSLM A1 z prędkością rezonansową $v_r = 197,12 \text{ km/h}$ [MPa]

wartości przemieszczeń oraz momentów zginających dynamicznych dla prędkości rezonansowych okazały się jednak mniejsze od wartości efektu statycznego LM71 $\times \phi$. Spełniony został również warunek nie przekroczenia wartości dopuszczalnych pionowych przyspieszeń dynamicznych. Należy jednak zwrócić uwagę, że otrzymane wyniki z analizy dynamicznej dla prędkości rezonansowej są nieznacznie niższe od wyników z analizy statycznej, dlatego tak ważne i konieczne było przeprowadzenie tych obliczeń. Przeprowadzona analiza zmęczeniowa ustroju nośnego w zakresie statycznym sprawdziła i potwierdziła możliwość użytkowania obiektu dla pociągów poruszających się z prędkością 160 km/h. Dodatkowe sprawdzenie na zmęczenie w wyniku pracy rezonansowej elementów konstrukcji wykazało konieczność zwiększenia zbrojenia miękkiego poprzecznego w strefach podporowych dla ruchu pociągów do 200 km/h.

Przeanalizowany przykład pokazuje, że mimo spełnienia formalnego normowego warunku o braku konieczności przeprowadzania zaawansowanej analizy dynamicznej oraz zmęczeniowej przy prędkości poruszającego się pociągu do 200 km/h, ze względu na wytężenie konstrukcji oraz pracę rezonansową, taką analizę należy przeprowadzić. Wskazane jest zatem, aby zaawansowane analizy dynamiczne oraz zmęczeniowe, w przypadku obiektów o konstrukcji swobodnie podpartej przeprowadzać już przy prędkości powyżej 160 km/h poruszającego się pociągu. Ważne jest aby po wykonaniu tego typów obiektów przeprowadzić próbne obciążenia dynamiczne, które ostatecznie zwerifikują prawidłowość założeń i obliczeń projektowych.

1. Standardy techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla budowy infrastruktury kolejowej Centralnego Portu Komunikacyjnego – wytyczne projektowe do prędkości maksymalnej 350 km/h. Obiekty inżynierskie, Warszawa 2021.
2. Standardy techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{max} \leq 200 \text{ km/h}$ (dla taboru konwencjonalnego) / 250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem) – opracowanie CNTK Warszawa 2009, przyjęte Uchwałą Zarządu PKP PLK S.A. nr 263/2010 z dnia 4 czerwca 2010 r.
3. PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów, PKN, Warszawa 2007.
4. PN-EN 1992-2 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Mosty z betonem.



**Związek Mostowców
Rzeczypospolitej Polskiej
Oddział Dolnośląski**
54-611 Wrocław,
ul. Stanisławowska 27
www.zmrp.pl



Budowa mostów w ciągu Alei Wielkiej Wyspy we Wrocławiu

Autor:
Dyrektor Kontraktu: Sebastian Nowak
Z-ca Dyrektora Kontraktu: Tomasz Czajka

W dniu 26.09.2019 roku konsorcjum firm w składzie firm Przedsiębiorstwo Wielo-branżowe „BANIMEX” Sp. z o.o. z Będzina (Lider) oraz Azi-Bud Sp. z o.o. z Będzina podpisało umowę na zaprojektowanie oraz wykonania odcinka obwodnicy śródmiejskiej miasta Wrocławia o nazwie „Budowa Alei Wielkiej Wyspy we Wrocławiu”

Inwestycja jest całkowicie nowym połączeniem drogowym o długości ok. 3.5 km i jest położona we wschodniej części Wrocławia w rejonie osiedli: Bierdzany, Rakowiec, Dąbie Biskupin i Sępolno. Początkiem planowanej ulicy jest skrzyżowanie ul. Krakowskiej z ul. Armii Krajowej, końcem - skrzyżowanie ul. A. Mickiewicza z I.J. Paderewskiego. Trasa nowego połączenia rozpoczyna się w węźle ul. Krakowskiej - Al. Armii Krajowej rozbudową istniejącego węzła typu „WC”. Za węzłem trasa przebiega nad istniejącą torem bocznicy kolejowej oraz nad nowym śladem ul. Wilczej. Następnie jadąc w kierunku północno - wschodnim trasa przecina tereny ogródków działkowych dochodząc do rzeki Oławy. Dalej po przekroczeniu rzeki Oławy oraz obszaru leśnego (Las Rakowiecki) trasa przekracza ul. Międzyrzeczką. Za wałem przeciwpowodziowym, biegnącym wzdłuż ul. Między-

rzeczkiej, trasa przebiega na estakadach nad terenami zalewowymi rzeki Odry, a następnie mostem pokonuje nurt rzeki Odry dochodząc estakadą za ul. Biegasa. Dalej trasa biegnie nasypem opadając do poziomu terenu w rejonie zabudowań Politechniki Wrocławskiej. Na przedłużeniu ul. Wittiga projektuje się przejście tunelowe pod nową trasą przeznaczone dla ruchu pieszo-rowerowego. Pod estakadą trasy głównej, projektuje się również przebudowę ulicy Biegasa. Następnie Inwestycja krzyżuje się w jednym poziomie z ulicą Olszewskiego, Dembowskiego, dochodząc ostatecznie w rejon istniejącego skrzyżowania ul. Mickiewicza z al. Paderewskiego.

W CIĄGU TRASY BUDOWANE SĄ NASTĘPUJĄCE OBIEKTY INŻYNIERSKIE:

1. PRZEPRAWA MOSTOWA NA RZEKĄ OŁAWĄ – MD-1

Część lewobrzeżna mostu będzie miała prostą formę architektoniczną. Będzie nie rzucającym się w oczy dojazdem do przęsła nurtowego. Konstrukcja ustroju nośnego będzie betonowa, belkowa, o stałej wysokości.

Część nurtowa będzie miała klasyczną formę konstrukcji łukowej z jazdą dołem. Taka forma będzie nawiązywała do znajdującej się w pobliżu Kładki Siedleckiej z 1928 r. Łuki i spinające je dźwigary znajdują się na zewnątrz pomostu. Wieszaki łączące łuk z belkami będą pionowe, widoczna struktura ustroju nośnego będzie stalowa i uźebrowana. Jej elementy będą miały wzdłuż całej rozpiętości przęsła stałą wysokość, która będzie współgrała w wysokości ustrojów nośnych estakad, prowadzących do przeprawy. Część prawobrzeżna będzie odbiciem części lewobrzeżnej. Tak samo jak na lewym brzegu ustrój nośny będzie betonowy, belkowy i będzie miał stałą wysokość konstrukcyjną.

WYMIARY OBIEKTU:

Podstawowe wymiary projektowanego obiektu są następujące:

- » długość całkowita (pomiędzy końcami skrzydeł): 353.46 m
- » rozpiętości przęsł: 2x30.90+69.00+23.70+5x29.40+23.70 m
- » maksymalna szerokość pomostu: 23.79 m
- » całkowita powierzchnia pomostu: 7 016.8 m²

2. PRZEPRAWA MOSTOWA NAD RZEKĄ ODRĄ – MD-2

Most MD-2 będzie belkowy. W części lewobrzeżnej, rozciągającej się od ul. Międzyrzeckiej do rzeki, wysokość konstrukcji będzie stała, pojedynczy dźwigar będzie położony centralnie pod pomostem, rozstaw podpór będzie stały i regularny. W pobliżu rzeki i nad nią prześła staną się dłuższe, a wysokość konstrukcji zacznie się zmieniać. Będzie większa nad podporami, a mniejsza w środku rozpiętości prześła rozpiętego nad nurtem. Zarys spodu dźwigara będzie parabolicznie zakrzywiony. Na prawym brzegu Odry, za wałem, konstrukcja mostu się zmieni. Od podpory nr 10 ustrój nośny będzie niższy, znowu będzie miał stałą wysokość, lecz zamiast jednego będzie miał dwa, symetrycznie względem podłużnej osi mostu rozmieszczone, dźwigary

WYMIARY OBIEKTU:

Podstawowe wymiary projektowanego obiektu są następujące:

- » długość całkowita: 698.75 m
- » szerokość pomostu w prześle 1-2: 23.79 m
- » szerokość pomostu w innych prześłach: 20.29 m
- » rozpiętości prześel: $50.00+3\times 51.40+2\times 51.41+70.40+120.00+66.60+26.00+2\times 28.00+26.00$ [m]
- » całkowita powierzchnia pomostu: 13 845,5 m²

WIADUKT WD-1

Wiadukt WD-1 będzie miał prostą formę architektoniczną. Konstrukcja ustroju nośnego będzie belkowa, o stałej wysokości. Dźwigary będą ukryte pod wysuniętymi na zewnątrz wspornikami niosącymi chodniki.

WYMIARY OBIEKTU:

Podstawowe wymiary nitki lewej (północno-zachodniej) są następujące:

- » długość całkowita: 70.14 m
- » szerokość pomostu: 15.165 m
- » rozpiętości prześel (w osi konstrukcji): 22.50+22.50 m

Podstawowe wymiary nitki prawej (południowo-wschodniej) są następujące:

- » długość całkowita: 77.99 m
- » szerokość pomostu: 15.165 m
- » rozpiętości prześel (w osi konstrukcji): 22.56+22.56 m

WIADUKT WD-2

Wiadukt WD-2 będzie miał prostą formę architektoniczną. Konstrukcja ustroju nośnego będzie ramowa. Podstawowe wymiary projektowanego obiektu są następujące:

- » długość całkowita: 27.94 m
- » szerokość pomostu: 20.00 m
- » rozpiętości prześła (w osiach ścian): 10.00 m

RAMPA R-1

Rampa R-1 będzie miała prostą formę architektoniczną. Będzie czteroprześlowym łącznikiem między prawobrzeżnym wałem Odry a Aleją Wielkiej Wyspy. Konstrukcja ustroju nośnego będzie belkowa, o stałej wysokości.

WYMIARY OBIEKTU:

Podstawowe wymiary projektowanego obiektu są następujące:



Obiekt MD-1 nad rzeką Oławą prześła od str. ul. Wilczej



Obiekt MD-1 nad rzeką Oławą widok od lasu Rakowickiego



Obiekt MD-1 nad rzeką Oławą



Obiekt MD-2 nad rzeką Odrą

- » długość całkowita: 115.30 m
- » szerokość pomostu: 4.80 m
- » rozpiętości przęseł: 27.50+2x28.00+26.00 m

Aleja Wielkiej Wyspy to nie tylko obiekty inżynierskie ale również budowa 2,5 km drogi głównej wraz z przebudową dróg bocznych na odcinkach dojazdowych do nowych skrzyżowań; (m.in. ul. Olszewskiego, ul. Dembowskiego, ul. Wróblewskiego, ul. 9-maja, ul. Chełmońskiego, ul. Międzyrzecka, ul. Pugeta, ul. Wilcza, ul. Urbańskiego, ul. Kosiby, ul. Kosynierów Gdyńskich, ul. Heweliusza), oraz na odcinkach przecinających się z nową trasą (m.in. ul. Biegasa, ul. Wittiga), torowiskami tramwajowymi oraz uzbrojeniem terenu.

Prócz przebudowy sieci kolidujących z robotami budowlanymi powstanie szereg nowych. Począwszy od przebudowy linii energetycznej WN w rejonie rzeki Oławy, poprzez budowę 5000m nowej kanalizacji deszczowej, 4000m oświetlenia drogowego, 4000km miejskich kanałów technicznych po przez przebudowę gazociągów, ciepłociągu oraz linii Sn i Nn.

Na skrzyżowaniu ul. Olszewskiego, ul. Mickiewicza oraz Ul. Krakowskiej zostaną przebudowane torowiska tramwajowe wraz z trakcją i zasilaniem.

Podczas realizacji powstanie 46 500 m² powierzchni jezdni, 14 300 m², powierzchni chodników, 11 500 m² ścieżek pieszo rowerowych oraz około 2000mb ekranów przyrodniczych a całość realizacji zostanie zsieczona nasadzeniem ponad 1000 drzew i kilku tysięcy krzewów, trawników i łąk kwietnych.

Budowa Alei Wielkiej Wyspy to kolejny duży kontakt realizowany przez Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. z Będzina. Inwestycja realizowana w trybie projektuj – wybuduj została podzielona na dwa eta-



Skrzyżowanie na wysokości ul. Olszewskiego



Skrzyżowanie na wysokości ul. Dembowskiego



Widok na podpory obiektu MD-1 w lesie Rakowickim



Widok wózka nawisowego od strony podpory 9 - obiekt MD-2



Przędło nurtowe rzeki Odry obiekt MD-2



Widok estakady dojazdowej obiektu MD-2 od str. ul. Międzyrzeckiej

py, a pierwszy z nich polegający na wykonaniu projektu budowlanego i wykonawczego został zakończony we wrześniu 2021 roku pozytywnym uzyskaniem Zezwolenia na realizację Inwestycji Drogowej (ZRID).

Drugi etap realizacji to rozpoczęcie prac budowlanych które rozpoczęły się niezwłocznie po uzyskaniu decyzji. W pierwszej kolejności wykonano wycinki drzew i krzewów oraz odhumusowanie całej realizacji. Kolejno rozpoczęto prace przy rozbiórkach obiektów kubaturowych oraz ogródków działkowych. Po wykonaniu robót przygotowawczych rozpoczęto przebudowę sieci uzbrojenia terenu jednocześnie wykonując pierwsze roboty z branży mostowej. Na tym etapie zostały przebudowane sieci kolidujące z obiektami mostowymi tj. linia elektroenergetycznych, kanalizacje sanitarna, kanalizacje deszczowe oraz sieci gazowe. W między czasie rozpoczęto prace przy posadowieniu pośrednim na palach wierconych obiektów mostowych oraz przy przebudowie torowiska tramwajowego wraz z trakcją i zasilaniem przy ul. Olszewskiego. W przebudowie znajduje się węzeł ul. Krakowskiej i Armii Krajowej na którym zakończono prace przy przebudowie torowiska wraz z trakcją i zasilaniem.

Aktualnie realizacja zbliża się do półmetka mając za sobą przebudowę kilometrów sieci uzbrojenia terenu, budowę nowej linii Wn, budowę nowych kanałów deszczowych, sieci gazowych, ciepłowniczych, oraz miejskich kanałów teletechnicznych.

Nasypy drogowe które aktualnie badane są pod

względem osiadania, czekają na moment układania pierwszych warstw konstrukcyjnych drogi, a obiekty inżynierskie będące największym wyzwaniem całej Inwestycji znajdują się w różnych fazach realizacji:

1. Na obiekcie MD_1 nad rzeką Oławą wykonano wszystkie podpory 10 przęsłowego obiektu, wykonano konstrukcje płyty pomostu przęsła 1-3 oraz 4-6, a aktualnie trwają prace przy montażu konstrukcji stalowej przęsła nurtowego 3-4.
2. Na obiekcie WD-1 wykonywane są kapy chodnikowe oraz montowane jest wyposażenie obiektu.
3. Na obiekcie WD-2 montowane jest wyposażenie obiektu.
4. Na obiekcie MD-2 nad rzeką Odrą mającego 14 przęsła zakończono pracę nad podporami oraz nad pierwszym etapem budowy płyty pomostu estakady dojazdowej do rzeki Odry od strony ulicy Międzyrzeckiej. Jednocześnie trwają prace przy budowie przęsła nurtowego wykonywanego metoda nawisową za pomocą 4 sztuk wózków (trawlerów) wychodzących obustronnie z segmentów startowych znajdując się po obu stronach rzeki Odry.

Planowane zakończenie wszystkich prac związanych z realizacją to połowa 2024 roku, ale już w IV kwartale 2023 roku planowane jest puszczenie pierwszego odcinka Inwestycji między węzeł ulicy Krakowskiej a ulicą Dębowskiego wraz z przeprawą nad rzeką Odrą i Oławą.

Przedstawiciel zamawiającego:



WROCŁAWSKIE INWESTYCJE Sp. z o.o.
ul. Ofiar Oświęcimskich 36, 50-059 Wrocław

Wykonawca robót:



Przedsiębiorstwo Wielobranżowe
BANIMEX Sp. z o.o.
ul. Energetyczna 10, 42-504 Będzin



Jednostka projektowa:
Biprogeo-Projekt Sp. z o.o.
52-418 Wrocław, ul. Bukowskiego 2 - Lider



Firma projektowa Wanecki Sp. z o.o.
ul. Toszecka 101, 44-100 Gliwice



Rozbudowa i przebudowa
DK-94 w Sosnowcu.



Remont i przebudowa Uniwersytetu Śląskiego
w Katowicach.



Rewitalizacja wieży ciśnieniowej w Zabrzu.

Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. rozpoczęło swoją działalność w 1996 roku i od tego czasu systematycznie poszerzało zakres swoich usług w budownictwie mostowym, drogowym oraz kubaturowym. Pozwoliło to firmie na zapewnienie rozwoju oraz zdobycie stabilnej sytuacji na wymagającym rynku. Największym potencjałem firmy jest zespół wysokiej klasy specjalistów w zakresie kompleksowego zarządzania procesem budowlanym, posiadających wieloletnie doświadczenie wynikające ze zrealizowanych kontraktów o zróżnicowanej skali trudności.

Do tej pory zrealizowaliśmy ponad 250 projektów w całej Polsce, dzięki czemu możemy sprostać najwyższym oczekiwaniom naszych Klientów. Nasza spółka posiada pełne zaplecze budowlane, nowoczesny sprzęt, narzędzia, park maszynowy, flotę samochodów dostawczych i ciężarowych oraz pojazdów dźwigowych. Dzięki temu jesteśmy w pełni mobilni i możemy sprawnie i bezpiecznie realizować powierzone nam inwestycje.

Obecnie (od maja 2020 roku) jesteśmy jedną z trzech spółek wchodzących w skład węgierskiej Grupy Kapitałowej Duna Asfalt Zrt., będącej liderem budownictwa infrastrukturalnego na Węgrzech. Dzięki temu możemy dodatkowo korzystać z doświadczenia multikompetencyjnych międzynarodowych zespołów inżynierskich, a ponadto dysponujemy stabilnym zabezpieczeniem ekonomicznym i finansowym, niezbędnym do realizacji największych projektów inwestycyjnych. W skład grupy wchodzi również Spółka WKS Duna Polska Sp. z o.o., która specjalizuje się w wytwórstwie konstrukcji stalowych, kontynuując i rozwijając dorobek poprzedniego właściciela tj. Spółki Energomontaż Południe. Spółka Duna Polska posiada Wytwórnię Konstrukcji Stalowych w Będzinie o łącznej powierzchni powyżej 17 000 m kw. i możliwościach wytwarzania ok. 700 ton konstrukcji stalowych miesięcznie. Dzięki temu wspólnie, w ramach jednej grupy, jesteśmy w stanie optymalnie kompleksowo zarządzać procesem budowlanym z wykorzystaniem konstrukcji stalowych.

Do najważniejszych przedsięwzięć firmy należą:

- » przebudowa drogi krajowej nr 94 w Dąbrowie Górniczej
- » budowa mostu kolejowego nad rzeką Wisłok w Przeworsku
- » budowa obwodnicy Oświęcimia
- » budowa kładki pieszo-rowerowej w Jaworznie
- » budowa mostu i kładki technologicznej w ciągu ul. Niemodlińskiej nad Kanałem Ulgi w Opolu
- » przebudowa mostu w Tczewie
- » przebudowa układu komunikacyjnego w Nowym Sączu
- » budowa węzła drogowego na skrzyżowaniu DK nr 47 z DW nr 961 w Poroninie
- » zaprojektowanie i wykonanie skrzyżowań dwupoziomowych w Kobyłce Ossow, Kobyłce, Jasienicy Mazowieckiej, Łochowie i Toporze
- » dostosowanie stacji Dąbrowa Górnicza Ząbkowice do potrzeb osób z ograniczoną możliwością poruszania się
- » rewitalizacja wieży ciśnieniowej w Zabrzu
- » budowa Alei Wielkiej Wyspy we Wrocławiu
- » rozbudowa i przebudowa DK-94 w Sosnowcu i wiele innych.

Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. zapewnia kompleksową realizację inwestycji zarówno w formule zaprojektuj-wybuduj, jak i na podstawie powierzonej przez Inwestora dokumentacji projektowej. W ramach naszych usług zapewniamy także optymalizację rozwiązań projektowych pod kątem finansowym oraz użytkowym.

BANIMEX
GRUPA DUNA ASZFALT

Przedsiębiorstwo Wielobranżowe

BANIMEX Sp. z o.o.

ul. Energetyczna 10,

42-504 Będzin

Przeprawa mostowa przez rzekę Dunajec w Kurowie



Przeprawa mostowa nad rzeką Dunajec w Nowym Sączu – most Heleński





TBM-SYSTEMS TECHNOLOGIA BUDOWY MOSTÓW ALEI WIELKIEJ WISPY

TBM-SYSTEMS SP. Z O. O. SP. K. – NAJNOWOCZĘSIEJSZE ROZWIĄZANIA TECHNOLOGICZNE DO BUDOWY OBIEKTÓW INŻYNIERSKICH.

Działalność Spółki obejmuje kompleksowe wykonawstwo specjalistycznych robót budowlanych, budowa obiektów mostowych technologią nasuwania lift and push, technologią nawisową oraz rusztowania przesuwne MSS, systemy sprężania konstrukcji z betonu i stali, systemy podwieszeń, systemy łożysk, dylatacje, rozwiązania w zakresie projektowania konstrukcji oraz optymalizacji konstrukcji inżynierskich, różnorodność produkcji i wdrażania produktów geotechnicznych, ocenę, naprawy oraz wzmacnianie istniejących konstrukcji sprężonych.

Jedną z bieżących realizacji Spółki jest dostawa wraz z obsługą i wykonaniem dokumentacji projektowej

konstrukcji typu Form Traveller, służącej do budowy mostów technologią wspornikową – nawisową, obiektu MD-2 wykonywanego w ramach budowy Alei Wielkiej Wispy – Inwestycji realizowanej ze środków Gminy Wrocław oraz MPWiK.

Główne przeszło obiektu MD-2 mierzy 120m co wpisuje się w ekonomiczny zasięg 80m do 250m dla tego typu rozwiązań. Cała część nawisowa to 257m, a wraz z częściami na terenie zalewowym to 675m. Trawelery TBM-Systems wystartowały z segmentów startowych w klasycznym systemie: dwa wahadła realizowane równocześnie, na obydwu podporach nr 8 i 9 zlokalizowanych na brzegach rzeki Odry. Planowane spotkanie się wahadeł tj. wykonanie zwornika przeszła nurtowego planowane jest w lipcu 2022.

W ramach realizacji wspomnianego wyżej kontraktu Alei Wielkiej Wispy firma TBM-Systems dostarcza i wykonuje całość prac sprężeniowych na obiektach WD-1,

MD-1 oraz MD-2. Do zrealizowania zadania używamy 15, 19, 24 ciągnowych systemów MK4 oraz 480.000kg stali sprężającej, która swym składem chemicznym i rodzajem obróbki różni się od stali zbrojeniowej. Druty użyte produkuje się ze stali wysokowęglowej przeciąganej na zimno w wyniku czego uzyskano wytrzymałość charakterystyczną nie niższą niż 1860 MPa.



TBM SYSTEMS Sp. z o.o. Sp. K.
ul. Rybacka 20A
83-300 Grzybnio
biuro@tbm-systems.com



TBM

we connect.



Technologia Budowy Mostów.
(MSS, Trawelery, Nasuwki)

Łożyska Dylatacje.

**Konstrukcje Sprężone
oraz Podwieszone.**



SYSTEMS

tbm-systems.com



PROBLEMY EKSPLOATACYJNE JAZU RĘDZIN NA ODRZE, PROJEKT REMONTU ZĄBYTKOWEGO OBIEKTU

Krzysztof BROŚ

HaskoningDHV Polska, Sp. z o.o., ul. Dzielna 60, 01-029 Warszawa, Polska, email: krzysztof.bros@rhdhv.com

1. WPROWADZENIE

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

Próg części centralnej jazu, pod zasuwami, jest obniżony o 2,5 m w stosunku do przęseł bocznych, segmentowych – 105,70/108,20 m NN. W skład stopnia wchodzi także dwie śluzy żeglugowe: Rędzin I – cegla-

na oraz Rędzin II – larsenowa, uruchomiona w kilka lat później (1934).

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

Modernizację jazu Rędzin rozpoczęto dopiero pod koniec 2018 r. w ramach projektu przystosowania Odrańskiej Drogi Wodnej do III klasy żeglowności (z Programu Infrastruktura i Środowisko na lata 2014-2020). Celem zadania jest poprawa stanu technicznego jazu

oraz osiągnięcie parametrów technologicznych zapewniających bezawaryjne funkcjonowanie obiektu w warunkach współczesnych wymagań. Godnym podkreślenia jest fakt, że cała konstrukcja z oryginalnym wyposażeniem, które funkcjonuje od stu lat, niezależnie od problemów operacyjnych, działa bez większych awarii do chwili obecnej.

2. HISTORIA JAZU I PROBLEMY EKSPLOATACYJNE

Zasadnicze konstrukcje budowlane jazu wykonano w latach 1913-1917. Stalowe zamknięcia zasuwowe i segmenty o konstrukcji nitowanej zostały dostarczone przez zakłady Eisenwerke Nagel & Kämpf z Hamburga oraz Linke – Hofmann – Werke z Wrocławia. Nieco później instalowano wyposażenie mechaniczne jazu – napędy zamknięć pochodzą z lat 1920-1921, wyprodukowano je w zakładach Schmidt, Kranze & Co z Nordhausen am Harz. Żelbetowe sterówki nad filarami i przyczółkami wybudowała firma Luis Eilers z Hanoweru (1924-1925) i w 1926 r. jaz Rędzin uzyskał obecny wygląd i wyposażenie¹.

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

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

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

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

Zamknięcia segmentowe jazu wymieniono (odtworzono) w latach 1992-1997. Jednak podobnie, jak w przypadku zasuw, stan techniczny konstrukcji obu segmentów budzi zastrzeżenia (ze względu na wykorzystaną stal St3S). Wyciągarki śrubowe są sprawne, wymagają jedynie regularnych przeglądów. Ich elementy wykonano w technologii opartej na dużej ilości odlewów oraz skoków calowych gwintów i ząbów, co zwiększa ryzyko wyłączenia z eksploatacji w przypadku ewentualnego uszkodzenia. Ponadto, jak wynika z obliczeń, przy wykorzystaniu pełnej mocy silnika siła możliwa do wygenerowania na jednej śrubie pociągowej wynosi do 94T (przy wadze segmentu ok. 30T), co w przypadku zablokowania segmentu wskutek np.



Fot 1. Widok ogólny Stopnia Wodnego Rędzina z sytuacją jazu.

oblodzenia może spowodować znaczne uszkodzenia. Sytuacja taka wystąpiła w 1996 r. (zimą) – doszło do rozłączenia lewego ciągu prawego segmentu oraz pogięcia blach segmentu; konieczna była natychmiastowa i kosztowna naprawa, którą wykonano w trudnych warunkach powodzi 1997 roku.

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

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

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

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

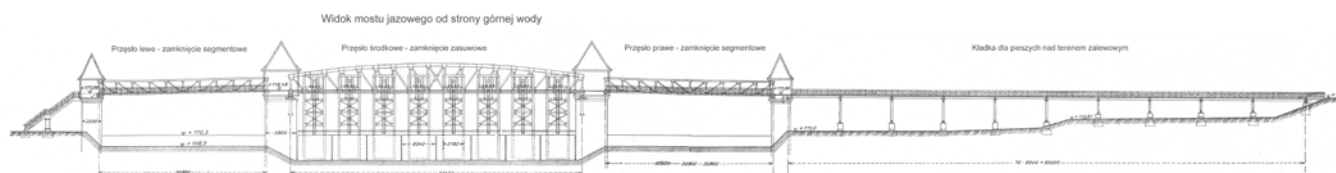
3. PROJEKT REMONTU

Przywrócenie jazu Rędzina do pełnej sprawności eksploatacyjnej i spełnienie współczesnych wymagań bezpiecznej obsługi wymaga przeprowadzenia kompleksowego remontu tej zabytkowej budowli hydrotechnicznej. Rozwiązania projektowe, zarówno w zakresie elementów ogólnobudowlanych, jak i konstrukcji mostowych, zamknięć oraz mechanizmów na-

pędowych i instalacji, powinny uwzględniać nie tylko wymagania techniczne, ale także wytyczne konserwatora zabytków. W udzielonym pozwoleniu znalazły się następujące zastrzeżenia: zniszczone elementy mogą być wymieniane jedynie na nowe i takie same (np. nitowane na nitowane); elementy historyczne należy pozostawić bez zmian, przy czym dopuszcza się montaż np. nowych mechanizmów sterowania, przy zachowaniu urządzeń istniejących (nawet jeśli mają pozostać nieużytkowane); poprawę warunków termicznych można uzyskać poprzez wstawienie dodatkowych okien (bez podziałów) od środka, które będą niewidoczne z zewnątrz; dopuszcza się wymianę drewnianych drzwi wewnętrznych na grubsze (jeśli jest taka potrzeba ze względów termicznych), jednak z zachowaniem rysunku historycznego; kolorystykę wymalowań wewnętrznych i powłok antykorozyjnych konstrukcji należy odtworzyć zgodnie ze stanem oryginalnym.

Niezależnie od remontu konstrukcji budowlanych i zamknięć, przewidziano także modernizację wyposażenia elektrycznego i mechanicznego obiektu, mającą na celu ograniczenie udziału prac ręcznych, a także wprowadzenie zdalnego sterowania i założenie systemu monitoringu.

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



Fot 2. Widok ogólny jazu Rędzina. Źródło: Schulte E.H. Zeischrift fur Bauwesen, 74, s. 21-29.



Fot 3. Przęsło środkowe jazu, zasuwowe po budowie w 1924 roku. Źródło: Schulte E.H. Zeischrift fur Bauwesen, 74, s. 21-29.

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

Projekt remontu obejmuje następujące zadania [AECOM 2018]:

- » przebudowę istniejących zamknięć zasuwowych i segmentowych jazu oraz ich napędów, tj. modernizację mechanizmów napędów zamknięć w zakresie koniecznym do zdalnego sterowania nimi, wymianę łańcuchów, zasuw i prowadnic;
- » wykonanie nowych zamknięć remontowych jazu;
- » wykonanie napraw ogólnobudowlanych obiektu jazu, w tym m.in.: wymianę pokryw dachowych, orynnowania, stolarki okiennej i drzwiowej oraz renowację powierzchni betonowych, tynków i okładzin kamiennych na filarach, przyczółkach i progu;
- » przebudowę wewnętrznej instalacji elektrycznej, w tym m.in.: montaż nowych rozdzielnic elektrycznych, ułożenie nowych kabli zasilających i sterowniczych, wykonanie nowej instalacji zasilającej napędy, wykonanie nowego oświetlenia;

» wykonanie nowych systemów sterowania jazem i monitoringu (m.in. w celu połączenia jazu z Centrum Operacyjnym PGW PW RZGW Wrocław) oraz nowej instalacji telefonicznej;

» naprawę kładek komunikacyjnych oraz konstrukcji mostu na jazie, w tym m.in.: wymianę blach węzłowych pasa dolnego, części krzyżulców oraz pojedynczych elementów pasa górnego, wykonanie zabezpieczenia nowymi powłokami malarskimi oraz oczyszczenie i regulację łóżysk;

» przebudowę ubezpieczeń ponuru jazu na długości ok. 20-30 m oraz przebudowę ubezpieczeń poszuru jazu na długości ok. 40-50 m (prace wynikające z konieczności zapewnienia stabilności jazu, w związku z dużą siłą erozyjną wód bezpośrednio poniżej i powyżej obiektu);

» przebudowę ubezpieczeń prawo- i lewostronnej skarpy brzegowej dolnego i górnego awanportu śluz Rędzin I i II, wraz z dalbami, pacholami i schodami skarpowymi rozmieszczonymi na tym odcinku.

4. ROZPOZNANIE PRZEDPROJEKTOWE

4.1. PODŁOŻE JAZU

Dokumentacja geologiczna z budowy jazu nie zachowała się, dlatego w analizach projektowych wykorzystywano informacje z najbliższego otoczenia obiektu. W podłożu prawego międzywala Odry występują

dwie podstawowe jednostki litostratygraficzne, charakterystyczne dla doliny tej rzeki we Wrocławiu – holocenijskie osady rzeczne oraz rzeczne i lodowcowe osady plejstocenijskie [PG PROXIMA 2006].

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

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

Podłoże podczwartorzędowe zbudowane jest z ilów trzeciorzędowych serii poznańskiej. Ich strop jest zafalowany i pocięty rynnami erozyjnymi. Strop trzeciorzędu nawiercano na głębokości ok. 6-18 m p.p.t., ale w niektórych częściach badanego terenu ily występują płycej (np. 3 m p.p.t.).

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

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

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

4.2. GRODZE BUDOWLANE

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

4.3. BETONY I ZAPRAWY

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

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

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

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

W strefie bez okładzin kamiennych, tj. na ścianach sterówek wykonanych jako konstrukcje żelbetowe o grubości 15 cm, znajdują się liczne powierzchniowe odspojenia betonu nad korodującym zbrojeniem. Odspojenia te koncentrują się w narożach sterówek oraz wokół otworów okiennych. Wytrzymałość betonu w tej strefie, szacowana na podstawie badania sklerometrycznego, wynosi 23-24 MPa. Podobne uszkodzenia betonów sterówek stwierdzono w strefach gzymsów, które przyjmują wody opadowe z powodu uszkodzonych (nieszczelnych) rynien. Jako podstawową przyczynę niszczenia konstrukcji żelbetowej ścian sterówek należy wskazać korozję stali zbrojeniowej, która powoduje redukcję przekroju prętów. Produkty korozji o większej objętości niż stal wywołują zarysowanie otuliny. Gdy ilość produktów korozji przekroczy całkowitą



Fot 4. Przęsło środkowe jazu, zasuwowe – stan przed remontem.

objętość strefy porowatej, naprężenia rozciągające prowadzą do przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie (f_{ct}), a w efekcie do spękań otuliny. W wyniku korozji zbrojenia powstałe zarysowanie postępuje zarówno w płaszczyźnie prostopadłej do zbrojenia, jak i po długości pręta. Odpajanie się otuliny betonowej od zbrojenia, co jest obserwowane w wielu miejscach sterówek, to efekt rys podłużnych. Poprzeczne rysy wewnętrzne są również niebezpieczne, ponieważ ułatwiają kontakt agresywnych związków ze zbrojeniem i przyspieszają korozję.

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

4.4. KONSTRUKCJE STALOWE

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

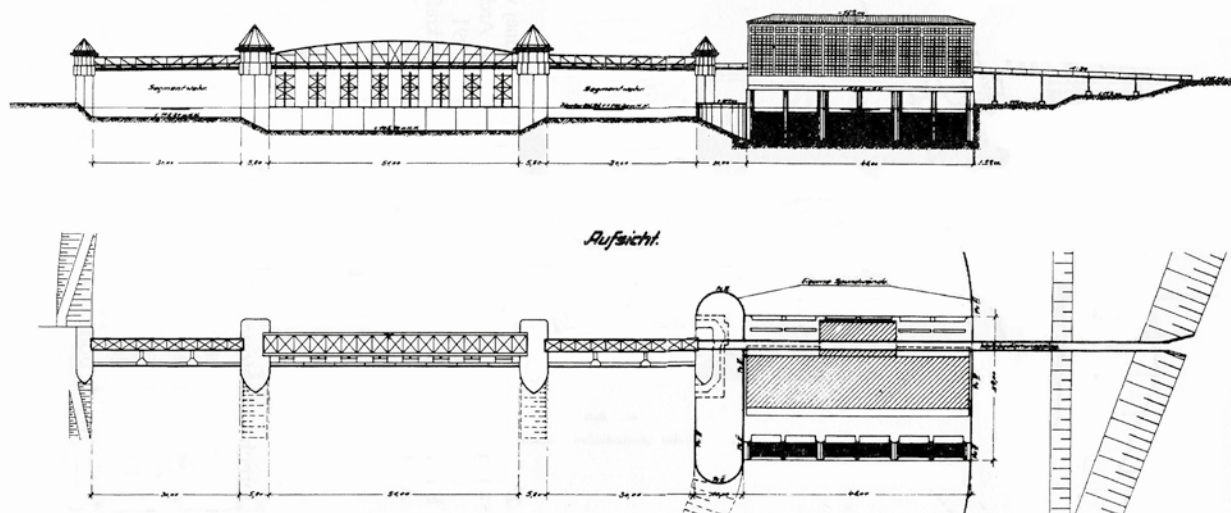
W pierwszych latach XX wieku rozpoczęto stosowanie stali konstrukcyjnych wysokowęglowych, o wartości $C = 0,30-0,35\%$ i wytrzymałości na rozciąganie rzędu 400-550 MPa. Na początku lat 20. XX wieku w Niemczech stało się powszechne stosowanie stali wysokowartościowych, jak np. St48 (o naprężeniach dopuszczalnych 180 MPa, czyli około 30% więcej niż dotychczas stosowana stal St37). W okresie powojennym, w Polsce, zaczęto stosować stale St35, St45 czy też 18G2, które charakteryzują się lepszą udarnością oraz plastycznością. Nie zawierają też azotu i jego związków. Współcześnie stale te zostały zastąpione gatunkami S235, S275 oraz S355.

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

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

Na długość zachowania przez profile stalowe trwałości użytkowej wpływa bardzo dużo czynników. W przypadku zidentyfikowanych na jazie Rędzin profili grodzic (np. konstrukcje gródz: Ransome, Larssen I, Larssen II, późniejsze konstrukcje uzupełniające również nowy Larssen III) okres trwałości, określony w odniesieniu do grubości najcieńszej ścianki, wynosi od siedemdziesięciu do stu lat. Nie natrafiono na jakiegokolwiek informacji mogącej wskazywać na użycie na jazie Rędzin stali z dodatkami (np. z dodatkami miedzi lub krzemu) lub stali specjalnych, typu Resista lub Klöckner. Podobnie oceniać można okres zachowania trwałości dla

Ansicht des Wehres und des Kraftwerkes vom Oberwasser aus.



Fot 5. Projekt koncepcji budowy elektrowni wodnej przy jazie Rędzin. Źródło: archiwum Wody Polskie oddział we Wrocławiu.

profilu walcowanych (kątowników, ceowników, dwuteowników i blach) użytych w konstrukcjach zamknięć segmentowych i zasuw wraz z odrzwiami (prowadnicami), tj. elementów narażonych na bezpośredni kontakt z wodą oraz elementów nośnych mostu, gdzie zasadniczo stosowano elementy o grubości ścianek co najmniej 10-12 mm. Lżejsze (o cieńszych ściankach, 7-9 mm) profile użyto jedynie do drugorzędnych elementów konstrukcji mostu.

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

5. ANALIZA OBCIĄŻEŃ HYDRODYNAMICZNYCH BUDOWLI

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

Zamknięcia o przepływie górą, jak np. segmenty opuszczane w obrys progu, również podlegają zmiennym obciążeniom hydrodynamicznym powodującym drgania tych zamknięć. Mechanizm wymuszania tych drgań jest

jednak inny niż w przypadku zasuw. Mogą wystąpić dwa przypadki pojawiania się zmiennego obciążenia:

» Niedostatecznie napowietrzona przestrzeń pod zamknięciem. Mechanizm tego zjawiska polega na sprzężeniu zwrotnym pomiędzy trzema elementami – spadającym z segmentu strumieniem, powietrzem zamkniętym w przestrzeni podstrumieniowej oraz ruchem konstrukcji. Falujący strumień pracuje tak, jak pompa zmieniając ciśnienie pod zamknięciem. Jeśli system napowietrzania nie zapewnia dostatecznie szybkiej wymiany powietrza, to ciśnienie przekładając się na konstrukcję segmentu pobudza go do drgań zgodnych z częstością wymuszania, z kolei ruch konstrukcji wzmacnia falowanie strumienia spadającego z segmentu. Mechanizm współdziałania: spadający strumień – powietrze w przestrzeni podstrumieniowej – konstrukcja, może prowadzić do rezonansu i awarii konstrukcji, jeśli jej częstość własna w wodzie będzie zgodna z częstością wzbudzenia.

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

Obciążenia hydrodynamiczne mają zwykle negatywny skutek na opływającą konstrukcję. Wiąże się to z kilkoma niepożądanymi zjawiskami, które należy przewidywać na etapie projektowania i zapobiegać im podczas eksploatacji. Pierwszym z nich jest zwiększone obciążenie na zamknięcie, które zależy od geometrii zamknięcia i budowli, poziomu górnej i dolnej wody, prędkości przepływu – i dlatego jest trudne do wyznaczenia. Wartości tego obciążenia mogą mieć istotne znaczenie przy projektowaniu urządzeń wyciągowych. Następnym problemem jest zjawisko kawitacji, które występuje w strefie podciśnienia zagrażającym konstrukcjom upustowym, posiadającym wnęki w filarach, przy dużym piętrzeniu wody. Jednakże najbardziej niepożądanym efektem, który towarzyszyć może zmiennemu obciążeniu hydrodynamicznemu, są drga-

nia zamknięć hydrotechnicznych. W literaturze znajdują się liczne opisy przypadków wzbudzenia drgań i związanych z nimi awarii budowli. Przykładem takiej awarii jest np. zerwanie zamknięcia zasuwowego z klapą lodową na jazu w Brzegu Dolnym na rzece Odrze, które nastąpiło wskutek drgań kłapy oraz pęknięcie wału napędowego, spowodowane drganiami kłapy soczewkowej w wyniku niedostatecznego napowietrzania komory podstrumieniowej, na przelewie zbiornika Słup na rzece Nysie Szalonej. Jeśli drgania nie mają charakteru rezonansu, to i tak ich długotrwałe działanie przyczynia się do szybszego zużywania się łożysk i uszczelnień, a w przypadku dużych obciążeń, powodujących występowanie zmiennych co do znaku naprężeń w elementach nośnych konstrukcji, do wystąpienia zjawiska zmęczenia materiału. Drgania zamknięć przenoszą się również na pozostałe elementy konstrukcyjne stopnia i mogą negatywnie oddziaływać na ich trwałość oraz sprawiać poczucie zagrożenia wśród osób obsługujących stopień.

6. BADANIA DRGAŃ I OPERACYJNA ANALIZA MODALNA

Stopień wodny Rędzin nie jest wyposażony w regularną sieć kontrolno-pomiarową i dotychczas nie był objęty pomiarami przemieszczeń. Na filarach i przyczółkach jazu umiejscowiono (prawdopodobnie jeszcze w okresie budowy) pojedyncze repere ściennie, jednak w ostatnich dziesięcioleciach prawdopodobnie nie prowadzono ich stałej obserwacji. Wobec braku pełnej dokumentacji warunków posadowienia i zmiennych, dynamicznych oddziaływań na zamknięcia jazu, zdecydowano się wykonać badania obiektu (jako całości) metodami pośrednimi – drogą analizy modalnej. Ma ona na celu określenie częstotliwości drgań własnych, postaci drgań i współczynników tłumienia konstrukcji (cech modalnych). W celu określenia cech modalnych konstrukcji należy, w ramach eksperymentu, wymusić drgania obiektu za pomocą sił, których wartości określa się podczas testu oraz zmierzyć odpowiedź dynamiczną konstrukcji na to wymuszenie. Wyniki pomiaru sił i reakcji (odpowiedzi), odbieranej w formie drgań



Fot 6 i 7. Etapy remontu mostu jazowego, zamknięć zasuwowych i wzmocnienia ponuru poniżej jazu. Źródło: Naviga-Stal.

elementów konstrukcji, są transformowane za pomocą analizy Fouriera i dla wszystkich punktów pomiarowych wyznaczone funkcje odpowiedzi częstotliwościowej. Ze względu na trudności związane ze wzbudzeniem drgań konstrukcji masywnych, takich jak mosty, budynki, zapory wodne itp., siłami dającymi się mierzyć i pozwalającymi na wzbudzenie wystarczająco dużych amplitud drgań (np. wiatr, fale morskie, przelewy nad i pod zamknięciami hydrotechnicznymi itp.), stosuje się wymuszenia niemierzalne. Są to ogólne założenia Operacyjnej Analizy Modalnej (ang. *Operational Modal Analysis*, OMA) [Kostecki i in. 2010].

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

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

Większość pomiarów dynamicznych zrealizowano przy wykorzystaniu bardzo czułych akcelerometrów sejsmicznych DeltaTron 8340 (czułość 1000 mV/ms²). Czujniki te są w stanie poprawnie rejestrować przyspieszenia drgań nawet przy bardzo niskich częstotliwościach, wg. producenta od poziomu 0,1 Hz, górny zakres częstotliwości to 1500 Hz. DeltaTron 8340 nie wykorzystują techniki TEDS, przez co pomiary są nieco bardziej pracochłonne i kłopotliwe, ale ich zastosowanie umożliwiło wykonanie precyzyjnych pomiarów drgań w zakresie niskich częstotliwości, które są szczególnie ważne dla dużych konstrukcji inżynierskich. Analizę drgań i analizę modalną przeprowadzono przy użyciu oprogramowania systemu pomiarowego PULSE firmy Brüel & Kjær.

W trakcie obserwacji na jazie Rędzin stwierdzono wystąpienie drgań wymuszonych, których prawdopo-

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

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

Projekty remontu czy modernizacji obiektów zabytkowych, niezależnie od wymagań i standardów opracowań projektowych, regulowanych zakresem zlecenia i obowiązującymi przepisami oraz zapisami Konserwatora Zabytków, wymagają dogłębnej analizy źródeł archiwalnych, zwiększonego zakresu prac inwentaryzacyjnych oraz stosowania nieinwazyjnych metod badawczych. Uwzględnienie tych uwarunkowań generuje dodatkowe koszty i wydłuża czas, który jest niezbędny na realizację dokumentacji projektowej dla takiego obiektu. W planowaniu nadzorów autorskich przewidywać należy także zwiększoną ilość obecności projektanta na budowie – dla rozwiązania wielu zagadnień, które (jak należy się spodziewać) zostaną ujawnione np. po za-

łożeniu gródz budowlanych i odpompowaniu wody oraz podczas demontażu elementów wyposażenia.

Nadzór autorski. Nadzór autorski podczas realizacji rozpoczętych pod koniec 2018 r. robót pełni HaskoningDHV Polska, Sp. z o.o. Prace remontowe prowadzi firma NAVIGA-STAL Sp. z o.o. z Wrocławia.

LITERATURA

- » AECOM, 2018, PB i PW Modernizacja stopnia wodnego Rędzin na rzece Odrze, AECOM Polska Sp. z o.o., Wrocław
- » Franzius O., 1927, Der Grundbau, Handbibliothek für Bauingenieure: Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis, Julius Springer, Berlin, 360 s.
- » Gierczak J., 2016, Przebudowy konstrukcji stalowych. Część 2 – Analiza stali, Builder, 20 (7), 88-91
- » Kostecki S., Grosel J., Wójcicki Z., 2015, Badania drgań i operacyjna analiza modalna (OMA) Jazu Rędzińskiego na rzece Odrze we Wrocławiu, Raporty Politechniki Wrocławskiej
- » PG PROXIMA, 2006, Dokumentacja geologiczno-inżynierska, Przedsiębiorstwo Geologiczne we Wrocławiu PROXIMA S.A.
- » Roš M., 1933, Spundwandeneisen, System Larssen, der Dortmund-Hörder Hüttenverein Aktiengesellschaft, EMPA-Bericht, 70, 13 s.
- » Schoklitsch A., 1952, Der Grundbau. Handbuch für Studium und Praxis, Springer-Verlag Wien, 460 s.
- » Schulte E.H., 1924, Die Verbesserung der Schiffahrtsstraße und des Hochwasserabflusses bei Breslau, Zeitschrift für Bauwesen, 74, 21-29

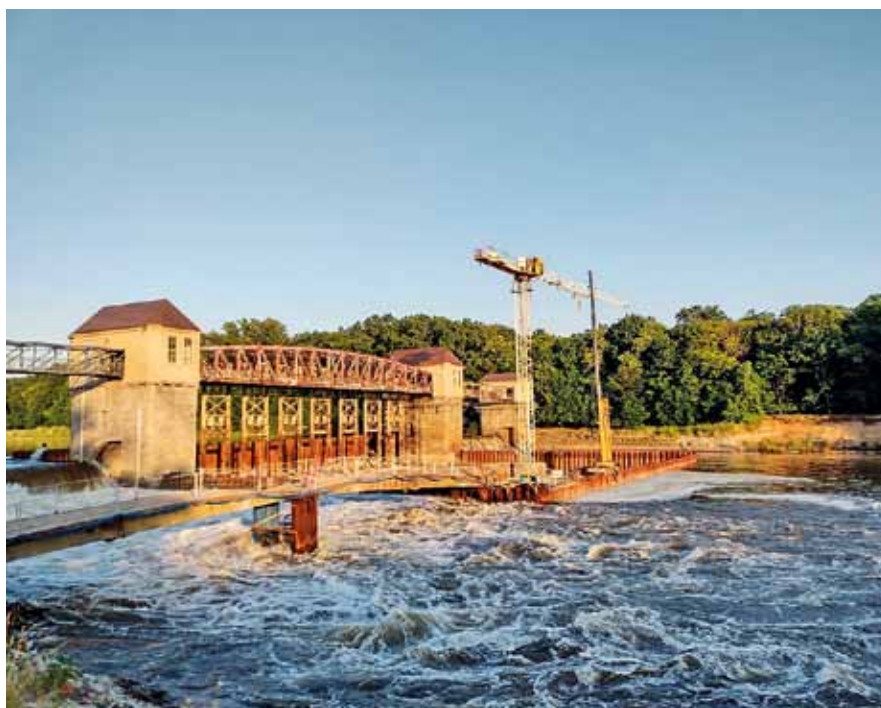
1. Na podstawie protokołów z kontroli okresowej rocznej stanu technicznego obiektu oraz okresowych pięcioletnich kontroli stanu technicznego i przydatności do użytkowania stopnia wodnego, RZGW Wrocław
2. Verbesserung der Oderschiffahrtsstraße bei Breslau Wehr Ransern, 1925, Naczelne Prezydium Prowincji Śląskiej we Wrocławiu. Zarząd Regulacji Rzeki Odry, repozytorium Archiwum Państwowe Wrocław
3. Vorentwurf und Kostenüberschlag für eine Wasserkraftanlage an der Staustufe Ransern, 1925, Wasserbauamtes, repozytorium Archiwum Państwowe Wrocław

Fot. 1. Jaz – widok z drona.



„MODERNIZACJA STOPNIA WODNEGO RĘDZIN NA RZECE ODRZE W KM 260,7 - PRZYSTOSOWANIE ODRZAŃSKIEJ DROGI WODNEJ DO III KL.

mgr inż. Grzegorz Lewandowski / Grupa MIRBUD



Fot. 2. Montaż żurawia wieżowego w grodzi.



Fot. 3. Prowadnice zasuw przed remontem.



Fot. 4. Demontaż prowadnic zasuw jazu.



Fot. 5. Montaż wież podporowych T-60.



Fot. 6. Montaż wieży podporowych T-60.



Fot. 7. Montaż wieży podporowych T-60.



Fot. 8. Oderwanie mostu od łożysk podporowych.

Zakres prac obejmuje:

- » przebudowę istniejących zamknięć zasuwowych i segmentowych jazu oraz ich napędów;
- » wykonanie nowych zamknięć remontowych, wykonanie napraw ogólnobudowlanych jazu;
- » przebudowę wewnętrznej instalacji elektrycznej;
- » wykonanie nowego systemu sterowania jazem, nowego systemu oraz nowej instalacji telefonicznej i internetowej;
- » naprawę kładek komunikacyjnych oraz konstrukcji mostu na jazie;
- » przebudowę ubezpieczeń ponuru i poszuru jazu.

Po modernizacji stopień wodny Rędzin będzie mniej awaryjny. Gwarantować będzie utrzymanie odpowiednich, stałych głębokości żeglugowych i bezpieczne przepuszczanie wód powodziowych.



Fot. 9. Pas górny kratownicy przed demontażem.



Fot. 11. Widok na remontowany most od strony wody dolnej.



Fot. 10. Rozbiórka elementów pasa górnego kratownicy.



Fot. 12. Widok na remontowany most z żurawia.



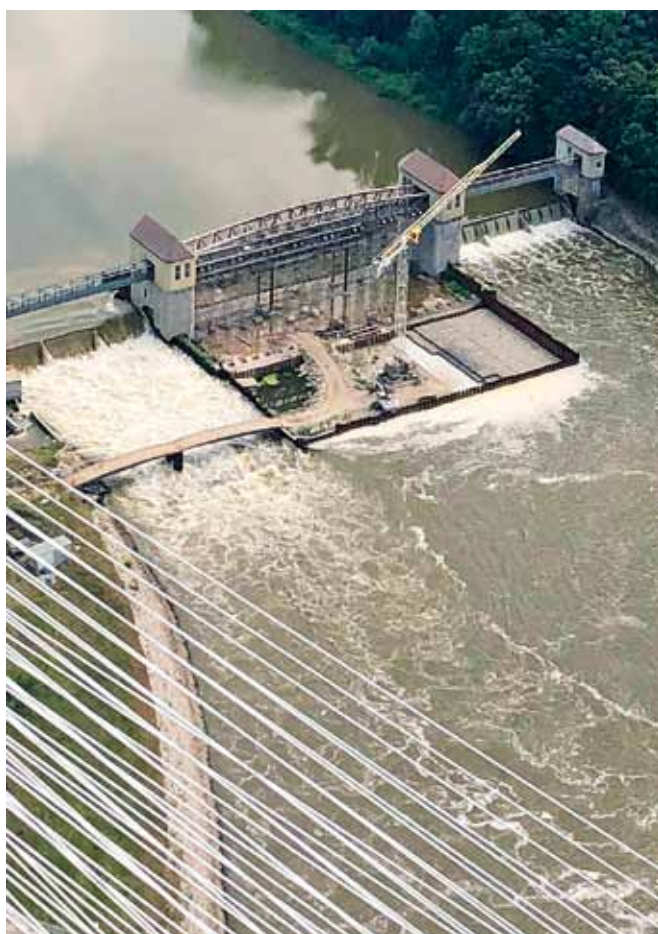
Fot. 13. Montaż rusztowań bocznych od strony wody górnej.



Naviga-Stal Sp. z o.o.
55-093 Kielczów
ul. Wilczycka 18



Fot. 14. Wymiana elementów pasa górnego kratownicy.



Fot. 15. Jaz w trakcie remontu w widoku z helikoptera.



Fot. 17. Zalane grodzysze przy przejściu wysokiej wody.



Fot. 18. Pasy dolne kratownicy po remoncie



Fot. 19. Łożysko po remoncie.



Fot. 16. Widok na remontowany jaz z żurawia – panorama.



Fot.20. Kierownik budowy - Krzysztof Nitarski z Inspektorem nadzoru - Markiem Kalińskim.



Fot. 21. Roboty antykorozyjne na moście.



Fot. 22. Demontaż zwiatrowań górnych kratownicy.



Fot. 24. Demontaż wież podporowych T-60.



Fot. 23. Montaż krzyżulców.



Fot. 25. Montaż prowadnic.



Fot. 26. Montaż łańcuchów prowadnic.



Fot. 27. Most z jazem po remoncie – oddany do eksploatacji.



NAVIGA-STAL – BUDOWNICTWO HYDROTECHNICZNE

O NAS

Nasza firma rozpoczęła swoją działalność jako Naviga Stal Sp. z o.o. w 2001 roku w wyniku przekształceń Przedsiębiorstwa Dostaw Inwestycyjnych i Eksportowych „Naviga”.

Założycielami i pierwszymi pracownikami były osoby posiadające wieloletnie doświadczenie w branży hydrotechnicznej, zdobyte przy realizacji wielu dużych budów hydrotechnicznych na rzekach Polski, Czech oraz licznych akwenach zamkniętych.

Zarówno podczas projektowania jak i wykonawstwa kierujemy się współdziałaniem z naturą, starając się nie zakłócić jej harmonii. Nasza firma od samego początku swojej działalności promowała nowoczesne rozwiązania, które to w wysokim stopniu opierają się na zharmonizowaniu najnowocześniejszych technologii opartych na sile i pięknie otaczającej nas przyrody.

PROFIL

Realizujemy prace budowlane polegające na modernizacji istniejących oraz budowie nowych obiektów takich jak: małe elektrownie wodne, nabrzeża, przystanie i mariny, jazy, śluzy, cyple rozdzielcze, zapory wodne, przepławki dla ryb. Naszymi klientami są zarówno podmioty publiczne jak i inwestorzy prywatni. Najczęściej działamy jako generalny wykonawca całego zadania, jednak przyjmujemy również zlecenia w roli podwykonawcy. Wspieramy naszych klientów począwszy od etapu przygotowania koncepcji i założeń inwestycji (np. w wyborze korzystnej lokalizacji elektrowni wodnej), poprzez realizację, aż do oddania inwestycji do użytkowania.

Posiadamy wysoko wykwalifikowaną kadrę inżynierską ze stosownymi uprawnieniami i certyfikatami. Gwarantujemy wysoką jakość wykonania robót potwier-

dzoną licznymi referencjami z wcześniej zrealizowanych projektów.

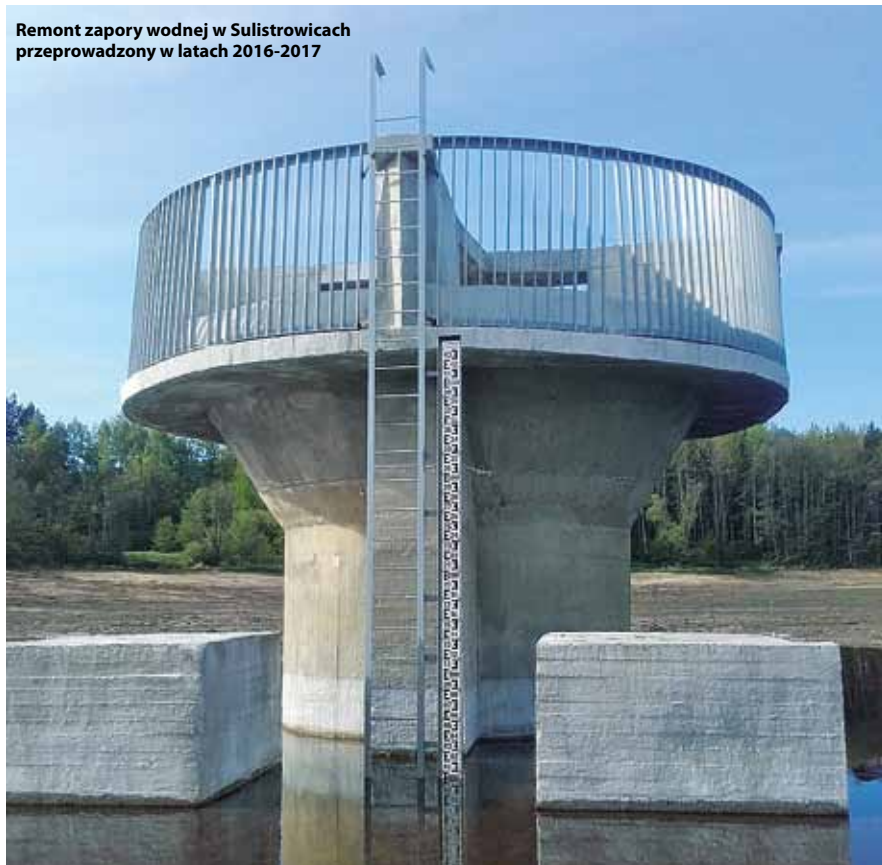
USŁUGI

Naviga Stal Sp. z o.o. jest firmą o silnie ugruntowanej pozycji w dziedzinie budowy, remontów i modernizacji śródlądowych obiektów hydrotechnicznych. Świadczone usługi obejmują między innymi:

- » Kompleksowe roboty budowlane i remontowe elektrowni wodnych, nabrzeży, marin, przystani, portów, jazów, śluz, zapór, cypli rozdzielczych, przepławek dla ryb itp.
- » Doradztwo na etapie przygotowania inwestycji
- » Roboty kafarowe zarówno z lądu jak i z wody
- » Prefabrykację i montaż konstrukcji stalowych
- » Montaż instalacji hydrauliki siłowej wraz z mechanizmami napędowymi oraz sterowaniem i automatyką



Remont zapory wodnej w Sulistrowicach
przeprowadzony w latach 2016-2017



Modernizacja śluzy w Okołu
przeprowadzona w latach 2017-2019

» Wynajem sprzętu pływającego w skład którego wchodzi pchacz/lodołamacz z promem przejezdny oraz segmentowe platformy pływające umożliwiające tworzenie nietypowych platform pływających



NAVIGA - STAL Spółka z o. o.
ul. Wilczycka 18
55-093 Kielczów
www.navigastal.pl
e-mail: biuro@navigastal.pl
tel./fax 071 348-71-96



Budowa przystani kajakowej w Chobieni
zrealizowana w latach 2017-2018



(c) Grzegorz Kłeciński

BUDOWA MOSTÓW BOLESŁAWA CHROBREGO OKIEM PROJEKTANTA DROGOWEGO

Marek Jagiełło – Biprogeo-Projekt Sp. z o.o.

Budowa Mostów Bolesława Chrobrego w ciągu drogi wojewódzkiej 455 we Wrocławiu to kolejna duża inwestycja infrastrukturalna Wrocławia będąca jednym z elementów przedłużenia połączenia tramwajowego od ul. Mickiewicza do nowej pętli Swojczyce zlokalizowanej pomiędzy cmentarzem Św. Jacka przy ul. Chałupniczej a ul. Swojczycką. Wobec złego stanu technicznego istniejących Mostów Bolesława Chrobrego, z dużymi ograniczeniami tonażowymi oraz ograniczeniami

w zakresie dojazdu do placu budowy wprowadzonymi przez zarządzającego ruchem we Wrocławiu, budowa nowych mostów stanowi nie lada wyzwanie pod względem technicznym i logistycznym.

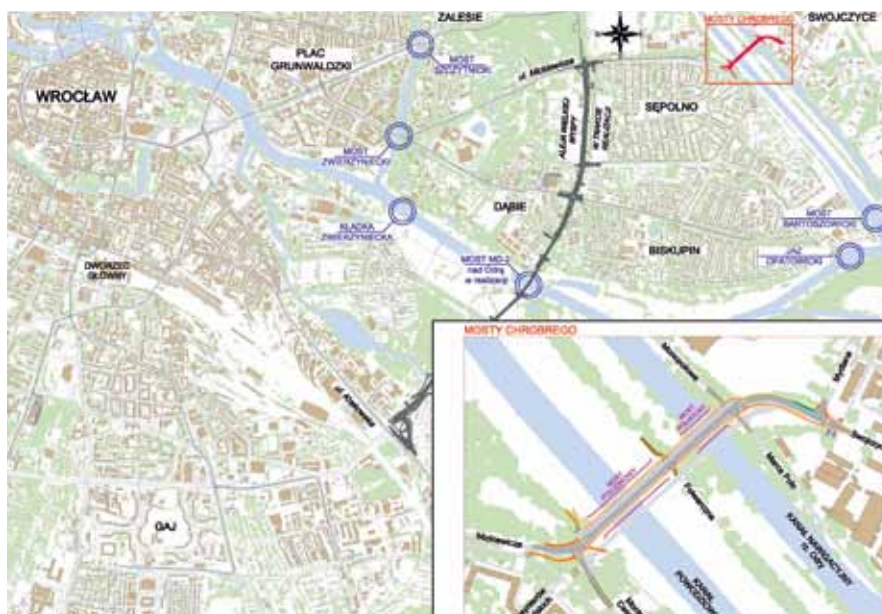
Innym bardzo ważnym aspektem realizowanej inwestycji jest to, że wpisuje się w program budowy nowoczesnych przepraw mostowych łączących Wielką Wyspę z innymi rejonami Wrocławia. Wielka Wyspa otoczona jest korytami rzeki Odry, przez które większość mostów

została przerzucona ponad sto lat temu na przełomie XIX i XX stulecia. Na kierunku do centrum miasta są to dwa mosty nad Starą Odrą: Most Zwierzyniecki z 1897 r. i Most Szczytnicki z 1890 r. (poszerzony w 2008 r.). W okresie, kiedy budowane były kanały Powodziowy i Żeglugowy Wrocławskiego Węzła Wodnego, powstały wybudowane w latach 1916-1917 Mosty Jagiellońskie składające się z zespołu dwóch mostów oraz Mosty Chrobrego. Dla porządku należy jeszcze wymienić most specjalny Bartoszewicki zbudowany w latach 1913-1917 nad jazem stopnia wodnego Kanału Powodziowego oraz kładkę nad Jazem Opatowickim łączącą Wielką Wyspę z Wyspą Opatowicką z tego samego okresu i przebudowaną w 1985 r.

Po 1945 roku wybudowano zaledwie Kładkę Zwierzyniecką w 1976 roku w rejonie ZOO oraz w 1984 roku dobudowano drugą parę Mostów Jagiellońskich w związku z budową drugiej nitki Al. Jana Kochanowskiego.

Aktualnie w ramach budowy nowoczesnych przepraw mostowych łączących Wielką Wyspę z innymi częściami Wrocławia realizowana jest również Aleja Wielkiej Wyspy (AWW) - odcinek od ul. Krakowskiej do ul. Mickiewicza o długości ok. 3500 m, gdzie do pokonania dwóch szerokich dolin rzecznych Odry i Oławy realizowane są mosty i estakady o łącznej długości 1075 m oraz 1000 m trasy na nasypach. Budowa tego nowego połączenia na kierunku południowym przyczyni się do wyeliminowania istniejącej obecnie bariery komunikacyjnej, jaką tworzą rzeki Oława i Odra oraz tereny zalewowe.

Pierwsze prace projektowe dotyczące budowy Mostów Chrobrego w ramach przedłużenia linii tramwajowej



Rys. 1. Plan orientacyjny inwestycji

Przy tym skomplikowanym projekcie, jak przy każdym projekcie infrastrukturalnym, pracował wielobranżowy zespół, liczący łącznie ponad 30 projektantów. Zadania projektowe zostały podzielone w ten sposób, że projektem obiektów inżynierskich zajmował się zespół GTI Design i Firmy Projektowej Wanecki zaś projektem drogowym, sieciowym, zagospodarowania zieleni oraz koordynacją całości zespół Biprogeo-Projekt. Generalnym Projektantem a zarazem koordynatorem w zakresie opracowania kompletnej dokumentacji jest Tomasz Rzodkiewicz. Był on również pełnomocnikiem inwestora – Wrocławskich Inwestycji, występującego w imieniu Gminy Wrocław. Projektantem mostów jest Piotr Wanecki. W opracowaniu dokumentacji ze strony Biprogeo-Projekt wzięli udział również projektanci: Dariusz Witkowski, Wojciech Mazurek, Marek Jagiełło, Marek Husarz – w branży drogowej, Grzegorz Mateusiak i Mateusz Bartkowski – w branży sanitarnej, Sławomir Cydejko, Sławomir Kos – w branży elektrycznej i trakcyjnej, Łukasz Staszak – w branży konstrukcyjnej, Stefan Siemiak i Maciej Nowak – w branży teletechnicznej oraz Aneta Broda projektantka zieleni. Ze strony Trakcja w zespole projektowym jest Michał Kłodowski – projektant branży mostowej i Piotr Łukawski – projektant branży drogowej. Należy tutaj również podkreślić ścisłą współpracę i duże zaangażowanie przedstawiciela zamawiającego – Wrocławskich Inwestycji w osobach Pana Mariusza Koneckiego i Pani Elżbiety Łąk podczas całego procesu projektowego a zwłaszcza na etapie uzyskiwania decyzji ZRID.

Na trasie przedmiotowego odcinka o długości ok. 330 mb występują 3 skrzyżowania. Wszystkie trzy skrzyżowania: ulicy Adama Mickiewicza, Monte Cassino z przeprawą przez Odrę (Mostami Chrobrego), z ulicą Monopolową i Marco Polo oraz skrzyżowanie ulic Swójczyckiej z Mydłąną są rozwiązaniami skanalizowanymi bez sygnalizacji świetlnej. Do pokonania dwóch kanałów Powodziowego i Żeglugowego projektowane są mosty o łącznej długości 186 m (133,2+52,8) oraz około 80 m trasy na nasypach. Na przedmiotowym odcinku w tym obu mostach w przekroju poprzecznym występują obu-



stronne drogi rowerowe o szerokości od 2,0 do 3,0 m, chodniki o szerokości 2,0 m, jezdnia o dwóch pasach ruchu po 3,5 m oraz torowisko tramwajowo-autobusowe o szerokości od 7,0 do 8,0 m. Zapewnione zostały odpowiednie szerokości opasek przy jezdni zapewniające osie odwodnienia, przestrzeń na lokalizację barier energochłonnych z zapewnieniem właściwej szerokości pracującej, elementy konstrukcyjne łuków wychodzących ponad powierzchnię pomostu oraz wymagane skrajnie ruchu pojazdów, pieszych i rowerzystów.

Pełny zakres inwestycji pn. „Budowa mostów Bolesława Chrobrego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 455 we Wrocławiu” obejmuje:

- » rozbudowę i przebudowę drogi wojewódzkiej nr 455 ul. Mickiewicza / Swojczycka polegającej na wykonaniu jezdnii z torowiskiem,
- » przebudowę ulic sąsiadujących z inwestycją: Monte Cassino, Monopolowa, Marco Polo, Mydłana.
- » budowę Mostu Południowego i Mostu Północnego nad odpowiednio dwoma równoległymi kanałami rzeki Odry tj. nad Kanałem Powodziowym i Kanałem Nawigacyjnym,

- » budowę peronów przystankowych komunikacji zbiorowej w ul. Swojczyckiej przy skrzyżowaniu z ul. Mydlaną,
- » budowę ścieżek rowerowych i chodników,
- » budowę ścieżki rowerowej z dopuszczeniem ruchu pieszego w rejonie ul. Mickiewicza i ul. Mydlanej,
- » wykonanie przejść dla pieszych / przejazdów rowerowych,
- » budowę i przebudowę zjazdów indywidualnych i publicznych,
- » wykonanie robót ziemnych związanych z robotami drogowymi, mostowymi i branżowymi,
- » wykonanie elementów bezpieczeństwa ruchu drogowego, w tym wyniesienie stałej organizacji ruchu,
- » budowę / przebudowę odwodnienia (kanalizacji deszczowej wraz z wylotami do odbiorników),
- » przebudowę kolizyjnych sieci uzbrojenia terenu (elektroenergetycznych, teletechnicznych, wodociągowych, gazowych),
- » budowę / przebudowę oświetlania drogowego,
- » budowę Miejskiej Kanalizacji Technologicznej i (MKT) służąca do prowadzenia innych sieci elektrycznych i teletechnicznych,



Rys. 5. Wizualizacja przestrzeni ruchowej na południowym Moście Chrobrego nad Kanałem Powodziowym.



Rys. 6. Fragment uzyskanej 2 lutego 2022 r. decyzji ZRID

- » wycinkę zieleni,
- » rozbiórkę istniejących ogrodzeń kolidujących z inwestycją.

W projekcie położono duży nacisk na komunikację rowerową i pieszą. W ramach przedsięwzięcia na całej

długości powstaną obustronne chodniki i ścieżki rowerowe. Zaprojektowano połączenie ciągów pieszo-rowerowych z ciągami obsługującymi obszar sąsiadujący z korytarzem trasy w tym istniejące ciągi na wałach wzdłuż Odry.

W trakcie prac przygotowawczych w obszarze inwestycji zinventaryzowanych zostało 499 drzew. Do wycinki zakwalifikowano 199 szt. W obszarze realizowanej inwestycji, z uwagi na ograniczony obszar poza terenami międzywała znaleziono miejsce na posadzenie jedynie 2 szt. odpowiednio dobranych gatunkowo drzew. W ramach kompensat poza inwestycją powinno być nasadzonych na terenie Wrocławia w pobliżu inwestycji 443 szt., z czego część może być zamieniona na inne formy zieleni takie jak krzewy, łąki kwietne, byliny przy muldziej chłonnej czy bluszcz na skarpach.

Uzyskanie decyzji ZRID, pierwotnie planowane na ostatni kwartał 2021 roku, ostatecznie z sukcesem

nastąpiło 2 lutego 2022 roku. Na takie opóźnienie niebagatelny wpływ miały między innymi czynniki związane z procedurą uzyskania licznych odstępstw od warunków technicznych jak też przedłużający się proces uzgodnień rozwiązań projektowych spowodowany szeregiem obostrzeń związanych z pandemią COVID-19 oraz opieszałość urzędów i organów powodując spore utrudnienia i dodatkowe zaangażowanie zespołu projektowego. Postępowanie administracyjne w trybie ustawy z 10 kwietnia 2003 r. o szczególnych zasadach przygotowania i realizacji inwestycji w zakresie dróg publicznych zostało wszczęte przez Dolnośląski Urząd Wojewódzki 26 października 2021r. na wniosek Inwestora - Prezydenta Wrocławia działającego za pośrednictwem pełnomocnika złożony 18 sierpnia, uzupełniony 28 września i 26 października 2021r.

Budowa ruszyła niezwłocznie po uzyskaniu decyzji ZRID z rygorem natychmiastowego wykonania 14 lutego 2022 roku. Zakończenie jest planowane w drugim kwartale 2023 r. Koszt przedsięwzięcia to około 70 mln złotych brutto i w całości sfinansuje je miasto Wrocław.

INWESTOR:

Prezydent Wrocławia
Sukiennice 9, 50-107 Wrocław
tel. 71 777-82-01
www.wroclaw.pl

PRZEDSTAWICIEL ZAMAWIAJĄCEGO:



WROCLAWSKIE INWESTYCJE Sp. z o.o.
ul. Ofiar Oświęcimskich 36,
50-059 Wrocław
tel. +48 71 77 10 900 lub 901,
fax +48 71 77 10 904
email: biuro@wi.wroc.pl
www.wi.wroc.pl

WYKONAWCA ROBÓT:



Trakcja S.A.
Al. Jerozolimskie 100 IIp.
00-807 Warszawa

JEDNOSTKA PROJEKTOWA - KONSORCJUM FIRM:



Biprogeo-Projekt Sp. z o.o. (Lider)
52-418 Wrocław, ul. Bukowskiego 2



GTI Design Sp. z o.o. sp. k. (Partner)
80-298 Gdańsk, ul. Synów Pułku 35



Rys. 7. Wizualizacja szczegółu balustrady mostowej z herbem Wrocławia.



WWW.GRUPATRAKCJA.COM



Fot. 1. Widok na prace w obrębie mostu południowego (na pierwszym planie próbné obciążenie przyczółka w osi „D” mostu południowego).



Fot. 2. Prace zimne w obrębie mostu północnego.

BUDOWA NOWYCH MOSTÓW CHROBREGO. RAPORT Z PLACU BUDOWY - MAJ 2022.

Część terenu pod budowę nowych Mostów Bolesława Chrobrego została przekazana przez zamawiającego - Wrocławskie Inwestycje, wykonawcy 4 lutego 2022 roku. Generalny Wykonawca prac, firma Trakcja S.A. od razu przystąpił do prowadzenia prac przygotowawczych i robót związanych z wycinką, która musiała zostać zakończona do końca lutego.

Do końca maja udało się wykonać spory zakres prac związanych z budową kanalizacji deszczowej i przebudową instalacji gazowej. Wykonano ścianki szczelne i pale, których prawidłowe wykonanie zostało już potwierdzone podczas próbnych obciążeń. Rozpoczęto

prace żelbetowe oraz prace przy nasypach drogowych. Równolegle w Wytwórni Konstrukcji Stalowych w Gdyni toczą się prace antykorozyjne elementów mostu północnego. Konstrukcja stalowa mostu południowego również została sprefabrykowana i czeka na pokrycie zestawem malarskim.

Na przełomie czerwca i lipca Kierownik Robót Mostowych Pan Michał Krajewski planuje rozpoczęcie montaż konstrukcji stalowej nad kanałem nawigacyjnym (most północny), a Kierownik Budowy Pan Mateusz Kamiński deklaruje zakończenie wszystkich prac zgodnie z harmonogramem tj. na koniec kwietnia 2023 r.

KOLEJ
DROGI
OBIEKTY



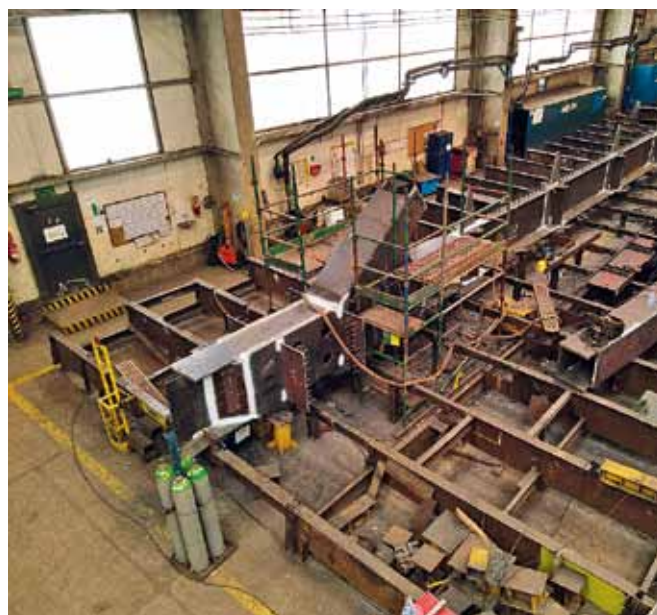
TRAKCJA

Trakcja S.A.
Al. Jerozolimskie 100 Ilp.
00-807 Warszawa

Biuro budowy
ul. Książkiewicza 19
50-544 Wrocław



Fot. 3. Prace zbrojarskie przyczółka w osi „A” mostu południowego.



Fot. 4. Prefabrykacja elementów konstrukcji na WKS (sierpień 2021r).

PREFABRYKATY BETONOWE DLA BUDOWNICTWA INŻYNIERYJNEGO I INFRASTRUKTURALNEGO

MOCNY PARTNER W BUDOWNICTWIE



PRZĘSŁA W CAŁOŚCI
PREFABRYKOWANE



BELKI (DŹWIGARY)
PREFABRYKOWANE



PAŁE
PREFABRYKOWANE



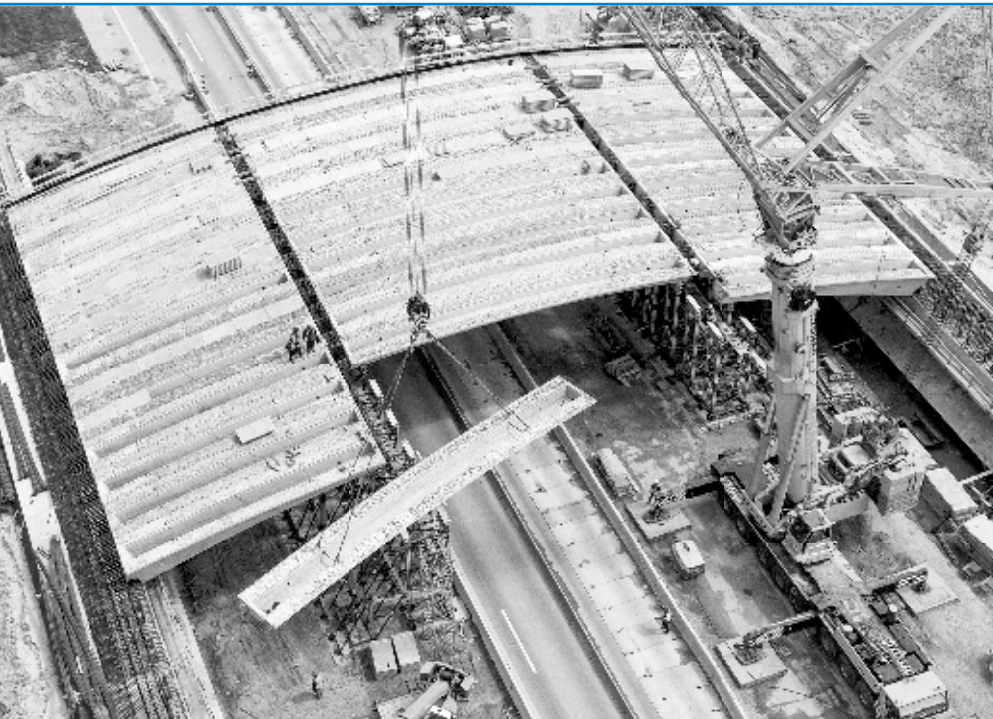
PRZEPUSTY
SKRZYNKOWE



PREFABRYKOWANE
PANELE AKUSTYCZNE



DROBNE ELEMENTY
DROGOWE



BUDOWNICTWO INŻYNIERYJNE

ŁUKOWE, PREFABRYKOWANE PRZEJŚCIA DLA ZWIERZĄT

AUTOSTRADA A18

Przejścia dla zwierząt w ciągu autostrady A18, do realizacji których wyprodukowaliśmy ponad 200 łukowych belek korytkowych o zmiennej wysokości, a także 1776 płyt zamykających. Każdy z obiektów składa się z 46 belek skrajnych oraz 23 belek środkowych.



BUDOWNICTWO INŻYNIERYJNE

KŁADKA NAD JEZIOREM

ZAGÓRZE ŚLĄSKIE

Kładka nad Jeziorem Bystrzyckim w Zagórzu Śląskim, do realizacji której wykonaliśmy 49 prefabrykowanych żelbetonowych elementów o 17 różnych kształtach. Długość kładki wynosi 126m.

Betard Sp. z o.o.
ul. Polna 30, 55-095 Długołęka
zapytania ofertowe: oferty@betard.pl

www.betard.pl

 **BETARD**



„SHERWIN-WILLIAMS – MOSTY JAK MALOWANE”

Sherwin-Williams jest wiodącym światowym producentem farb i lakierów z ponad 150-letnim doświadczeniem. Firma zatrudnia przeszło 61 000 pracowników w ponad 120 krajach. W roku 2021 firma Sherwin-Williams zawarła porozumienie z Sika AG w zakresie przejęcia europejskiego oddziału w zakresie powłok przemysłowych. Ten długotrwały i skomplikowany proces z sukcesem zakończył się w dniu 01 kwietnia 2022 i z tą datą należy wiązać również szeroką obecność działu Sherwin-Williams Protective & Marine w Polsce. Uczestnictwo w przestrzeni mostowej czy szerzej w branży budowlanej wsparte jest wieloletnim doświadczeniem pracowników, którzy od dekad czynnie byli zaangażowani w niezliczone aktywności projektowe i wykonawcze.

Jako Sherwin-Williams Protective & Marine opracowujemy, produkujemy i dystrybuujemy systemy powłok antykorozyjnych i przeciwpożarowych pod hasłem ochrony budynków i budowli na całym świecie i zachowania ich wartości. Dzięki najbardziej zaawansowanej technologii, specjalnemu ukierunkowaniu na usługi oraz połączeniu sprawdzonych i innowacyjnych systemów powlekania od wielu dziesięcioleci jesteśmy niezawodnym partnerem na rynku krajowym i rynkach międzynarodowych. Dlatego koncentrujemy się na wysokiej jakości rozwiązaniach, które mają na celu sukces naszych klientów oraz bezpieczeństwo ludzi, obiektów oraz środowiska.

To właśnie idea zapewnienia maksymalnie trwałych i bezpiecznych rozwiązań przyświecała nam przy kolejnych realizacji w budownictwie infrastrukturalnym. Na przestrzeni ostatnich lat mieliśmy zaszczyt uczestni-

czyć w tak prestiżowych projektach mostowych jak most Rędzirski we Wrocławiu oraz mosty przez Wisłę w Kamieniu (im. Edwarda Wojtasa) i w Toruniu most Wschodni (im. Gen. Elżbiety Zawadzkiej). Nie można nie wspomnieć również o dopiero co zakończonym remoncie mostu im. Marszałka Józefa Piłsudskiego w Toruniu. Modernizacja o tyle ciekawa, iż wykonana niemal w całości z zachowaniem przejeźdźności obiektu. Trwająca inwestycja na Mierzei Wiślanej również realizowana jest z naszym udziałem. To właśnie rozwiązania w zakresie antykorozji stali zyskały zaufanie i są stosowane do zabezpieczenia zarówno obiektów mostowych jak i urządzeń hydrotechnicznych.

Pomimo globalnej obecności szczególną uwagę przykładamy do kontaktów i współpracy z lokalnymi społecznościami inżynierów i specjalistycznych wykonawców. To dzięki takiemu podejściu czynnie bierzemy udział nie tylko w największych projektach ale również w tych mniejszych ale nie mniej ważnych z punktu widzenia lokalnych wspólnot.

Takim przedsięwzięciem były między innymi prace związane z poprawą bezpieczeństwa powodziowego na Dolnym Śląsku i modernizacją zbiornika wodnego Nysa. To właśnie przy realizacji kładki nad jazem zastosowano epoksydowo-poliuretanowy system malarski o podwyższonej trwałości oparty o farby grubopowłokowe. Do zabezpieczenia obiektu wybrano system malarski składający się z produktów:

SikaCor EG Phosphat - epoksydowa powłoka gruntująca zawierająca fosforan cynku.

SikaCor EG-1 VHS - powłoka gruntująca i międzywarstwowa na bazie żywicy epoksydowej z płatkami miki żelaza, o dużej zawartości części stałych.

SikaCor EG-120 – grubopowłokowa dwuskładnikowa powłoka poliuretanowa o doskonałej odporności na procesy starzenia i kredowanie.

Dzięki tak dobranemu rozwiązaniu udało się stworzyć system malarski o grubości 400µm aplikowany jedynie w trzech warstwach. A wszystko to z myślą o ograniczeniu nakładu pracy przy jednoczesnej dbałości o ekologię (niska zawartość VOC oraz wydłużona żywotność) i ekonomię (minimalizacja ilości operacji malarskich oraz wydłużenie czasu do pierwszego dużego remontu).

Dodatkowo w ramach umocnienia brzegu rzeki do zabezpieczenia konstrukcji pracującej w zanurzeniu wykorzystano farbę Sika Poxicolor SW. Jest to epoksydowa powłoka antykorozyjna stosowana w budownictwie hydrotechnicznym.

Remont mostu to wyzwanie z punktu widzenia technicznego jak i organizacyjnego. Właściwy dobór rozwiązań antykorozyjnych to jedna ze składowych potencjalnego sukcesu. A ten aby był pełen to wykonanie prac musi nastąpić terminowo i zapewnić wieloletnią bezawaryjną eksploatację. Naprzeciw takim oczekiwaniom wychodzą oczywiście specjaliści z firmy Sherwin-Williams. Tak też było w przypadku remontu mostu w Cigacicach. Jako odpowiedni system wytypowano poniższe rozwiązanie:

Sika Poxicolor Primer HE NEU - jest to dwuskładnikowa, epoksydowa powłoka gruntująca tolerująca gorzej przygotowane powierzchnie nawet do stopnia St2 zgodnie z ISO 12944 oraz czyszczenie wodą pod bardzo wysokim ciśnieniem zgodnie z PN-EN ISO 8501-4 do stopnia czystości Wa 2 z maksymalnym stopniem rdzy nalotowej M.



SikaCor EG-1 VHS - powłoka gruntująca i międzywarstwowa na bazie żywicy epoksydowej z płatkami miki żelaza, o dużej zawartości części stałych.

SikaCor EG-4 DB703 - jest dwuskładnikową, akrylo-wo-poliuretanową powłoką nawierzchniową.

Nazwy produktów pozostają nadal aktualne i zmiany ulegną na początku roku 2023.

Wybór takiego rozwiązania podyktowany był świadomością sprostania wymaganiom stawianym w czasie remontu. Łatwość aplikacji, wysoka trwałość i oczywiście powłoka gruntująca tolerująca gorzej przygotowane podłoże to jedne z podstawowych parametrów branych pod uwagę. Do tego warto dodać bogate referencje z podobnych realizacji. To wszystko daje solidne podstawy do osiągnięcia sukcesu.

W swojej działalności na każdym etapie mamy świadomość rosnących wymagań ekonomicznych oraz technicznych z jednoczesnym naciskiem na zachowanie zrównoważonego rozwoju. Znajduje to odzwierciedlenie w naszej ofercie produktów, które zawsze są zgodne z najnowszymi niezależnymi testami, normami i przepisami.



SHERWIN-WILLIAMS®

Sherwin-Williams Poland Sp. z o.o.
ul. Kopanińska 7, Brodziszewo
64-500 Szamotuły
+48 61 822 17 03
cs.pm@sherwin.com



BUDOWA AUTOSTRADY A18 OLSZYNA - GOLNICE, ZADANIE 2 - BUDOWA GÓRNYCH PRZEJŚĆ DLA ZWIERZĄT Z PREFABRYKOWANYCH BELEK KORYTKOWYCH

mgr inż. Grzegorz Lewandowski / Grupa MIRBUD

W ramach dostosowania w pełnym zakresie istniejącego układu drogowego drogi krajowej nr 18 na odcinku Olszyna - Gólnice o długości 70 km do parametrów autostrady i obowiązujących standardów sieci drogowej oraz poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego, Konsorcjum firm KOBYLARNIA S.A. - Lider, oraz MIRBUD S.A. - Partner, realizuje Zadanie 2 budowy autostrady A18 Olszyna - Gólnice (przebudowa jezdni południowej) od km 11+860 do km 33+760. W ramach tego zadania Konsorcjum realizuje m.in. trzy interesujące obiekty inżynierskie (przejścia dla zwierząt), są to PZ-14a w km 14+000,00, PZ-19a w km 23+350,00 oraz PZ-26a w km 31+075,00. Wszystkie obiekty posadowione są pośrednio na prefabrykowanych palach wbijanych 40x40cm, o różnych długościach, skierowanych ukośnie. Charakterystyczną i unikalną cechą tych obiektów jest ich konstrukcja, bowiem wszystkie ustroje nośne zaprojektowano jako żelbetowy łuk złożony z prefabrykowanych belek korytkowych o zmiennej wysokości od 0,80 m do 1,80 m zespolonych z monolityczną płytą współpracującą. Każda z belek łukowych składa się z trzech prefabrykatów: dwóch podporowych i jednego przęsło-

wego. W miejscach łączenia prefabrykatów zaprojektowano poprzecznicę monolityczną o szerokości 0,80 m i wysokości 0,85 m. Belki korytkowe przykryte zostały prefabrykowaną płytą zamykającą o grubości 0,08 m a następnie zespolone płytą współpracującą wylewaną na mokro. Konstrukcje przęseł poszczególnych obiektów zostały podzielone na segmenty podłużne. Same podpory zostały zrealizowane w postaci trwałych, żelbetowych, monolitycznych węzłów łączących prefabrykaty łuków przęsła z ławą fundamentową o zmiennej grubości. Podpory wraz z fundamentem podzielone zostały na segmenty zgodne z dylatacjami ustroju nośnego. Ławy fundamentów nachylone są pod kątem 25°. Wyposażenie obiektów jest charakterystyczne dla funkcji ekologicznej jaką będą pełniły te obiekty, tj. przejść dla zwierząt, dlatego poza samą nawierzchnią ziemną wraz z roślinnością naprowadzającą, przewidziano wykonanie ekranów przeciwoślusieniowych na obiektach wraz z odcinkami najść na obiekty. Charakterystyczne parametry samych przejść dla zwierząt przedstawiają się następująco:

1. PZ-14a – Rozpiętość obiektu wynosi 46,20 m. Całkowita szerokość ustroju nośnego wynosi 56,0 m.

Szerokość użyteczna przejścia (pomiędzy ekranami przeciwoślusieniowymi) wynosi 50,0 m. Długość ławy fundamentowej wynosi 59,92 m.

2. PZ-19a – Rozpiętość obiektu wynosi 46,20 m. Całkowita szerokość ustroju nośnego wynosi 56,0 m. Szerokość użyteczna przejścia (pomiędzy ekranami przeciwoślusieniowymi) wynosi 50,0 m. Długość ławy fundamentowej wynosi 59,92 m.

3. PZ-26a – Rozpiętość obiektu wynosi 46,20 m. Całkowita szerokość ustroju nośnego wynosi 68,0 m. Szerokość użyteczna przejścia (pomiędzy ekranami przeciwoślusieniowymi) wynosi 62,0 m. Długość ławy fundamentowej wynosi 71,92 m.

Niewątpliwie wyzwaniem dla realizacji tego zadania, wymuszony charakterystyką obiektów i przyjętą przez projektanta konstrukcją, był sam montaż prefabrykowanych belek korytkowych jak i technologia podparć tymczasowych, uwzględniający ciężar samych prefabrykatów jak i całości ustroju niosącego na czas betonowania i dojrzewania umonolityczniającej płyty ustroju nośnego. Biorąc pod uwagę fakt, że realizacja całego Kontraktu jak i budowa samych obiektów odbywała się przy konieczności zachowania ciągłości ruchu



Montaż belek na PZ-19a



PZ-14a betonowanie węzłowi segment środkowy strona PN

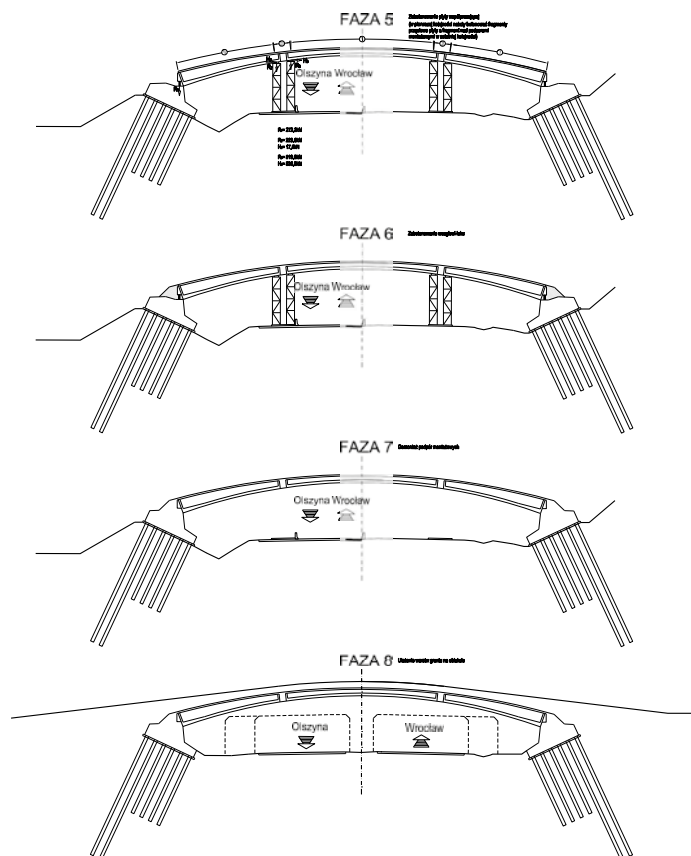
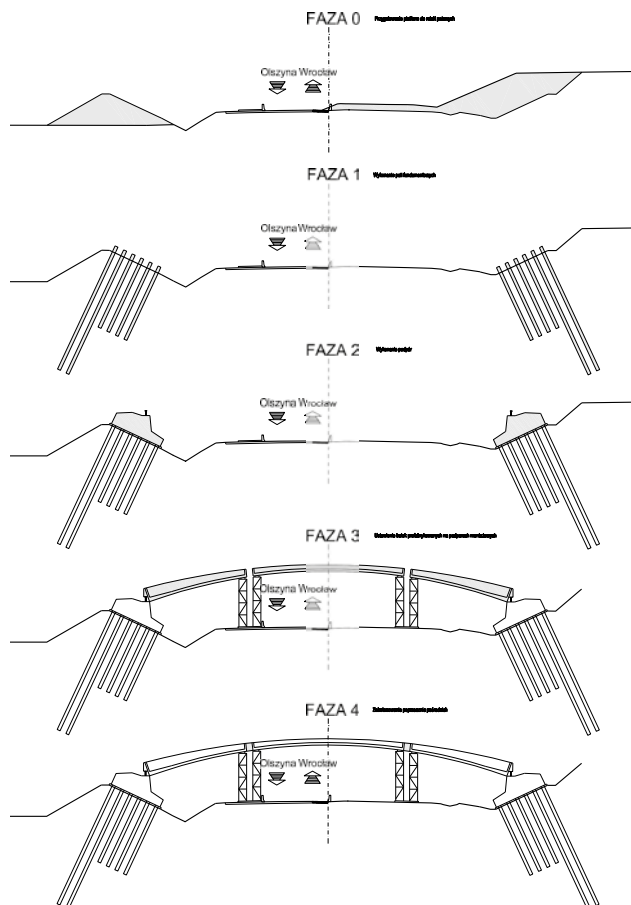


PZ19a - montaż belek prefabrykowanych



PZ-14a montaż belek korytkowych widok z góry

na DK18/A18, z czasowym wstrzymaniem potoków ruchu na czas montażu samych belek, budowa obiektów PZ stanowiła nie lada wyzwanie techniczno-organizacyjne oraz logistyczne. Kwestie organizacyjne i bezpieczeństwa użytkowników oraz prowadzonych robót miały tutaj niebagatelne znaczenie, co przekładało się m.in. na wdrożenie szczegółowych schematów organizacyjnych tymczasowej organizacji ruchu na odcinkach w obrębie poszczególnych obiektów mających na celu spowolnienie ruchu oraz konieczność dodatkowego zabezpieczenia stref w obrębie wież podparcia tymczasowego. Ciężar montowanych prefabrykatów wynosił od 36,125 T do 38,25 T i odbywał się z dźwigu samojazdnego o nośności 500T. Szerokość przejść dla zwierząt oraz parametry ruchowe ciężkiego sprzętu używanego do montażu ciężkich belek prefabrykowanych powodowały konieczność etapowego wykonania poszczególnych konstrukcji obiektów przejść dla zwierząt. Aktualnie obiekty te są w finalnej fazie wykonania oraz prowadzone są prace wykończeniowe zaś planowany, umowny termin zakończenia całości Kontraktu i przekazania odcinka 2 budowanego A18 do użytkowania to trzeci kwartał 2022 roku.



Fazowanie prac na obiektach PZ



PZ-14a podparcie tymczasowe



PZ-14a posadowienie pośrednie pale pogrążone w gruncie



PZ-14a montaż zbrojenia węzłowi

UCZESTNICY PROCESU INWESTYCYJNEGO:

Zamawiający



Skarb Państwa – Generalny Dyrektor
Dróg Krajowych i Autostrad,
reprezentowany przez:

Generalna Dyrekcja Dróg
Krajowych i Autostrad
Oddział w Zielonej Górze
ul. Bohaterów Westerplatte 31,
65-950 Zielona Góra

Wykonawca – Konsorcjum
Lider:



KOBYLARNIA S.A.

KOBYLARNIA S.A.
ul. Zakole 1,
86-061 Kobyłarnia

Partner:



MIRBUD S.A.
ul. Unii Europejskiej 18,
96-100 Skierniewice

Projektant:
Biuro Projektowo-Badawcze
Dróg i Mostów
Transprojekt – Warszawa Sp. z o.o.
ul. Koniczynowa 11,
03-612 Warszawa

Nadzór autorski:
CertusVia Sp. z o.o.
ul. Świętokrzyska 14,
00-050 Warszawa

Nadzór inwestorski – Konsorcjum:

Lider:
Ayesa Polska Sp. z o.o.
Szyb Walenty 26A,
41-700 Ruda Śląska

Partner:
Biuro Inżynierskie Via Regia Sp. z o.o.
ul. Świętokrzyska 14,
00-050 Warszawa



Wymiana dylatacji na wiadukcie DK 11 w Kurniku



Wymiana dylatacji na Moście Tumskim we Wrocławiu



Wymiana dylatacji na wiadukcie WA19 w ciągu autostrady A4.

TARCOPOL



NOWOŚĆ!

POLYFLEX® Advanced PU

Poliuretanowe urządzenie dylatacyjne

- poliuretanowe urządzenia dylatacyjne **POLYFLEX® Advanced PU**
- asfaltowe dylatacje Tarco
- asfalt lany
- cięcie nawierzchni betonowych i bitumicznych
- naprawy pęknięć nawierzchni
- wypełnianie szczelin dylatacyjnych w nawierzchniach
- hydroizolacje termozgrzewalne na mostach
- remonty mostów

TARCOPOL Spółka z o.o.

e-mail: tarcopol@tarcopol.pl

Siedziba
i Oddział Starachowice
ul. Składowa 16
27- 200 Starachowice
tel./fax: 41 273 34 36
e-mail: star@tarcopol.pl

Oddział Wrocław
ul. Stanisławowska 25
54-611 Wrocław
tel. 695 190 310
e-mail: wroc@tarcopol.pl

www.tarcopol.pl



BETON TRASY NOWOHUCKIEJ

Grzegorz Grządziela – TPA Sp. z o.o.
Robert Walkowiak – Chryso Polska Sp. z o.o.

STRESZCZENIE

W artykule zaprezentowano wybrane rozwiązania materiałowe wdrożone przy realizacji przeprawy mostowej przez Wisłę w ciągu drogi ekspresowej S-7 w Krakowie. W dziedzinie technologii betonu (monolitycznych drogowych) obiektów inżynierskich tzw. „Trasy Nowohuckiej” (po raz pierwszy w Polsce) oparto się na wymaganiach Ogólnych Specyfikacji Technicznych GDDKiA. Efektem było m.in. zastosowanie na szeroką skalę cementu hutniczego oraz kruszywa węglanowego. Niezależnie od specyfikacji także założenia projektowe przyczyniły się do indywidualnego rozpatrzenia i przyjęcia (pionierskich pod wieloma względami)

mi) technologii formowania poszczególnych elementów. Dotyczyło to m.in. projektowania składu betonu z uwzględnieniem zadanej charakterystyki naprężenie-odkształcenie, kompensacji oddziaływań pośrednich (termiczno-skurczowych) w masywnych elementach sprężonych czy różnych metod pielęgnacji cieplno-wilgotnościowej.

1. WPROWADZENIE

Rozwiązania kompleksowych zagadnień mogą być przygotowane na długo przed realizacją, inne tworzy się tuż przed lub nierzadko w ich trakcie. Z pewnością istnieje zależność między dynamiką procesu przygo-

towań i podejmowania decyzji, a liczbą oraz czasem na analizę dostępnych już danych i doświadczeń. Niezależnie jednak od zagadnienia skuteczne rozwiązania wymagać będą zarówno działań operacyjnych jak i podejścia projektowego.

Budowa krakowskiego odcinka drogi ekspresowej S-7, której kluczowym elementem jest przeprawa mostowa przez Wisłę, wprowadzała wiele nowych elementów. Z formalnego punktu widzenia stała się pierwszą w Polsce, na której wdrożono zapisy nowych Ogólnych Specyfikacji Technicznych (OST) - ok. 1 roku od ich publikacji na jesieni 2013r. przełom 2014/2015r. wykorzystano na przygotowanie technologii. Czas ten



Tablica 1. Zestawienie podstawowej specyfikacji betonu obiektu MD-07

Przeznaczenie	Klasa wytrzymałości na ściskanie	Klasy ekspozycji
Fundamenty, komory, płyty przejściowe	C30/37	XC2+XA1
Ściany oporowe	C30/37	XC2+XD1+XF3
Przepusty	C30/37	XC2+XD2+XF3
Podpory	C30/37	XC4+XD1+XF3+XA1
Podpory	C50/60	XC4+XD1+XF3+XA1
Pylony	C50/60	XC4+XD3+XF3
Ustrój niosący	C40/50 oraz C50/60	XC4+XD3+XF3

dzenia energii cieplnej z elementów do otoczenia. Powyższe aspekty w odniesieniu do rozwiązań materiałowych stanowią temat niniejszego opracowania.

2. SPECYFIKACJE TECHNICZNE DLA BETONU

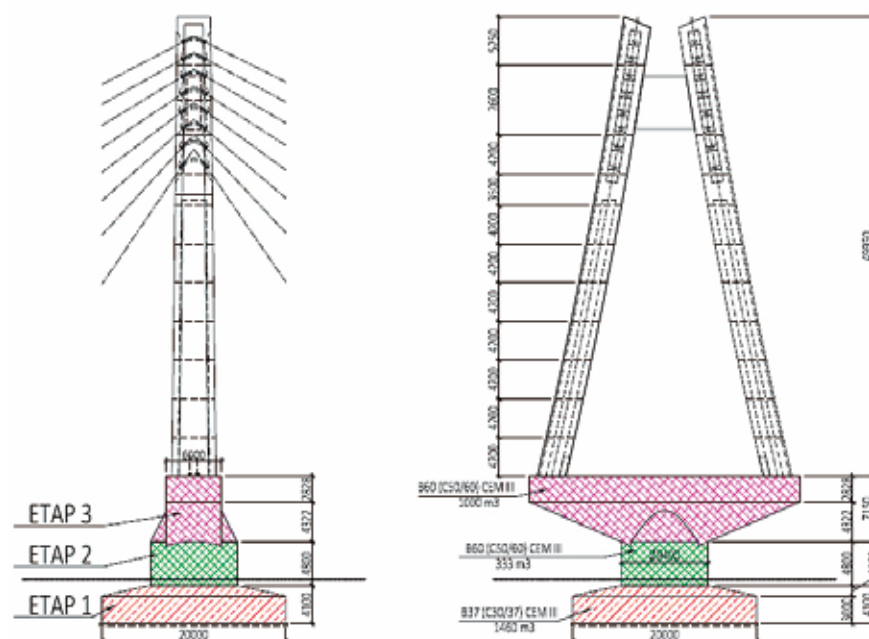
GDDKiA jako Inwestor zdecydowała się na zastosowanie nowych OST jako zapisów kontraktowych na budowie „Trasy Nowohuckiej”. Tym samym przed Wykonawcą pojawiły się zdecydowanie szersze możliwości wykorzystania potencjału podstawowego materiału - betonu cementowego. Fakt ten miał decydujące znaczenie dla dwóch aspektów: doboru składników i składu oraz specyfikacji właściwości mieszanki betonowej i betonu stwardniałego. Pierwszy oznaczał zdecydowanie szerszy wachlarz materiałów, szczególnie przy selekcji rodzajów cementu i kruszywa. Aspekt drugi całkowicie zmieniał dotychczasową koncepcję tzw. betonu mostowego. Dotąd jedyną cechą formalnie odróżniającą beton konstrukcyjny była wytrzymałość na ściskanie. Pozostałe właściwości były niejako stałą materiałową, niezależną od przeznaczenia / umiejscowienia i w efekcie rzeczywistych warunków wbudowania i eksploatacji betonu w drogowych obiektach inżynierskich. Tą samą betonomieszkarkę można było więc skierować do betonowania masywnego fundamentu jak i cienkościenniej konstrukcji sprężonej lub kap chodnikowych narażonych na działanie mrozu w obecności soli od-

ładzających, jeśli tylko na dowodzie dostawy widniała wymagana klasa wytrzymałości na ściskanie. Tę fikcyjną „uniwersalność” betonu podważono w zapisach nowych OST. Przyjęta koncepcja zakłada beton jako materiał podatny na modyfikację, którego cechy można - i należy - precyzyjnie dobrać w zależności od przeznaczenia. Termin „beton mostowy” musiał zatem ulec rzeczywistemu rozszerzeniu o jego zastosowanie i wynikające stąd pożądane (a nie: «uboczne») właściwości. Uniwersalną, ale i nadrzędną cechą ma pozostać «jedyne» jego trwałość.

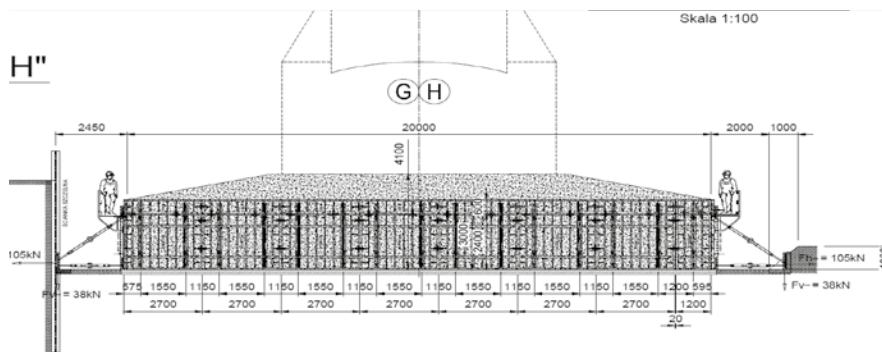
Formalnie przyjętą specyfikację dla betonu poszczególnych elementów podano w Tablicy 1.

Do chwili obecnej (07.2016r.) przy formowaniu wymienionych elementów obiektów „Trasy Nowohuckiej” wykorzystano 4 recepty mieszanki betonowej. Po bardzo pozytywnych doświadczeniach z pierwszymi fundamentami i podporami, zdecydowano się zastosować ten sam skład betonu napowietrzonego klasy C30/37 do formowania komór, płyt przejściowych, ścian oporowych i przepustów. Finalnie recepta ta „obsłużyła” więc elementy o co najmniej średniej masywności w kombinacji klas ekspozycji XC4+XD2+XF3+XA1. Przełożyło się to na wymagania m.in. odporności na działanie mrozu (XF3 - F150) czy maksymalną głębokość penetracji wody pod ciśnieniem (XA1 - do 60 mm). Dla realizacji nadziemnych fragmentów masywnych podpór z betonu C50/60 opracowano specjalną

spożytkowano na analizy projektów, precyzowanie wymagań etapów wznoszenia i eksploatacji każdego z elementów oraz doborów jakościowy i ilościowy składów betonu. Szczególnie liczne konsultacje w składzie Inwestor - Projektant - Wykonawca - Producent Betonu uwidoczniły wiele dodatkowych trudności i zagrożeń, którym należało zapobiec. Pojawiły się wreszcie zagadnienia inżynierskie mogące w przyszłości uchodzić za precedens technologii betonu drogowych obiektów inżynierskich. Przykładem niech będą masywne elementy sprężone, weryfikacja obliczeń projektowych z uwzględnieniem rzeczywistej odkształcalności betonu czy optymalizacja procesu bezpiecznego wyprowa-



Rysunek 1. Konstrukcja podpór pylonów obiektu MD-07



Rysunek 2. Konstrukcja fundamentu

receptę. Formalne wymagania wynikające z kombinacji XC4+XD1+XF3+XA1 stanowiły zaledwie część rozbudowanej specyfikacji. Wreszcie 2 kolejne recepty przygotowano dla betonu klas C40/50 i C50/60 pylonów i ustroju niosącego. Planowane jest zastosowanie dodatkowych składów z racji odmienności wymagań i warunków eksploatacji w odniesieniu do kap chodnikowych, barier energochłonnych realizowanych metodą ślizgową oraz nawierzchni z betonu.

3. EWOLUCJA TECHNOLOGII BETONU PODPÓR PYLONÓW

Zasadnicza część niniejszego referatu skupia się na realizacji podpór pylonów obiektu MD-07. Każdą z czterech identycznych podpór tworzą trzy zasadnicze elementy: fundament (płyta), podstawa (słup) oraz rygiel. Fundamentom, słupom i rygłom przyznano w ramach harmonogramu prac numery tzw. etapów: odpowiednio I, II i III. Uwagę zwraca umiejscowienie kolejnych elementów względem poziomu gruntu, które w oczywisty sposób wpłynęło na przyjęcie kombinacji klas ekspozycji związanych z możliwymi oddziaływaniami środowiska. W środowisku gruntowym pracować będą płyty oraz dolne fragmenty podstaw, natomiast konstrukcję nadziemną podpory stanowią wyższe partie słupów oraz ryggle. W przekroju podpory zyskały charakterystyczny kształt przypominający kowadła (Rysunek 1).

Już pobieżna analiza rysunku wraz z podstawowymi wymiarami wskazuje, że mamy do czynienia z masywnymi elementami konstrukcji podpierających pylony. A zatem dla realizacji nadrzędnego postulatu trwałości, oprócz oddziaływań środowiska należało uwzględnić możliwe oddziaływania pośrednie na skutek zmian objętościowych twardniejącego betonu. Dodatkowy-

mi czynnikami komplikującymi dobór skutecznej technologii było zróżnicowanie klas wytrzymałości betonu na ściskanie oraz zbrojenie poszczególnych elementów. Konstrukcje podpór tworzyły zarówno żelbetowe płyty fundamentowe z wykorzystaniem betonu C30/37, słupy z betonu zbrojonego klasy C50/60, jak i masywne, sprężone ryggle z betonu o wytrzymałości charakterystycznej ponownie 60 N/mm². Już we wstępnych konsultacjach z projektantem pojawiła się wreszcie ostatnia, ale bardzo specyficzna – w świetle wymienionych już wymagań – kwestia. Beton rygla musiał być zaprojektowany dla uzyskania nie tylko określonej wytrzymałości (w tym: we wczesnym okresie dla wstępnego sprężenia), ale również zadanej relacji naprężenie-odkształcenie. Zmiany wytrzymałości i modułu sprężystości w czasie miały być przy tym potwierdzone dla betonu dojrzewającego w rzeczywistych warunkach, które w przypadku konstrukcji masywnych mogą istotnie odbiegać od tych samych cech oznaczonych na próbkach formowanych.

Stopień zróżnicowania i wzajemne relacje wymagań sprawiły, że ostatecznie przyjęte rozwiązania materiałowe oraz technologie istotnie ewaluowały w stosunku do opracowanych wstępnie projektów. Szczególnie finalna technologia sprężonego, masywnego betonu o ograniczonej wartości modułu sprężystości była efektem wszystkich doświadczeń uzyskanych przy realizacji kolejnych płyt oraz słupów żelbetowych. Ewolucję technologii betonu elementów podpierających pylony przedstawiono w kolejnych rozdziałach.

3.1. OD WSTĘPNEGO PROJEKTU DO RAPORTU Z REALIZACJI

Fundamenty obciążone są relatywnie najniższymi – wśród elementów podpór – wymaganiami dla wła-

ściwości betonu (por. p.2.). Niemniej to właśnie realizacja pierwszych płyt fundamentowych była impulsem do zmiany podejścia do technologii masywnych słupów i rygla z betonu o znacznie wyższej wytrzymałości. Również wszystkie podjęte działania określiły standard (algorytm) postępowania przy wszystkich kolejnych elementach. Algorytm wraz z kluczowymi decyzjami przedstawiał się jak następuje:

- » Opracowanie wstępnego projektu technologicznego – na tym etapie określono rzeczywistą masywność konstrukcji, wykonano symulacje i obliczenia rozwoju temperatury i przyjęto założenia dotyczące formowania i pielęgnacji elementów. Ważnym krokiem była specyfikacja właściwości mieszanki betonowej wraz z czasem przerobu, wiązania i zachowania podatności na zagęszczenie. Wstępny projekt podlegał konsultacji z projektantem i jednostkami zewnętrznymi (m.in. Politechnika Krakowska – K. Flaga);
- » Wykonanie bloków testowych – jako weryfikacja obliczeń oraz podstawa przyjęcia m.in. technologii formowania, pielęgnacji i ustawień dozowania domieszek do betonu;
- » Opracowanie projektu technologicznego – z uwzględnieniem wszystkich dotychczasowych wniosków i wyników badań;
- » Realizacja – na podstawie projektu. Niemniej w czasie rzeczywistym podejmowane były kluczowe decyzje dotyczące czasu rozpoczęcia betonowania (pogoda, temperatura otoczenia i mieszanki betonowej) czy korekt dozowania domieszek. Niezwykle istotnym był *quasi*-ciągły pomiar rozwoju temperatury powietrza i krytycznych sekcji formowanego elementu. Monitoring trwał nieprzerwanie od momentu ułożenia pierwszej warstwy mieszanki betonowej do oficjalnego zakończenia pielęgnacji termiczno-wilgotnościowej. W przypadkach zbliżenia się wartości charakterystyki temperatury określonych w projekcie jako niebezpieczne, podejmowano natychmiastowe (określone w projekcie) działania, np. zmieniając lokalizację i/lub grubość warstw izolacji. W ten sposób zapewniono bezpieczne (bez generowania nieprzewidzianych naprężeń) wypróbowanie ciepła ze wszystkich elementów masywnych;
- » Opracowanie raportów technicznych z realizacji wszystkich masywnych elementów podparcia pylonów;
- » Uwzględnienie zdobytych doświadczeń i wyników badań w indywidualnych projektach technologicznych kolejnych elementów;



Fot. 1 i 2. Ubocznym efektem przyjętej technologii była wysoka jakość powierzchni betonu z cementem hutniczym

» Wypracowany algorytm żywo przypomina tzw. cykl Deminga (Plan-Do-Check-Act), ustalający podstawową w zarządzaniu jakością zasadę ciągłego doskonalenia.

3.2. PŁYTY FUNDAMENTOWE

Płyty fundamentowe zaprojektowano jako monolityczne, żelbetowe elementy składające się z dwóch brył – prostopadłościennej, przechodzącej w górnej części w ścięty ostrosłup (Rysunek 2). Długość i szerokość wynosi 20,0 m, natomiast wysokość w części prostopadłościennej 3,0 m i całkowita 4,1 m. Dzieląc nawet całą powierzchnię przez objętość uzyskujemy wartość $0,78 \text{ m}^3$, co zgodnie z kryteriami wg [1] pozwala „formalnie” sklasyfikować masowość fundamentu jako „dużą” ($< 2,0$). Masywny charakter potwierdza również kryterium najmniejszego wymiaru $\geq 1,50 \text{ m}$ wg znanej normy branżowej dla betonu hydrotechnicznego [10].

Fundamenty były jedynymi elementami, w stosunku do których od początku zakładano użycie cementu hutniczego. W ramach obowiązujących specyfikacji skład betonu oparto także na kruszywie węglanowym (dolomit dewoński) o wymiarze ziaren do 22,4 mm. Kwestia doboru kruszywa budziła pewne „konserwatywne” obawy. Wybór padł jednak na złożę, dla którego istnieją udokumentowane, długoletnie doświadczenia i referencje w zastosowaniu do konstrukcji betonowych, w tym potwierdzona odporność na działanie mrozu. Dla pewności przed realizacją wykonano pełne badania kruszywa, a dodatkowym standardem stało się oznaczanie kluczowych parametrów przed dopuszczeniem każdej partii (1000 ton) do produkcji.

Zgodnie z opisanym w p. 3.1 algorytmem w pierwszym kroku przyjęto wstępny projekt technologii. Zasympulowano m.in. rozwój temperatury w różnych fragmentach fundamentów. Najwyższą wartość potencjalnego wzrostu temperatury betonu w stosunku do temperatury początkowej (mieszanki betonowej) uzyskano z obliczeń dla warunków adyabatycznych wg zależności i danych wg [1]. Dla opracowanej recepty uzyskano wynik $\Delta t_b = 39,5^\circ\text{C}$ po 72 godzinach dojrzewania. Rezultaty innych obliczeń i symulacji (w tym analizy z użyciem modeli dyskretnych) wskazywały maksymalny wzrost temperatury $< 35^\circ\text{C}$. We wstępnym projekcie przyjęto metodę betonowania ciągłego warstwami poziomymi o grubości 0,4 do 0,5 m, co dało łącznie 6 warstw w części

Tablica 2. Porównanie właściwości betonu oznaczonej na próbkach formowanych i odwierconych z bloków testowych

Wiek betonu	Próbki walcowe 150/300 mm pielęgnowane w wodzie		Próbki walcowe 150/300 mm odwiercone z elementu		
	f_{cm}	E_c	f_{cm}	E_c	f_{ct}
Dni	N/mm ²	GPa	N/mm ²	GPa	N/mm ²
8	45,2	b.d.	56,1	27,9	b.d.
28	61,8	b.d.	60,2	29,7	b.d.
56	78,4	31,1	65,6	30,7	3,6

Tablica 3. Podstawowa charakterystyka cieplna masywnych elementów podpór

Element	Data formowania	T _{max} °C	T °C/m	T °C	Chłodzenie wewnętrzne -	Czas pielęgnacji tygodnie
Fundament	28.05.2015	56,3	19,0	41,3	NIE	4
Fundament	15.06.2015	64,5	15,0	42,5	NIE	4
Fundament	10.07.2015	64,9	19,9	41,9	NIE	4
Fundament	18.06.2015	65,0	14,7	42,0	NIE	4
Słup	30.07.2015	69,9	13,0	46,8	NIE	4
Rygiel	21.08.2015	73,3	13,0	49,5	NIE	4
Słup	06.10.2015	70,9	28,0	50,9	NIE	4
Słup	07.10.2015	54,8	18,0	35,5	TAK	1
Rygiel	21.10.2015	47,0	15,0	32,4	TAK	1
Rygiel	04.11.2015	53,0	15,4	39,7	TAK	1
Słup	11.12.2015	37,1	15,4	28,1	TAK	1
Rygiel	23.12.2015	62,7	20,9	50,0	Niesprawna	4

prostopadłościennej oraz 3 w części ostrosłupowej. Przedziano również przerwy w przypadku wystąpienia zjawiska osiadania (plastycznego) mieszanki betonowej.

Drugim krokiem przygotowani do realizacji była seria badań z wykorzystaniem bloków testowych. Bloki wykonano jako elementy sześciennie o boku 1,0 m izolowane termicznie (wszystkie powierzchnie). Pomiar temperatury w punktach charakterystycznych wskazał podstawowe charakterystyki: maksymalna wartość gradientu temperatury wyniosła 18°C/m (między środkiem a górną powierzchnią) oraz maksymalna wartość temperatury $32,4^\circ\text{C}$ (w środku elementu) zarejestrowana po 47 godzinach dojrzewania. Wyniki potwierdzają istotną wymianę ciepła między elementem a otoczeniem pomimo zastosowanej izolacji. Taka konstrukcja bloku testowego nie odzwierciedlała warunków spodziewanych we wnętrzu fundamentów (adyabatycznych), lecz dała pogląd zjawisk spodziewanych w warstwach przypowierzchniowych fundamentów. Cennym doświadczeniem była również ocena urabialności mieszanki betonowej. Złożona na poziomie $150 \pm 20 \text{ mm}$

opadu stożka konsystencja utrzymywała się przez ponad 2h, by po 5h zachować jeszcze wartość 40 mm opadu stożka oraz pełną podatność na zagęszczenie.

Realizacja fundamentów odbyła się w okresie od maja do lipca 2015r. Przy pierwszej płycie udało się zachować temperaturę mieszanki betonowej na poziomie ok. $+15^\circ\text{C}$. Dla kolejno formowanych elementów temperatura mieszanki wynosiła już typowo od $+22$ do $+25^\circ\text{C}$, odpowiadając temperaturze otoczenia towarzyszącej nocnej porze betonowania. W każdym z fundamentów monitorowano rozwój temperatury. Lokalizacja punktów ulegała pewnym zmianom, biorąc pod uwagę dotychczasowe pomiary wskazujące najbardziej newralgiczne fragmenty konstrukcji.

Zasadniczo w przypadku wszystkich elementów uzyskano podobną charakterystykę cieplną. Było to związane z zachowaniem identycznej metody formowania oraz pielęgnacji termicznej. Wzrost temperatury Δt_b wyniósł od $41,3$ do $42,5^\circ\text{C}$, co przy skrajnych wartościach temperatury mieszanki betonowej dał wartości maksymalnej temperatury dojrzewającego betonu



Fot. 3 i 4. Instalacja chłodzenia wewnętrznego słupów



Fot. 5. Widok strefy zakotwień kabli sprężających rygla podpory H, strona prawa

od 56,3 (okres wiosenny) do 65,0 °C (okres letni). Warto zwrócić uwagę na zbieżność tych wyników z rezultatami obliczeń wg [4] jak dla warunków adyabatycznych. Quasi ciągły pomiar umożliwił w pełni świadome i przewidywalne kształtowanie wartości gradientu temperatury. Zmiany położenia warstw izolacji realizowane były w czasie nie dłuższym niż 30 minut od momentu informacji i dyspozycji operatora systemu monitoringu. Zagwarantowało to w pełni bezpieczne wyprowadzenie ciepła z wnętrza elementów do otoczenia, bez generowania naprężeń wywołanych zbyt dużą (> 20 °C/m) różnicą temperatury. Warto w tym miejscu wspomnieć o ciekawym zjawisku towarzyszącemu wznoszeniu płyt. Otóż względnie niska temperatura podłoża powodowała przesunięcie się pola o najwyższej temperaturze ku górze elementu w stosunku do „spodziewanej” lokalizacji w pobliżu geometrycznego środka brył fundamentów. Wyraźnie szybkie wychładzanie się dolnych partii obserwowano szczególnie w przypadku pierwszej płyty, gdzie dodatkowo na dnie wykopu pojawiła się woda o temperaturze < 10 °C, filtrowana przez warstwy podłoża z nurtu Wisły. Opisane zjawisko spowodowało konieczność precyzyjnego dostosowania pielęgnacji termicznej. Sterowanie kierunkiem i (możliwie długą) drogą przepływu ciepła w bryle oraz z elementu do otoczenia odbywało się m.in. poprzez selektywne dokładanie i odejmowanie warstw styropianu.

Realizacja płyt fundamentowych dostarczyła również innych przydatnych informacji. Potwierdzono bardzo dobrą urabialność mieszanki betonowej i kształtowanie się podstawowych jej właściwości (konsystencja, zawartość powietrza, podatność na zagęszczenie) w czasie. Uzyskano przewidywalną „reakcję” mieszanki w aspekcie wymaganego poziomu konsystencji i czasu wiązania w zależności od sterowania dozowaniem określonych domieszek. Praktycznym odzwierciedle-

nieniem tych zabiegów technologicznych był powtarzalny czas rozpoczęcia wiązania i skorelowany z tym przebieg zjawisk cieplnych dla przyjętej technologii betonowania ciągłego warstwami poziomymi. Warto nadmienić, że nie stwierdzono występowania osiadania plastycznego mieszanki, pomimo zlokalizowania przerwy na wysokości 3,0 m. Pośrednim dowodem podatności na zagęszczenie był uzyskany efekt jakości powierzchni, spełniający najostrejsze wymagania stawiane betonem architektonicznym. Oczywiście w przypadku fundamentów może być on dzisiaj obserwowany już wyłącznie na zdjęciach z realizacji, ale przełożył się w dużej mierze na doskonałą jakość powierzchni nadziemnych części podpór – słupów oraz rygla.

3.3. SŁUPY I RYGLE

Klasyfikacja tych elementów podpór pod względem masywności także nie budziła wątpliwości. W przypadku słupów zaprojektowanych w kształcie walca o średnicy 9,4 oraz wysokości 4,8 m stosunek powierzchni do objętości wynosi 0,84, a dla bardziej skomplikowanych brył rygla (długość 29,5, szerokość 6,0 i wysokość 7,2 m) 1,15 m⁻¹.

Oba rodzaje elementów zaprojektowano z betonu klasy C50/60. W przypadku żelbetonowych słupów spełnienie założeń projektowych w sensie właściwości mechanicznych betonu w zasadzie sprowadzało się do uzyskania odpowiedniej wytrzymałości na ściskanie. Pozostałe cechy mechaniczne można było przyjąć jako stałe materiałowe, których relację z klasą wytrzymałości betonu na ściskanie opisują odpowiednie zależności z norm na projektowanie konstrukcji. Odmienne przypadki stanowiły rygla. Jak już wspomniano charakterystyczne umiejscowienie i schematy pracy w różnych fazach realizacji i docelowej eksploatacji wymagały potwierdzenia właściwej „odpowiedzi” betonu. Do-

celowy skład betonu musiał zatem uwzględnić m.in. rzeczywisty rozwój wytrzymałości w aspekcie techniki dwuetapowego sprężenia, określoną odkształcalność czy wytrzymałość na rozciąganie. Wszystkie te cechy miały być przy tym wykazane z uwzględnieniem warunków dojrzewania w elemencie masywnym. Dla realizacji tego skomplikowanego zadania wykorzystano wspomnianą zbieżność wymagań dotyczących wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie. W efekcie bloki testowe oraz realizacja pierwszej podstawy dały możliwość o(do-)pracowania i walidacji docelowej technologii betonu rygla. Wraz z doświadczeniami formowania płyt fundamentowych opisany tryb postępowania uzasadnia tytuł p. 3 niniejszego referatu – ewolucji technologii w obrębie jednego drogowego obiektu inżynierskiego.

Specyfikacja wspólnego dla podstaw i rygla składu betonu rozszerzyła się więc w stosunku do podanej w p. 2. Poniżej zestawiono najistotniejsze dodatkowe wytyczne:

- » Ograniczenie wpływów termicznych wynikających z dużej masywności elementów,
- » Uzyskanie wytrzymałości na ściskanie $\geq 45 \text{ N/mm}^2$ po 7÷10 dniach dojrzewania,
- » Uzyskanie modułu sprężystości betonu o ograniczonej ($\leq 37 \text{ GPa}$) wartości oraz
- » Ograniczenie odkształceń skurczowych.

Pierwsze dwa postulaty z punktu widzenia technologii betonu są w pewnym stopniu sprzeczne. Dążąc do zmniejszenia intensywności zjawisk cieplnych w elemencie musimy korzystać z narzędzi, które jednocześnie mogą spowolnić rozwój wytrzymałości we wczesnym okresie dojrzewania. W omawianym przypadku ponownie wykorzystano tzw. bloki testowe (tym razem 1,5x1,5x1,5 m), wykonywane w czasie betonowania pierwszego ze słupów pod koniec lipca 2015 roku. Najważniejszych danych dostarczyły monitorowanie rozwoju ciepła oraz badania próbek odwiercanych z wnętrza bloków. Uzyskane wyniki potwierdziły możliwość realizacji sprężonych, masywnych elementów z zastosowaniem cementu hutniczego CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA.

Opisane działania pozwoliły również określić wartości modułu sprężystości (E_c) betonu oraz wytrzymałości na rozciąganie osiowe (f_{ct}). Wiedząc, że przy zadanym poziomie naprężeń sprężyste odkształcenia betonu zależą w głównej mierze od właściwości kruszywa, w receptce użyto kruszywa granitowego o maksymalnym wymiarze ziaren do 22,4 mm. Uzyskaną charakterystykę właściwości mechanicznych betonu podano w poniższej Tablicy.

Warto zwrócić uwagę na uzyskaną w różnym okresie dojrzewania relację wytrzymałości na ściskanie oraz modułu sprężystości dla próbek formowanych (pielęgnacja w wodzie) i próbek rdzeniowych odwiercanych z bloku. W elemencie zarejestrowano maksymalną temperaturę +63,0 °C po ok. 48 h od momentu zaformowania. Przy temperaturze mieszanki betonowej na poziomie +26,4 °C dało to przyrost temperatury Δt_b równy 36,6 °C, co ponownie dobrze koreluje z oszacowaną teoretycznie dla warunków adyabatycznych wartością ok. 41 °C. W momencie pobrania odwiertów

Tablica 4. Właściwości stosowanych cementów

Cecha	Jednostka	CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA	CEM I 42,5N-SR5/NA
Powierzchnia właściwa	cm ² /g	4495	3500
Zawartość C ₃ A	M.-%	2,8 1)	4,99
Zawartość SO ₃	M.-%	1,99	2,46
Zawartość Na ₂ O _{eq}	M.-%	0,68	0,37
Ciepło hydratacji	J/g	210	294

1) Na podstawie zawartości w klinkierze i udziału klinkieru w cemencie

po 8 dniach dojrzewania temperatura utrzymywała się jeszcze na poziomie 50 ± 5 °C. Zgodnie z przypuszczeniami próbki odwiercone z elementu charakteryzowały się wyraźnie szybszym rozwojem wytrzymałości. Względna wytrzymałość wyniosła 124, 97 i 84% wartości dla próbek pielęgnowanych w wodzie, odpowiednio po 8, 28 i 56 dniach dojrzewania. Beton z cementem hutniczym dojrzewający w warunkach wysokiej temperatury uzyskał przyrost wytrzymałości charakterystyczny do betonu z cementem CEM I o wysokiej wytrzymałości wczesnej, dojrzewającego w warunkach naturalnych. Z drugiej strony wartość modułu sprężystości po 56 dniach jest praktycznie taka sama (31,1 i 30,7 GPa) dla próbek pielęgnowanych w wodzie i odwierconych z elementu, mimo znacznej różnicy w wytrzymałości na ściskanie (odpowiednio 78,4 i 65,6 N/mm²). Obliczenia wykonane zgodnie z [8] dałyby wartości modułu sprężystości odpowiednio 42,7 oraz 40,2 GPa, a więc o ponad 30% wyższe. Również wytrzymałość na rozciąganie osiowe oznaczona zgodnie z metodą RILEM TC 187-SOC:2007, znacznie odbiega od wartości obliczeniowych.

Przy projektowaniu składu betonu zwrócono wreszcie uwagę na odkształcenia skurczowe. W przypadku konstrukcji masywnych rolę skurczu w kształtowaniu naprężeń często traktuje się jako drugorzędą (pomijalną) w stosunku do następstw zmian temperatury. Istotna wymiana wilgoci dotyczy praktycznie warstw powierzchniowych elementu o niewielkim udziale w łącznej objętości elementu. Te same uwarunkowania mogą jednak wielokrotnie ewentualne konsekwencje tzw. skurczu samoczynnego (autogenicznego). W przypadku betonu o wysokiej wytrzymałości (niskiej wartości w/c) znacznie ograniczona wymiana wilgoci oznaczać będzie jednocześnie brak możliwości „aktywnej” pielęgnacji wnętrza. Efektem mogą być relatywnie duże odkształcenia betonu we wnętrzu elementu masywnego i wystąpienie nieprzewidzianych w projekcie naprężeń rozciągających. Z tych względów w składzie betonu uwzględniono zastosowanie specjalnej domieszki, redukującej wartość skurczu niezależnie od jego mechanizmu i okresu występowania (kontrakcyjny, samoczynny, plastyczny, wysychania).

Opracowana i sprawdzona recepta posłużyła do realizacji kolejnych podstaw i rygli podpór obiektu MD-07. Formowanie elementów przypadło na okres od końca sierpnia do końca grudnia 2015 roku. Najistotniejszą modyfikacją wprowadzoną w tym czasie dotyczyła metody pielęgnacji cieplnej. Była ona następstwem kilku faktów. W przypadku elementów podpór zrealizowanych do 06.10.2015 - dwóch słupów i rygla podpory G - zarejestrowano maksymalną temperaturę ich wnętrza na poziomie 70 ± 73 °C. O ile różnica temperatury nie przekroczyła w żadnym z przekrojów niebezpiecznej z punktu widzenia monolityczności wartości, o tyle istotnie wydłużył się czas do zakończenia pielęgnacji cieplnej. Dodatkowo na budowie nastąpiła jesień, a z nią spodziewane zwiększenie różnicy temperatury otoczenia i dojrzewającego w elementach betonu. Efektem mogły być zatem opóźnienia w harmonogramie, wynikające z jeszcze dłuższego czasu potrzebnego na bezpieczne wyprowadzenie ciepła twardnienia for-



Fot. 6. Formowanie ostatniego segmentu 50-metrowego pylonu

mowanych podpór. Dla zwiększenia tempa prac zdecydowano się sprawdzić skuteczność instalacji chłodzenia wewnętrznego.

Chłodzenie systemem rur zastosowano po raz pierwszy dla słupa podpory H 07.10.2015. Odkryło się to na-
zajutrz po betonowaniu innego słupa (podpory G), dla którego zastosowano dotychczasową metodę izolacji termicznej. Była to zatem kolejna już na „Trasie Nowohuckiej” okazja sprawdzenia przyjętych założeń w rzeczywistych warunkach. Oczywiście technologia chłodzenia wewnętrznego znana jest od dekad, niemniej szczegóły przyjętego rozwiązania autorzy referatu zobowiązali się zachować w gronie uczestników realizacji mostu w Krakowie. Ciekawostką może być natomiast zastosowanie jako medium chłodzącego wody z Wisły. „Królowa Polskich rzek” zrehabilitowała się zatem na budowie po spowodowaniu niebezpiecznych

zjawisk cieplnych w płytach fundamentowych. Po odebraniu części energii z dojrzewającego betonu wodę odprowadzano z powrotem do nurtu, bez zmiany jej składu i o temperaturze podwyższonej zaledwie o 2 °C, a więc w duchu zrównoważonego budownictwa.

Efekty zastosowania instalacji przerosły oczekiwania. Dla słupów realizowanych w identycznym okresie, lecz w odmiennych technologiach pielęgnacji cieplnej uzyskano różnicę wartości wzrostu temperatury rzędu 15 °C. Wewnętrzne chłodzenie pozwoliło przy tym zmniejszyć najwyższą rejestrowaną temperaturę z 71 do 55 °C i - co ważniejsze - skrócić czterokrotnie łączny czas uzyskania wartości bezpiecznych dla zdjęcia izolacji termicznej. Pozbycie się nadwyżki ciepła wygenerowanego w czasie twardnienia wymagało teraz zaledwie jednego tygodnia. Dla kolejno betonowanych elementów udało się jeszcze bardziej obniżyć maksymalną

wartość temperatury, która w przypadku drugiego słupa podpory H («strona lewa») osiągnęła zaledwie 37,1 °C. Oczywiście wpływ miał na to jednoczesny spadek temperatury otoczenia, mieszanek betonowej i wreszcie medium chłodzącego. Zmianie nie uległy jednak maksymalne wartości gradientu temperatury, co jest zjawiskiem znanym z technologii betonu konstrukcji maszynowych. Podstawową charakterystykę cieplną (maksymalną temperaturę T_{max} , jej wzrost oraz gradient T) wszystkich opisanych dotąd elementów zestawiono w Tablicy 3.

Kończąc część dotyczącą ewolucji technologii maszynowych podparć należy wspomnieć o wynikach badań w ramach kontroli jakości. Uzyskano przede wszystkim bardzo wysoką powtarzalność właściwości betonu produkowanego w całym okresie budowy wg obu opracowanych recept. Poziom wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania wskazywał zapas rzędu $10 \div 15 \text{ N/m}^2$ w stosunku do projektowanych wartości charakterystycznych. Po 56 dniach obserwowano dalszy, istotny wzrost wytrzymałości, przy czym różnica między betonem fundamentów (C30/37, cement hutniczy 345 kg/m³, grys dolomitowy) i betonem podstaw/rygli (C50/60, 385 kg/m³, grys granitowy) były już niewielkie. Przeprowadzone badania pozwalają jednak przypuszczać, że rzeczywistą długoterminową wytrzymałość betonu w maszywie lepiej opisywać mogą wyniki po 28 dniach dla próbek pielęgnowanych zgodnie z normą (w wodzie). Dodatkowo na bieżąco kontrolowano wytrzymałość do wstępnego sprężania rygli. W tym przypadku wymagania były każdorazowo spełnione już dla próbek formowanych, a więc tym bardziej dla betonu stref zakotwień maszynowych podparć.

„Naturalne” obawy dotyczące mrozoodporności betonu z cementem CEM III zostały całkowicie rozwiane. W żadnym z przypadków nie odnotowano spadku wytrzymałości większego niż 10%. Autorzy nie chcą przesądzać decydującego w tym przypadku wpływu właściwego napowietrzenia. Nie zmienia to jednak faktu, że przy opracowaniu recept wykazano korzystną charakterystykę porów w betonie stwardniałym. Potwierdzenie kompatybilności domieszek i cementu miało znaczenie formalne (zgodność ze specyfikacją), ale również w praktyce pozwoliło szybciej wdrożyć opisane rozwiązania materiałowe.

4. TECHNOLOGIA BETONU PYLONÓW I USTROJU NIOSĄCEGO

Niniejszy rozdział poświęcony jest rozwiązaniom materiałowym przyjętym dla ustroju niosącego i pylonów. Rozwiązania te na tle wyżej opisanych zaliczyć należy do bardzo tradycyjnych czy konserwatywnych. Dość powiedzieć, że dotyczą betonu z niskoalkalicznym cementem o ograniczonej zawartości glinianu trójwapieniowego oraz grysem granitowym o maksymalnym wymiarze ziaren do 16 mm. Autorzy chcieli jednak wykorzystać okazję do dyskusji zagadnień, którym poświęca się relatywnie mniej uwagi niż np. nasiąkliwości czy reakcji alkaliów z reaktywnymi formami krzemionki, a które właśnie w aspekcie trwałości obiektów mostowych mogą mieć bardzo duże znaczenie.

Zgodnie z zapisami specyfikacji dobór rodzaju cementu był zadaniem formalnie prostym. Decydujące były w tym przypadku: zastosowanie do ustroju niosącego z betonu sprężonego klasy C40/50 i C50/60 oraz narażenie na oddziaływanie środowiska w klasach ekspozycji XC4+XD3+XF3. Sprężenie wskazało rodzaj cementu (CEM I), klasy wytrzymałości na ściskanie minimalną klasę cementu (42,5), natomiast klasa ekspozycji XD3 wymagała zastosowania cementu odpornego na siarczany (w przypadku CEM I: SR) w ilości nie mniejszej niż 380 kg/m³ przy wartości współczynnika woda cement nie większej niż 0,40. Standardowym wymaganiem dla cementu CEM I była też całkowita zawartość alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{eq} \leq 0,8\%$ i początek wiązania > 120 minut.

Przy opracowaniu recept ponownie zwrócono uwagę na masowość większości elementów ustroju niosącego (szczególnie ram pylonów). Oczywiście wymiary przekrojów nie były tak imponujące jak w przypadku podparć, niemniej przy „konieczności” stosowania cementu CEM I należało spodziewać się równie intensywnych w przebiegu zjawisk cieplnych. Wysoka temperatura wraz z dostępem wilgoci z otoczenia w trakcie eksploatacji stwarzały zatem warunki dla potencjalnego wystąpienia wewnętrznej korozji betonu w związku z opóźnionym powstawaniem ettringitu. Z drugiej strony rozważono wpływ cementu o relatywnie niskiej zawartości C_3A (CEM I SR) na zapewnienie długoletniej ochrony zbrojenia sprężającego przed korozją.

Zagadnienie oraz mechanizm opóźnionego powstawania ettringitu (ang. DEF *Delayed Ettringite Formation*) są dobrze poznane. Często powoływanym przykładem ich konsekwencji były liczne przypadki uszkodzeń strunobetonowych podkładów kolejowych obserwowane na początku lat 80-tych XX w. Wspomniany wcześniej warunek korozji wewnętrznej nie dotyczy jedynie elementów prefabrykowanych poddawanych obróbce cieplnej. Formowanie monolitycznych elementów maszynowych również prowadzić może do wystąpienia wysokiej temperatury we wczesnym okresie dojrzewania. Analizę przypadków omawianej korozji w odniesieniu do elementów obiektów mostowych znajdziemy m.in. w [2]. Drugim warunkiem opóźnionego powstawania ettringitu jest dostęp wody z otoczenia. Wśród czynników mających istotny wpływ na wielkość ekspansji kompozytów cementowych wskutek DEF wymieniamy [2], [4], [6], [7], przede wszystkim te związane ze składem cementu, ale znaczenie mają również rodzaj kruszywa, stosowanie dodatków mineralnych czy wartość współczynnika woda/cement. Warto podkreślić, że powstanie wtórnego ettringitu nie wymaga dostępu siarczanów z otoczenia (oddziaływanie środowiska). Projektant oraz technolog muszą zatem osobno uwzględnić zagrożenia i sposoby zabezpieczenia przed zewnętrznym (np. woda gruntowa i grunt w klasach ekspozycji XA) i wewnętrznym (DEF) atakiem siarczanów.

W analizie zagadnienia autorzy wykorzystali podane w literaturze sposoby opisu zagrożenia (np. klasy ekspozycji XH i kategorie ryzyka wg [2]) oraz zalecenia dotyczące składu betonu. Zachowując zgodność z wymaganiami specyfikacji dodatkowo ograniczono zawartość alkaliów. Jak wykazano w najnowszych badaniach krajowych [7], już przy temperaturze dojrzewa-

nia 70 °C przyjmowanie zawartości 0,80 % całkowitego Na_2O_{eq} może nie być wystarczające dla zapobieżeniu powstawania opóźnionego ettringitu i ekspansji. Graniczne ilości przeliczone na Na_2O_{eq} przyjęto zarówno w odniesieniu do cementu ($\leq 0,6 \text{ M.-%}$) jak i betonu ($\leq 3,0 \text{ kg/m}^3$).

Jak wspomniano wyżej drugim zagadnieniem rozważanym przy doborze cementu w betonie ustroju niosącego było zagrożenie korozyjne zbrojenia. Dotyczy to niezbyt fortunnego zapisu specyfikacji determinującego stosowanie cementu odpornego na siarczany CEM I SR w przypadku klas ekspozycji XA2 i XA3 oraz XD3 i XS3. W przypadku agresji chemicznej należałoby jedynie uściślić stosowanie takiego cementu, gdy przyjęcie klas XA wynika z potwierdzonej zawartości SO_4^{2-} w wodzie gruntowej lub gruncie. Natomiast stosowanie cementu o względnie niskiej zawartości C_3A przy zagrożeniu korozją wywołaną chlorkami (XD, XS) budzi już większe wątpliwości, szczególnie w przypadku elementów sprężonych. Liczne dane literaturowe wskazują istotny wpływ składu cementu na dyfuzję chlorków w betonie. Wynika to z różnic stopnia chemicznego związania jonów chlorkowych (z utworzeniem m.in. soli Friedela) i/lub ich fizycznej adsorpcji na amorficznej fazie CSH. Stwierdzono [5] m.in. wzrost zawartości chlorków w roztworze w porach przy obniżeniu zawartości C_3A w cemencie. Podobnie jak w przypadku reakcji DEF istotny wpływ [4], [5] mają również zawartość cementu, wartość w/c oraz zawartość SO_3 .

Ostatecznie dla spełnienia wymagań specyfikacji, lecz z uwzględnieniem opisanych zagrożeń wybrano cement CEM I 42,5N-SR5/NA jako podstawowe spoiwo w betonach ustroju niosącego. W Tablicy 4 przedstawiono podstawową charakterystykę cementów zastosowanych przy wznoszeniu obiektu MD-07.

Dla przyjętej w receptie betonu klasy C50/60 zawartości cementu równej 395 kg/m³, zawartość aktywnego (rozpuszczalnego w roztworze w porach) sodu i potasu w przeliczeniu na tlenki nie powinna zatem przekroczyć 2,4 kg (licząc $\text{Na}_2\text{O}_{eq} = 0,6 \text{ M.-%}$ w całości jako alkalia aktywne) w 1 m³. Domieszki mogły być nośnikiem alkaliów w ilości do 0,15 a kruszywo granitowe (łącznie 1150 kg/m³) do 0,25 kg/m³. Wybór cementu CEM I o „pośredniej” zawartości C_3A był kompromisem między wymaganiami specyfikacji (SR) a dążeniem do zabezpieczenia przed korozją zbrojenia w długoletniej eksploatacji. Wydaje się, że technicznie optymalnym w tym zastosowaniu cementem byłby jednak CEM I 42,5N(R)-NA lub cementy CEM II/A, B-S 42,5(52,5) czy wręcz - co wykazano przy realizacji rygli - CEM III-/A 42,5N-LH/HSR/NA.

Przy realizacji elementów ustroju niosącego w pełni wykorzystano technikę monitorowania rozwoju temperatury. Dużą skuteczność wykazała przyjęta metoda pielęgnacji termicznej, co ponownie umożliwiło w pełni bezpieczne wyprowadzenie energii cieplnej z konstrukcji. Charakterystycznym widokiem na budowie była częsta zmiana lokalizacji warstw styropianu w trakcie formowania wznoszących się na wysokość 50 metrów pylonów. Szczegółowa kontrola potwierdziła w każdym przypadku zachowanie monolityczności elementów ustroju niosącego, bez wystąpienia rys.



5. PODSUMOWANIE

Układ i treść nowych OST jasno wskazują cel nadrzędny. Jest nim zapewnienie trwałości drogowych obiektów inżynierskich. Zespół pod kierownictwem prof. J. Dei nie miał jednak wątpliwości, że zapisy opracowanych dokumentów wzorcowych mają charakter ewolucyjny, zatem podlegający okresowemu przeglądowi i uzasadnionym zmianom. Podejście na zasadzie Demingowskiego procesu ciągłego doskonalenia wydaje się tutaj jak najbardziej wskazane. Najlepsza bowiem specyfikacja nie może uwzględnić wszystkich zagadnień i wyzwań inżynierskich. Ta wystarczająco dobra nie zamknie wszakże technologowi możliwości znalezienia i wdrożenia skutecznego rozwiązania. Tak stało się już przy pierwszej okazji wdrożenia nowych OST na budowie „Trasy Nowohuckiej” S-7 w Krakowie.

Autorzy starali się zwrócić uwagę przede wszystkim na powszechność zagadnienia samoociepnięcia betonu wielu elementów drogowych obiektów inżynierskich. Ustroje niosące nie są wyjątkiem. Niesie to za sobą wiele zagrożeń, pytań jak i sugestii. Projektant chciałby znać właściwości betonu w masywnym elemencie, które niekoniecznie odzwierciedlają próbki formowane. Cement CEM II lub CEM III w warunkach wysokiej temperatury dojrzewania może zyskać odpowiednią dla sprężania dynamikę przyrostu wytrzymałości wczesnej, nie generując przy tym naprężeń zagrażających ciągłości struktury elementu. Tym bardziej, że rozszerzenie zakresu rodzajów cementu eliminowałoby ryzyko potencjalnej korozji wewnętrznej (opóźnionego powstawania ettringitu). Pozostałaby zatem kwestia rozsądnej definicji lub miary masywności w odniesieniu do elementów sprężonych. Autorzy mają wreszcie nadzieję, że doświadczenia «Trasy Nowohuckiej» staną się gło-

sem w dyskusji innych wzmiankowanych zapisów OST - cementu CEM I SR w klasach ekspozycji XD3/XS3 czy zwrócenia uwagi na inne - niż wytrzymałość na ściskanie - właściwości mechaniczne betonu.

6. LITERATURA

1. Flaga K., Naprężenia własne termiczne typu „makro” w elementach i konstrukcjach z betonu, , Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej, Monografia 106, Kraków 1990
2. Godart B, Divet L. Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy. 5th international conference on Forensic Engineering, Institution of Civil Engineers, France, 12p, 2013.
3. Kiernożycki W., Betonowe konstrukcje masywne. Teoria, wymiarowanie, realizacja, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2003
4. Kurdowski W., Chemia cementu i betonu, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2010 / Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010
5. Justnes H. A review of chloride binding in cementitious systems, SINTEF Civil and Environmental Engineering, Cement and Concrete, N-7034 Trondheim, Norway
6. Pawluk J. Zagrożenia korozyjne podkładów kolejowych część I, Cement-Wapno-Beton, R. XIX/LXXXI, 2014 r., nr 3, s. 174 - 184
7. Pawluk J. Zagrożenia korozyjne podkładów kolejowych część II, Cement-Wapno-Beton, R. XIX/LXXXI, 2014 r., nr 4, s. 223 - 233
8. Walraven J. C. - kierownictwo zespołu autorskiego, Ajdukiewicz. A - tłumaczenie polskie i koordynacja naukowa, Pre-norma konstrukcji betonowych: fib

Model Code 2010. T.1, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014

9. Witakowski P., Termodynamiczna teoria dojrzewania. Zastosowanie do konstrukcji masywnych z betonu, Politechnika Krakowska, Zeszyt Naukowy nr 1, Kraków 1998
10. BN-62/6738-07 Beton hydrotechniczny. Wymagania techniczne
11. PN-B-06265:2004 Krajowe uzupełnienie PN-EN 206-1 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
12. PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
13. PN-EN 206:2014-04 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
14. PN-EN 13670:2011 Wykonywanie konstrukcji z betonu



CHRYSO POLSKA Sp. z o.o.
Al. Niepodległości 18
02-653 Warszawa

+48 22 489 54 80

Dla uzyskania szczegółowych informacji
prosimy o kontakt:
michal.szymanski@chryso.pl
+48 515 850 559

JOTUN – ŚWIATOWY LIDER NA RYNKU POWŁOK ANTYKOROZYJNYCH I FARB

Most Tumski - Wrocław



Norweska firma Jotun jest jednym z największych producentów farb na świecie. Powstała w 1926 roku - w miejscowości Sandefjord, gdzie do dziś zlokalizowana jest także jej główna siedziba. Obecnie, pod słynnym logo z pingwinem, działa 67 firm w 100 krajach na świecie, w tym 39 fabryk. Liczba zatrudnionych sięga 10300 osób, dumnie nazywanych „pingwinami”.

Jotun ma bardzo szeroką ofertę, produkuje farby alkidowe, akrylowe, winylowe, całą gamę epoksydów, poliuretany, farby poliestrowe, silikonowe, winyloestrowe, wodorocieńczone, termoodporne czy polisiloksanowe. Jotun od zawsze wyróżniała bardzo wysoka jakość produktów. Od wielu lat „hitem” są farby epoksydowe typu „mastik”. Ich odpowiedniki występują w ofertach konkurencji, niemniej „mastiki” Jotuna, to z pewnością produkty wyjątkowe, co potwierdzają miliony sprzedanych litrów tych farb na całym świecie.

Jotun oferuje dobór technologii zabezpieczeń antykorozyjnych, doradztwo techniczne, dostawy farb antykorozyjnych i przemysłowych, nadzory. Prowadzimy szkolenia podczas aplikacji, udzielamy wieloletnich gwarancji. Firma posiada zespół certyfikowanych inspektorów F.R.O.S.I.O. i N.A.C.E. Dostawy farb odbywają się w krótkim czasie z naszych magazynów w kraju.

Jotun Polska Sp. z o.o. może poszczycić się listą wielu pomalowanych obiektów mostowych: m. in. są to mosty na Wiśle, w Dęblinie i Szczucinie, most główny i objazdowy na rzece Wieprz w Koźminie, most Dmowskiego, Piaskowy, Tumski, Pomorski we Wrocławiu, wiadukty przy autostradzie A4 i trasie S3, Estakada na trasie Słowackiego w Gdańsku, remont historycznego mostu przez Wisłę w Kazuniu, mosty M1-M4 wzdłuż trasy PKP E30 Kraków- Rudzice.

Wysoką jakość naszych produktów potwierdzają niezbędne aprobaty i dopuszczenia, między innymi: „KOT” dopuszczenia do stosowania w przemyśle „off shore” w ramach Norsok M-501, certyfikaty towarzystw klasyfikacyjnych DNV, LRS, BV, GL, ISO 9001.

Jotun Polska Sp. z o.o. – lokalizacja :obiekt magazynowo-biurowy położony bezpośrednio przy obwodnicy Trójmiasta. Firma zajmie około 1800 m² powierzchni magazynowej i 400 m² powierzchni biurowej.



Most Zwirzyński – czyszczenie konstrukcji stalowej



Most Piaskowy - Wrocław

Obecnej realizujemy remont zabytkowego mostu Zwierzyńskiego we Wrocławiu.

Zaproponowany system malarski:

» **Jotamastic 80 Alu** - Jest to dwuskładnikowa mastryka epoksydowa utwardzana poliaminą. Produkt dobrze zwilżający i penetrujący podłoże o wysokiej zawartości części stałych. Specjalnie opracowany dla powierzchni, dla których optymalne przygotowanie podłoża jest niemożliwe lub nie jest wymagane. Można stosować jako grunt, międzywarstwę, warstwę finalną lub jako system jednowarstwowy w warunkach atmosferycznych. Odpowiednia na właściwie przygotowane podłoża ze stali węglowej i na powierzchnie malowane wcześniej. Można stosować na powierzchni nie o temperaturze poniżej 0°C.

» **Penguard Express Mio** - Jest to dwuskładnikowa powłoka epoksydowa, utwardzana aminą. Szybko schnący, pigmentowany tlenkiem żelaza w postaci blaszek miki (MIO), grubopowłokowy produkt o dużej zawartości części stałych. Specjalnie opracowany dla konstrukcji, gdy wymagany jest krótki czas do przełamowania i do oddania do eksploatacji. Można stosować jako grunt, międzywarstwę, warstwę finalną lub jako system jednowarstwowy w warunkach atmosferycznych. Odpowiednia na właściwie przygotowane podłoża ze stali węglowej, stali nierdzewnej, aluminium i betonu. Można stosować na powierzchni nie o temperaturze poniżej 0°C.

» **Hardtop XP** - Jest to dwuskładnikowa akrylowa powłoka alifatyczno poliuretanowa, utwardzana chemicznie. Zachowuje połysk w bardzo dobrym stopniu. Produkt o dużej zawartości części stałych. Produkt posiada dobre właściwości aplikacyjne o niskim poziomie suchego natrysku. Do stosowania jako farba nawierzchniowa w warunkach atmosferycznych.



Jotun Polska Sp. z o.o.
ul. Magnacka 15
80-180 Gdańsk Kowale
tel. :+48 58 555 15 15



Dobór technologii



Pierwotny kolor mostu Zwierzyńskiego 1897



Most Zwierzyński po renowacji 1961



Most Zwierzyński po renowacji 1989





OCHRONA KATODOWA STALI ZBROJENIOWEJ NA PRZYKŁADZIE REMONTU WIADUKTU M.04 NAD ALEJĄ PRYMASA TYSIĄCLECIA W WARSZAWIE

mgr inż. Daniel Białecki
mgr inż. Marcin Majewski

MECHANIZMY POWSTAWANIA KOROZJI ZBROJENIA

Pręty zbrojeniowe w środowisku świeżego betonu, którego odczyn pH wynosi od około 11,8 do 12,6 są w naturalny sposób pasywowane poprzez dobrze przylegającą do powierzchni cienką warstwę tlenków żelaza. Z biegiem czasu w wyniku „zakwaszenia” betonu spowodowanego karbonatyzacją i innymi przyczynami, dochodzi do zmniejszenia się pH betonu. Przy wartości pH betonu 10 i mniej następuje utrata właściwości pasywujących przez bardzo cienką warstwę tlenków żelaza. Rozpoczynają się procesy korozyjne i na powierzchni stali zbrojeniowej tworzą się lokalnie liczne miejsca o różnych potencjałach. W miejscach o chwilowo większej ilości elektronów tzw. anodowych dochodzi do reakcji utleniania metalu, czyli korozji.

Dodatkowym czynnikiem, wpływającym na przyspieszenie reakcji utleniania, będzie występowanie czynników agresywnych jak np. chlorki czy siarczany. Dostępne są liczne badania, które przedstawiają sposób postępowania korozji w czasie w przypadku działa-

nia czynników agresywnych [1]. Jest to istotny problem zwłaszcza w przypadku wykonywania remontów konstrukcji, w których beton jest skażony chlorkami. Prawidłowo przeprowadzona naprawa elementu żelbetowego sprowadza się zwykle do oczyszczeniu prętów do klasy czystości Sa 2½, zabezpieczenia zbrojenia warstwą antykorozyjną, reprofiliacji PCC i wykonania powłoki ochronnej [2]. Zaprawy PCC używane powszechnie do uzupełniania ubytków w betonie nie mogą i nie posiadają chlorków w swoim składzie. W momencie, w którym naprawionej konstrukcji żelbetowej dojdzie do kontaktu cieczy, która znajduje się w porach betonu i zawiera chlorki, z cieczą w porach świeżej zaprawy PCC bez zawartości chlorków, to zgodnie z zasadą wyrównania stężeń roztworów dojdzie do błyskawicznej migracji chlorków do świeżej zaprawy PCC. Doprowadzi to do bardzo szybkiej korozji „tradycyjnie naprawionego” zbrojenia. W przypadku niskich otulin już po nawet jednym miesiącu widoczne będą pęknięcia w obszarze wykonanej naprawy, rdzawe wykwyty lub odpowienia miejsc z zaprawą naprawczą. Na fotografii numer

1 pokazano tradycyjnie naprawione obiekty mostowe po kilku miesiącach od zakończenia prac remontowych w obszarze betonu skażonego chlorkami.

W celu oszacowania z jakim prawdopodobieństwem i z jaką tendencją w przyszłości kształtują się procesy korozyjne na próbkach w zależności od potencjału elementu możemy posłużyć się kryterium ASTM-C 876-91 [3]. Zakłada ono trzy możliwe przedziały prawdopodobieństwa wystąpienia korozji:

- » $E_{st} < -350$ mV – występowanie korozji z prawdopodobieństwem 95 %,
- » -350 mV $< E_{st} < -200$ mV – występowanie korozji z prawdopodobieństwem 50 %,
- » $E_{st} > -200$ mV – występowanie korozji z prawdopodobieństwem 5 %,
- » gdzie E_{st} – potencjał elementu [mV].

ZASADY I METOD ZABEZPIECZENIA KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ

Europejska zharmonizowana norma dotycząca wyrobów i systemów ochrony i naprawy konstrukcji beto-



Fot. 1. Korozja oczepu podpory po kilku miesiącach od naprawy



Fot. 2 Skanowanie konstrukcji

nowych PN-EN 1504-9 [4] za najistotniejsze przyczyny korozji zbrojenia uznaje karbonatyzację betonu, korozyjne oddziaływanie chlorków, innych halogenków niż chlorki, a także innych chemikaliów rozpuszczalnych w wodzie. Norma ta przewiduje kilka zasad i metod zabezpieczenia konstrukcji żelbetowej i jej ewentualnej naprawy:

- » zwiększenie grubości otuliny przez dodanie zaprawy lub betonu (w normie zasada 7, metoda 7.1);
- » wymiana skażonego lub skarbonatyzowanego betonu (zasada 7, metoda 7.2);
- » elektrochemiczna realkalizacja skarbonatyzowanego betonu (zasada 7, metoda 7.3);
- » realkalizacja skarbonatyzowanego betonu przez dyfuzję (zasada 7, metoda 7.4);
- » elektrochemiczne usunięcie chlorków (zasada 7, metoda 7.5);
- » podwyższenie oporności elektrycznej otuliny (zasada 8);
- » kontrola obszarów katodowych (zasada 9);
- » ochrona katodowa (zasada 10);
- » kontrola obszarów anodowych (zasada 11).

W Polsce najczęściej są wykorzystywane metody 7.1 i 7.2 oraz zasady 8, 9 i 11, a rzadziej zasada 10. Od 2012 roku (rekomendacje techniczne ITB [5] i IBDiM [6]) stosowane są elektrody montowane do zbrojenia, które w sposób bezpośredni lub pośredni wykorzystując zasadę 10 normy PN-EN 1504-9 [4].

PRZYKŁAD ZABEZPIECZENIA STALI ZBROJENIOWEJ PRZY UŻYCIU PROTEKTORÓW CYNKOWYCH W NA PRZYKŁADZIE REMONTU WIADUKTU M.04 NAD ALEJĄ PRYMASA TYSIĄCLECIA W WARSZAWIE.

Firma Budimex w ramach kontraktu na prace związane z modernizacją stacji kolejowej Warszawa Zachodnia, wykonała generalny remont wiaduktu M.04 nad aleją Prymasa Tysiąclecia w Warszawie. Przed przystąpieniem do remontu wykonano projekt wykonawczy remontu wiaduktu. Podczas prac projektowych zostały wykonane również badania sprawdzające stan karbonatyzacji oraz skażenia chlorkami konstrukcji wiaduktu. Otrzymane wyniki badań wykazały przekroczenia granicznych wartości normowych. Sprawdzone również wartości potencjałów korozyjnych, a otrzymane

wyniki zawierały się w przedziale 95% prawdopodobieństwa wystąpienia korozji według kryterium ASTM-C 876-91 [9]. Ze względu na skarbonatyzowaną otulinę chlorkami oraz w celu uzyskania większej trwałości konstrukcji, projektant podjął decyzję o zastosowaniu ochrony katodowej przy użyciu protektorów cynkowych, o masie rdzenia cynkowego 70 g, montowanych bezpośrednio do stali zbrojeniowej zgodnie z zasadami normy PN-EN 1504-9 zasada 10. W projekcie podano zakres ochrony katodowej, która miała obejmować strefę najbardziej narażoną na agresywne działanie chlorków, tj. do wysokości 1,5 m ścian wiaduktu. Przez przystąpienie do prac remontowych wykonano skanowanie konstrukcji w celu ustalenia dokładnego rozmieszczenia prętów zbrojeniowych oraz określenia grubości otuliny. W miejscach gdzie otulina była zdegradowana i skażona chlorkami, została mechanicznie usunięta. Odsłonięte pręty zbrojeniowe zostały oczyszczone z produktów korozji poprzez piaskowanie do stopnia czystości Sa 2 1/2 (wg PN-EN ISO 8501-1[7]). Po odpyleniu i odtłuszczeniu prętów zbrojeniowych przystąpiono do montażu protektorów cynkowych TopZinc R 70. Protektory cynkowe zostały zamontowane bezpośrednio do stali zbrojeniowej i tak rozmieszczone, aby zapewniony był równomierny rozdział prądu na całej długości chronionego pręta zbrojeniowego,

dający pewność dostarczenia odpowiedniej gęstości prądu jaki powinien wytworzyć układ galwaniczny (protektor cynkowy – pręt). Po montażu protektorów cynkowych wykonano badania ciągłości elektrycznej pomiędzy protektorem a prętem zbrojeniowym oraz badania rezystancji, czyli oporu. W przypadku braku prawidłowego odczytu procedura montażu została powtarzana. Następnie wykonano otworzenie otuliny oraz naprawy powierzchni materiałami PCC zgodnie z zasadami określonymi w PN-EN 1504 zasada nr 3 oraz zabezpieczono naprawioną powierzchnię betonową powłokami antykorozyjnymi.

W przedstawionej realizacji remontu wiaduktu w celu zabezpieczenia katodowego stali zbrojeniowej dla wydzielonej strefy wbudowano powyżej 18 tys protektorów cynkowych TopZinc R 70 bezpośrednio montowanych do zbrojenia.

PODSUMOWANIE

Uwzględnienie możliwości wystąpienia procesów korozyjnych, na etapie prac projektowych remontu konstrukcji już istniejących, jest bardzo istotną kwestią. Ma ona niekiedy decydujący wpływ na powodzenie całej inwestycji oraz na utrzymanie jak najdłuższego czasu eksploatacji samej konstrukcji. Dlatego w przypadku remontu obiektów, które były eksploatowane w środo-



Fot. 3 Widok na nawę środkową wiaduktu



Fot. 4. Korozja zbrojenia



Fot. 5. Pręty zbrojeniowe przygotowane do montażu protektorów cynkowych



Fot. 6. Rozmieszczenie protektorów na zbrojeniu na nawie środkowej wiaduktu



Fot. 7. Protektory cynkowe TopZinc R 70

wiskach o klasach ekspozycji typu XD lub XF, należy dodatkowo wdrażać inne niż tradycyjne rodzaje ochrony przeciwkorozyjnej. Posługując się normą PN-EN 1504, najbardziej oczywistym wyborem będzie tu Zasada 10: Ochrona Katodowa oraz Zasada 11: Inhibitory Korozji.

W skład systemów do ochrony i zabezpieczenia stali zbrojeniowej wchodzi

» Protektory cynkowe **TopZinc** do ochrony katodowej w odmianach:

TopZinc R (montaż bezpośredni na zbrojeniu)

TopZinc R+ (montaż pośredni – połączenie jedynie przewodami metalicznymi)

TopZinc RS o najmniejszych możliwych wymiarach, szczególnie dedykowany do konstrukcji remontowanych i konstrukcji z zaniżoną otuliną.

» Migrujący inhibitor korozji **TopGard FE**. Jest to aktywny migrujący inhibitor korozji do ochrony zbrojenia dodawany do mieszanek betonowych, zapraw cementowych i zapraw naprawczych oraz do nanoszenia na powierzchnię betonu w okolicy otuliny prętów zbrojeniowych. Migrujący inhibitor korozji **TopGard FE** wnika w podłoże betonowe i zatrzymuje korozję zbrojenia czym zwiększa trwałość konstrukcji żelbetowej. Stosowanie migrującego inhibitora korozji prętów zbrojeniowych **TopGard FE** jest zgodne z normą PN-EN 1504 Naprawy i Ochrony Betonu. Zasada 9 – Kontrola Obszarów katodowych zbrojenia i Zasada 11 – Kontrola Obszarów anodowych zbrojenia. Migrujący Inhibitor korozji **TopGard FE** jest doskonałą domieszką do zawieszin cementowych i zaczynów cementowych do wypełniania kanałów kablowych ze sprężonymi kablami. Migrujący inhibitor korozji **TopGard FE** zachowuje odpowiednie w/c i jednocześnie wysoką płynność umożliwiającą wpompowanie zawiesziny cementowej i zaczynu cementowego do kanału.

» Taśmy antykorozyjne TopZinc Tape. Taśmy antykorozyjne TopZinc Tape służą do zabezpieczenia antykorozyjnego stali i są przyklejane bezpośrednio do powierzchni stali przy użyciu specjalnego kleju przewodzącego TopZinc Conductiv.

PIŚMIENICTWO:

1. Czarnecki L., Emmons H.: Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Kraków 2002.
2. Czarnecki L., Garbacz A., Łukowski P.: Naprawa i ochrona konstrukcji z betonu. Warszawa 2017.
3. ASTM C876-91: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. 1999.
4. PN-EN 1504-9 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych.
5. Rekomendacja Techniczna ITB RT ITB-1255/2012: Zabezpieczanie stali zbrojeniowej w betonie metodą traconej anody z wykorzystaniem protektorów cynkowych Top Zinc R i Top Zinc R+. 2013.
6. Rekomendacja Techniczna IBDiM Nr RT/2012-0124/2: Protektory cynkowe do zabezpieczeń stali zbrojeniowej w betonie TopZinc R, TopZincRS i TopZinc R+. 2020.
7. PN-EN ISO 8501-1: Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produkcji



Naprawy, Wzmocnienia, Ochrona żelbetu

ul. Karczkowska 56
02-871 Warszawa

TopZinc®

Systemy ochrony i zabezpieczenia stali

TOP BUILDING Sp. z o.o.
ul. Karczkowska 56
02-871 Warszawa

TopZinc®

Systemy Ochrony Stali



TopZinc EXT ekstrakcja chlorków zgodnie z normą
PN-EN 1504-9:2006 zasada 7.5

TopZinc REA realkalizacja zgodnie z normą
PN-EN 1504-9:2006 zasada 7.3

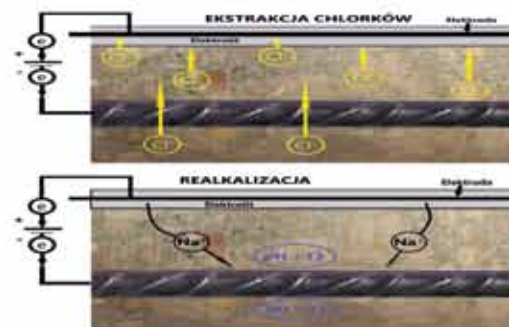
TopZinc TAPE S taśmy i maty do ochrony katodowej
kształtowników stalowych, blach falistych, płaskowników i
rur stalowych

(NOWOŚĆ)

TopGard FE mieszanina aktywnych inhibitorów korozji
do nasączania otuliny betonowej, domieszka do zaczynów i
zapraw, dodatek do zapraw naprawczych i mieszanek
betonowych

TopZinc ECCWA zaprawa antykorozyjna do prętów
zbrojeniowych na bazie spoiwa epoksydowego

TopZinc R, TopZinc R+, TopZinc RS protektory
cynkowe do ochrony katodowej prętów zbrojeniowych



REKOMENDACJA
TECHNICZNA
INSTYTUTU TECHNIKI
BUDOWLANEJ
ITB RT-1255/2012



REKOMENDACJA
TECHNICZNA
INSTYTUTU BADAWCZEGO
DRÓG I MOSTÓW
IBDiM RT/2012-02-0124



KRAJOWA OCENA
TECHNICZNA
INSTYTUTU BADAWCZEGO
DRÓG I MOSTÓW
IBDiM-KOT-2020/0473
WYDANIE 1



**Top
Building**
Sp. z o.o.



SUROWY BETON

KEIM
CONCRETAL-LASUR



SUROWY BETON

KEIM
CONCRETAL-LASUR

KEIM CONCRETAL-LASUR

PÓŁPRZEJRZYSTA FARBA MINERALNA DO BETONU ARCHITEKTONICZNEGO

- SCALENIE KOLORYSTYCZNE
- WYGLĄD NATURALNEGO BETONU
- TRWAŁY KOLOR

KEIM. FARBY NA ZAWSZE.

www.keim.pl



REMONT KRATOWEGO MOSTU DROGOWEGO NAD RZEKĄ ODRA W CIGACICACH

Dr inż. JÓZEF RABIEGA (ORCID: 0000-0002-0221-9079) – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
 Mgr inż. STEFAN STELMACH – PBW Inżynieria Sp. z o.o.
 Mgr inż. PIOTR OLCZYK (ORCID: 0000-0002-0383-2780) – PBW Inżynieria Sp. z o.o.

Pod koniec listopada 2019 roku Starostwo Powiatowe w Zielonej Górze ogłosiło przetarg na remont odcinka drogi powiatowej nr 1187F Sulechów-Zawada wraz z remontem mostu drogowego nad rzeką Odrą w m. Cigacice (rys. 1). Najkorzystniejszą ofertę złożyło konsorcjum firm PBW Inżynieria Jacek Garbacz (lider) i Probudowa.com sp. z o.o. (partner) z Wrocławia. W połowie kwietnia 2020 r. obiekt całkowicie zamknięto dla ruchu pojazdów. Prace miały za-

kończyć się z końcem listopada 2021 r., lecz m.in. przez utrudnienia związane z trwającą przez cały czas realizacją przedsięwzięcia pandemią COVID-19 oddanie mostu do użytkowania opóźniło się o kilka miesięcy.

HISTORIA PRZEPRAWY

Wieś Cigacice (niem. Tschicherzig) w XIX wieku była popularną miejscowością wypoczynkową, stanowiąc cel licznych wycieczek mieszkańców Zielonej Góry

(Grünberg). Dojazd do Cigacic umożliwiał drewniany most nad Odrą, z jednym przęsłem ruchomym (zwozonym) o szerokości w świetle 10,20 m i 25 przęsłach stałych po 15 m rozpiętości (rys. 2, rys. 3).

Drewniany most nad Odrą wybudowano w latach sześćdziesiątych XIX wieku, więc na początku kolejnego stulecia jego stan techniczny budził już poważne wątpliwości. Budowa nowego mostu drogowego została zlecona w marcu 1924 roku przez zarząd powiatu sulechowskiego (Kreis Züllichau) zielonogórskiemu przedsiębiorstwu budowy mostów Beuchelt & Co. Spośród przedstawionych projektów koncepcyjnych nowej przeprawy wybrano dziesięcioprzęsłowy most kratownicowy ze spawalnej stali St37 o całkowitej długości niespełna 400 m, z najdłuższym przęsłem nurtowym o rozpiętości teoretycznej 87,00 m, pięcioma przęsłami po 33,80 m na lewym brzegu Odry (po stronie Zielonej Góry) i czterema przęsłami po 32,00 m na prawym brzegu (po stronie Cigacic). Na pomoście zaprojektowano wybrukowaną jezdnię o szerokości użytkowej 5,20 m, z obustronnymi opaskami bezpieczeństwa po 0,50 m. Światło poziome pod przęsłem nurtowym wynosiło 4,10 m ponad wysoką wodą żeglowną.

Filary mostu wykonywane były metodą kesonową. Montaż przęseł rozpoczęto od lewego brzegu, następ-



Rys. 1. Widok ogólny mostu w kierunku Cigacic

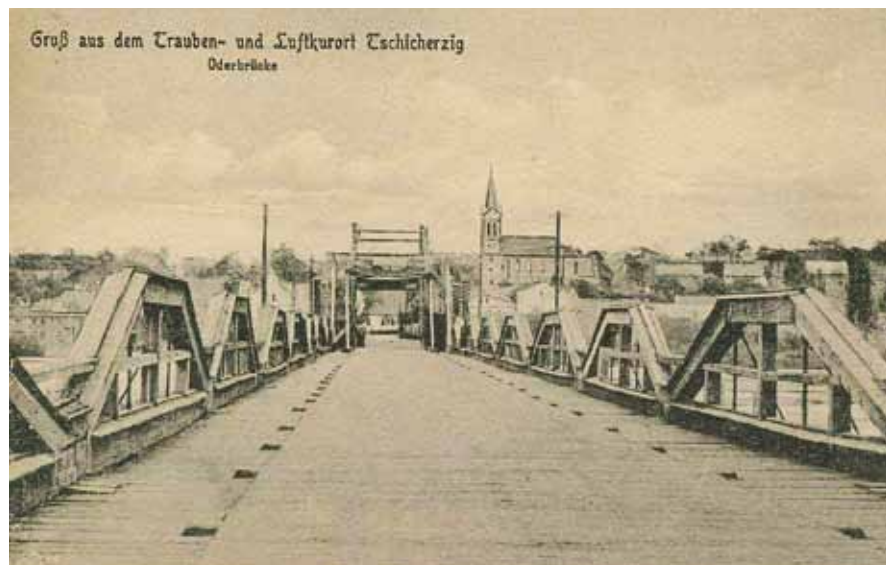
nie po już wykonanych przesłach transportowano elementy kolejnych kratownic. Scalanie konstrukcji stalowych odbywało się na rusztowaniach drewnianych w ich docelowym położeniu; jedynie przęsło środkowe, przez konieczność podniesienia spodu rusztowania ze względu na ruch statków po Odrze, zostało zmontowane o metr wyżej i dopiero potem opuszczone na łożyska. W dniu 29 kwietnia 1925 roku most nad Odrą w Cigacicach uroczystie przekazano do użytkowania; na północnym przyczółku wygłoszono uroczysty akt otwarcia. W wydarzeniu wzięli udział przedstawiciele ministerstwa Rzeszy, rządu pruskiego, władz powiatu. Ta ważna odrzańska przeprawa otrzymała imię Konrada von Monbarta (niem. Monbartbrücke), sulechowskiego landrata (rys. 4). Stary drewniany most nie doczekał otwarcia swojego następcy – dziwnym zrządzeniem losu zaledwie dwa tygodnie wcześniej został strawiony przez pożar [2].

Pod koniec II wojny światowej w rejonie Cigacic toczyły się zacięte walki o przełamanie niemieckiej linii obronnej „Oderstellung” [3]. W dniu 29 stycznia 1945 r. wysadzone zostało jedno krótkie przęsło kratowe (piąte – patrząc od strony Zielonej Góry). Pod wieczór, podczas trwania walk ulicznych w miejscowości, radzieckie czołgi wjechały z impetem na most, aby przekroczyć Odrę i zająć pozycje na lewym brzegu. Natychmiast z lewego brzegu odpowiedział im ostrzał z karabinów maszynowych; niemiecki saper zdołał wybiec ze schronu obserwacyjnego (znajduje się on bezpośrednio przed wjazdem na obiekt, po wschodniej stronie jezdni), podbiec do stanowiska i wysadzić wspomniane przęsło mostu. Siedem czołgów przedarło się na lewy brzeg i kontynuowało walki po tej stronie rzeki [3].

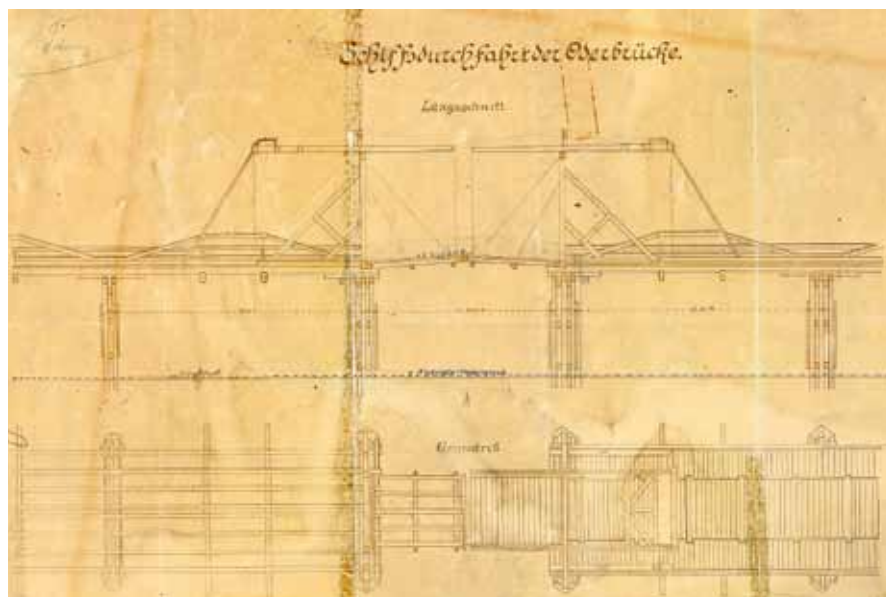
Uszkodzone przęsła odbudowano w latach 1952-1954, wzmocniono też konstrukcję dźwigarów głównych pozostałych przęseł. Z kolei w latach 1976-1977 most przeszedł ostatni kapitalny remont – wymieniono wtedy konstrukcję pomostu z kształtowników Zoresa na żelbetową płytę pomostową, a bruk kamienny zastąpiła nawierzchnia bitumiczna. W 1987 roku rozebrano równoległy do omawianej przeprawy czterodźwigarowy most tymczasowy (rys. 5). Na początku lat dziewięćdziesiątych nośność mostu szacowano na klasę E wg PN-85/S-10030, pod warunkiem wykonania prac renowacyjnych [1]. Z uwagi na pogarszający się stan techniczny konstrukcji przęsła mostu od kwietnia 2019 roku obiekt był zamknięty dla ruchu pojazdów o masie powyżej 3,5 t.

USZKODZENIA I ZAKRES REMONTU MOSTU

Inwentaryzacja żelbetowej płyty pomostowej (grubości ok. 12 cm) przeprowadzona w drugiej połowie 2018 r. wykazała jej niedostateczny stan techniczny. Stwierdzono znaczne ubytki warstw naprawczych i betonu od spodu konstrukcji płyty, a także lokalne odsłonięcia i korozję prętów zbrojeniowych, czego wynikiem było wyraźne zmniejszenie ich przekroju poprzecznego. Ponadto stwierdzono zarysowania i pęknięcia płyty pomostowej, głównie nad poprzecznicami. Badania przeprowadzone na próbkach sporządzonych z wykonanych odwiertów w żelbetowej konstrukcji płyty pomostu pozwoliły oszacować klasę betonu na C12/15.



Rys. 2. Drewniany most nad Odrą w Tschicherzig przed 1925 r.
(źródło: www.deutsche-digitale-bibliothek.de, Stiftung Brandenburg, nr inw. PK005870)



Rys. 3. Drewniany most nad Odrą w Tschicherzig – ruchome przęsło nurtowe
(źródło: Archiwum Państwowe w Zielonej Górze, sygn. 89/2052/0/5/1004)

Stalowa konstrukcja rusztu pomostu wykazywała poważne uszkodzenia powłok antykorozyjnych i rozległą korozję wżerową. W najgorszym stanie technicznym były poprzeczne skrajne, znajdujące się pod urządzeniami dylatacyjnymi, gdzie stwierdzono znaczne ubytki

korozyjnego przekroju blach, szczególnie w obrębie pól dolnych i w strefach węzłowych. Kratownicowe dźwigary główne wykazywały uszkodzenia korozyjne (głównie w poziomie pomostu) wynikające z ubytków powłok malarskich, a także uszkodzenia wywołane



Rys. 4. Przedwojenna panorama Cigacic i mostu w kierunku południowym
(źródło: www.deutsche-digitale-bibliothek.de, Stiftung Brandenburg, nr inw. PK004398)



Rys. 5. Widok na przebiegający równolegle most tymczasowy, rozebrany w 1987 r.

ne uderzeniami pojazdów. Zinventaryzowano także uszkodzenia korozyjne konstrukcji chodników na zewnątrz dźwigarów głównych oraz awaryjny stan techniczny drewnianej nawierzchni na chodniku od strony wody dolnej.

Łożyska wszystkich przęseł były zanieczyszczone i skorodowane. Jednocześnie przyczółki i filary mostu nie wykazywały znaczących uszkodzeń – głównie polegały one na zanieczyszczeniach, drobnych ubytkach betonu i spoin pomiędzy blokami kamiennymi.

Z trzech wózków rewizyjnych pod przęsłami dwa zostały zdemontowane w ostatnich latach, jeszcze przed rozpoczęciem remontu mostu, ze względu na zły stan techniczny; trzeci wózek uniknął demontażu, lecz nie mógł być bezpiecznie użytkowany ze względu na przedawaryjny stan nawierzchni drewnianej i uszkodzenia konstrukcji stalowej wózka.

Nawierzchnia jezdni na obiekcie była zanieczyszczona, także przez roślinność, głównie w strefach przykrawężnikowych; na całej nawierzchni obecne były

rysy, pęknięcia i ubytki. Odwodnienie powierzchniowe pomostu nie funkcjonowało sprawnie, z uwagi na zanieczyszczenia i uszkodzenia korozyjne wpustów i rur, czego efektem było odprowadzanie wody z pomostu bezpośrednio na konstrukcję stalową przęseł. Urządzenia obce na obiekcie (oświetlenie, wodociąg, sieć teletechniczna) były również wyraźnie uszkodzone.

Mając na względzie zinventaryzowany zakres uszkodzeń obiektu mostowego [7], przewidziano następujący zakres prac [6]:

- » oczyszczenie i zabezpieczenie antykorozyjne stalowej konstrukcji przęseł, wraz z lokalnymi naprawami lub wymianą uszkodzonych elementów;
- » naprawę konstrukcji stalowej i drewnianej nawierzchni wózka rewizyjnego oraz przywrócenie do użytkowania jego mechanizmu;
- » wymianę żelbetowej płyty pomostowej na nową zespoloną, o grubości 20 cm, wykonaną z betonu C30/37 (zespolenie płyty zrealizowano kątownikami przyspawanymi do górnych półek podłużnic – L100x100x10 w przęsłach krótszych i L90x60x8 w przęśle nurtowym);
- » wymianę podłużnic podchodnikowych i drewnianej nawierzchni chodników na zewnątrz dźwigarów głównych;
- » oczyszczenie betonowych powierzchni podpór, wykonanie napraw oraz zabezpieczenie powierzchniowe betonu, przespoinowanie murowanych części podpór i umocnienie skarp w obrębie przyczółków;



Rys. 6. Uszkodzenia wieżaków i słupków kratowych dźwigarów głównych



Rys. 7. Uszkodzenia tężników portalowych najdłuższego przęsła





Rys. 8. Uszkodzenia poprzecznic w strefach przywęzłowych

- » wymianę instalacji oświetleniowej na obiekcie;
- » wymianę krawężników na kamienne, a także urządzeń dylatacyjnych i sączków, wykonanie wpustów krawężnikowych i obustronnej bariery ochronnej H1W2B na pomoście, a także wykonanie nowej bitumicznej nawierzchni jezdni na obiekcie i dojazdach;
- » remont chodników, zatoki autobusowej i skrzyżowania po stronie Zielonej Góry.

Szczegółowy zakres prac naprawczych konstrukcji stalowej zrealizowano na podstawie projektu [4].

NAPRAWA KONSTRUKCJI STALOWEJ

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w dokumentacji projektowej [6] już po rozpoczęciu prac budowlanych wykonano szczegółowe inwentaryzacje stanu technicznego konstrukcji przęseł, celem weryfikacji koniecznego zakresu prac naprawczych. W efekcie ujawniono szereg uszkodzeń stalowych dźwigarów głów-

nych i konstrukcji pomostu, które wymagały naprawy, wzmocnienia lub wymiany. Poza ubytkami korozyjnymi zidentyfikowano liczne uszkodzenia pochodzące od uderzeń pojazdów w elementy kratownicowych dźwigarów głównych, w szczególności deformacje lub przerwanie ciągłości kształtowników w słupkach i wieżach (rys. 6), a także w tężniach portalowych najdłuższego przęsła (rys. 7).

Słupki wszystkich kratownic mają przekrój dwuteowy z blach 10 mm oraz kątowników L80x80x8 w przęsłach krótszych i L120x120x12 w przęsle nurtowym. Dla wszystkich uszkodzonych słupków (patrząc od strony Zielonej Góry: w krótszych przęsłach nr 1, 2 i 5 oraz w dłuższym przęsle nurtowym nr 6) przyjęto ujednoliconą technologię naprawy. Na wyznaczonym odcinku słupka wycinano kątowniki pasowe i prostowano środniki. Następnie w miejscach wyciętych fragmentów kątowników mocowano nowe o takim samym przekroju

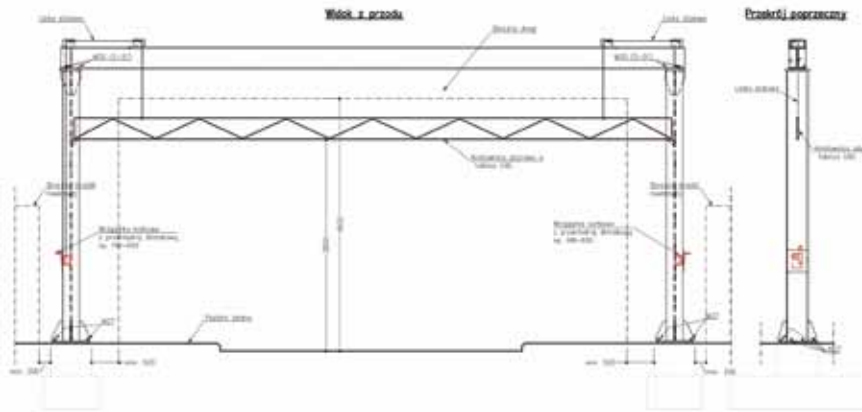
(do środników na śruby sprężające, a do przyległych starych kątowników – spoinami czołowymi). W miejscach łączenia nowych kątowników ze starymi przyspawano dodatkowe nakładki uciągające z blach 12 mm.

Poprzecznic skrajne we wszystkich przęsłach wykazywały istotne uszkodzenia korozyjne środników w obrębie węzłów oraz półek dolnych i górnych (rys. 8). Przewidziano wymianę skorodowanych kątowników oraz blach w półkach dolnych i górnych. Skorodowane fragmenty skrajnych pól środników (w obrębie węzłów) zostały obustronnie wzmocnione dodatkowymi blachami o grubości 8 mm o wymiarach dopasowanych do zakresu uszkodzeń. Podobne wzmocnienie środników wykonano także w niektórych poprzecznicach przęsłowych, poprzez przyspawanie do nich blach 8 mm w obrębie węzłów. Uszkodzone przewiązki dolnych pasów kratownic zostały wymienione na nowe.

Dolne pasy kratowych dźwigarów głównych wszyst-



Rys. 9. Zdjęcie lotnicze mostu w czasie prac remontowych (źródło: mapy.geoportal.gov.pl)



Rys. 10. Konstrukcja bramownicy przed wjazdem na obiekt

kich krótszych przęseł (o przekroju otwartym, wykonane z par ceowników) zostały wzmocnione poprzez naspawanie podłużnych nakładek z blach 12 mm na środnikach ceowników pasowych. Ponadto dokonano wzmocnienia konstrukcji dźwigarów w przęśle nr 5, gdzie w wyniku obliczeń statyczno-wytrzymałościowych stwierdzono przekroczenie nośności. Wzmocniono lokalnie górne pasy kratownic w środku rozpiętości przęsła, dodając przez dospawanie na tym odcinku obustronne poziome blachy 20 mm poprowadzone wzdłuż środników ceowników oraz krzyżulce skrajne poprzez dodanie przewiązek z blach 10x220 mm.

Wybrane skorodowane blachy węzłowe, wsporniki podchodnikowe, elementy poprzecznic przęsłowych i stężenia wiatrowe dolne, a także tężniki portalowe i lokalnie uszkodzone elementy w przęśle nurtowym wymieniono na nowe o takich samych przekrojach lub wzmocniono dodatkowymi blachami.

Wszystkie nowe elementy stalowe wykonano ze stali S355J2 i montowano poprzez spawanie lub z wykorzystaniem śrub pasowanych kl. 8.8 o średnicy i długości zależnej od łącznej grubości elementów łączonych.

Fotografię lotniczą mostu w czasie ostatnio prowadzonych prac remontowych przedstawia rys. 9.

Docelowa organizacja ruchu

Ponieważ rozstaw osiowy kratownicowych dźwigarów głównych wynosi w przęśle nurtowym 6,80 m, a w dziewięciu krótszych przęsłach 6,70 m, szerokość jezdni na moście to zaledwie 5,20 m w świetle krańców i nie ma praktycznej możliwości jej zwię-

szczenia, szczególnie przy uwzględnieniu montażu barier ochronnych. Niewystarczająca szerokość pomostu spowodowała, że od lat ruch na moście prowadzony był wahadłowo, z wykorzystaniem sygnalizacji świetlnej i po zakończeniu remontu taka organizacja ruchu pozostanie, z dotychczasowym zwiężeniem pasa ruchu oznakowaniem poziomym. Dla zwiększenia bezpieczeństwa ruchu zaprojektowano wymianę istniejących urządzeń sygnalizacji świetlnej oraz montaż dodatkowych elektronicznych elementów oznakowania, wyświetlających prędkość przejeżdżających pojazdów. Ponadto przed obiektem z obu stron zamontowano solidne bramownice o konstrukcji ze stalowych dwuteowników HEB400, z ruchomymi tablicami ograniczenia skrajni pionowej U-9c (rys. 10).

Na moście będą udostępnione oba zewnętrzne chodniki dla pieszych – dotychczas na jednym z chodników (po stronie wody dolnej) przebiegała sieć wodociągowa, której demontaż stał się możliwy dzięki wykonaniu przewiertu pod korytem rzeki Odry i przełożeniu tam sieci wodociągowej.

PODSUMOWANIE

Zakończenie realizacji remontu mostu nad Odrą w ciągu drogi powiatowej 1187F w m. Cigacice, rozpoczętej w połowie kwietnia 2020 r., przedłużyło się o kilka miesięcy ze względu na utrudnienia związane z pandemią COVID-19, w tym opóźnienia dostaw materiałów. Kłopoty te spowodowały przesunięcie niektórych robót na okres niesprzyjających warunków pogodowych.

wych. Obiekt otwarto dla ruchu samochodów, pieszych i rowerzystów w dniu 30 marca 2022 roku (rys. 11). Zrealizowane prace remontowe zwiększą bezpieczeństwo użytkowników obiektu i znacznie wydłużą jego przydatność eksploatacyjną; w dobrej kondycji będzie on obchodził setną rocznicę oddania do użytkowania.

PIŚMIENNICTWO I WYKORZYSTANE MATERIAŁY

1. Gołaś J.: Analiza nośności starego stalowego mostu drogowego w Cigacicach. XXXVI konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB Wrocław-Krynica 1990. s. 17-22.
2. Henke G.: Die neue Straßenbrücke über die Oder bei Tschicherzig. Grünberger Hauskalender. Heimatkalender für die Kreise Grünberg und Freystadt, 1926, s. 98-101.
3. Motyl K.: Przelamanie „Oderstellung” w rejonie Cigacic. Studia Zielonogórskie, T. XII, Muzeum Ziemi Lubuskiej, Zielona Góra 2006, s. 113-131.
4. Rabiega J., Stelmach S.: Projekt naprawy elementów przęseł kratownicowych mostu drogowego w km 3+887 drogi powiatowej nr 1187F w m. Cigacice. PBW Inżynieria Sp. z o.o. Sp. k., Wrocław 2021.
5. Rabiega J., Stelmach S., Olczyk P.: Remont kratowego mostu drogowego nad rzeką Odrą w Cigacicach. Inżynieria i Budownictwo, 2022, nr 1-2, s. 77-79.
6. Wita K., Wroński E., Mejnartowicz M.: Projekt wykonawczy „Remont drogi powiatowej nr 1187F na odc. od km 3+702 do km 4+188, w tym remont mostu w m. Cigacice w km 3+887 (dawniej km 3+650)”. Mosty i drogi Eryk Wroński, Zielona Góra 2019.
7. Wroński E.: Ocena stanu technicznego mostu nad rzeką Odrą w ciągu drogi powiatowej nr 1187F w km 3+650 w miejscowości Cigacice. Mosty i drogi Eryk Wroński, Zielona Góra 2018-2019.

FIRMY WYKONUJĄCE REMONT MOSTU W CIGACICACH:

INWESTOR:



Starostwo Powiatowe w Zielonej Górze
65-057 Zielona Góra, ul. Podgórna 5

WYKONAWCA - LIDER:



PBW INŻYNIERIA Jacek Garbacz
53-512 Wrocław, ul. Pochyła 23/4D

WYKONAWCA - PARTNER:

probudowa

„Probudowa” Sp. z o.o.
54-429 Wrocław, ul. Strzegomska 142A



Rys. 11. Most w dniu otwarcia dla ruchu (fot. Miłosz Balcerzak, <https://newslubuski.pl/>)

PBW INŻYNIERIA

Jesteśmy biurem projektowym działającym w zakresie inżynierii lądowej i wodnej. Głównymi obszarami naszych zainteresowań są: hydrotechnika, inżynieria mostowa, drogownictwo i budownictwo przemysłowe.



Naszą firmę tworzą przede wszystkim wspaniali inżynierowie, specjaliści, kadra techniczna i administracyjna. Wierzymy, że potencjał PBW INŻYNIERIA tkwi w dobrym zespole – zapraszamy do kontaktu projektantów i asystentów, którzy chcieliby z nami współtworzyć infrastrukturę Polski.

pbwinzynieria.pl





WYKONUJEMY M.IN:

projekty budowlane | projekty wykonawcze | koncepcje | projekty technologiczne

projekty zamienne | projekty warsztatowe | ekspertyzy techniczne | przeglądy

opinie techniczne | analizy obliczeniowe i ekonomiczne | przejazdy ponadnormatywne | próbne obciążenia

Obsługujemy kontrakty wykonawcze od strony projektowej, sprawujemy nadzór autorski oraz inwestorski, doradzamy i konsultujemy w zakresie inżynierii budowlanej.

Realizujemy zadania na terenie całej Polski. Współpracujemy z firmami i jednostkami z kraju i zagranicy, uczestniczymy w projektach badawczo – rozwojowych, wspieramy naukę, studentów i aktywistów branżowych.



ZBROJENIE ROZPROSZONE FORTA-FERRO® W BUDOWNICTWIE KOMUNIKACYJNYM W STANACH ZJEDNOCZONYCH – PRZYKŁADY.

FORTA-FERRO® jest strukturalnym, syntetycznym makrowłóknem zaprojektowanym w celu polepszenia właściwości mechanicznych i podwyższenia trwałości betonu oraz torkretu. FORTA-FERRO® jest mieszkanką włókien kopolimeryowych (95%, monofilament) w postaci skręconych wiązek oraz włókien polipropylenowych (5%, fibrylowane), dzięki czemu redukuje lub całkowicie eliminuje skurcz plastyczny betonu. FORTA-FERRO® poprawia wytrzymałość na zginanie betonu i podnosi jego trwałość. Nadaje elementom betonowym sprężystość i zwiększa ich udarność. Pomaga zredukować (w wielu przypadkach wyeliminować) stalowe siatki przeciwskurczowe w płytach betonowych.

Włókno FORTA-FERRO® nie ulega korozji, jest chemooodporne, niemagnetyczne. Jest lekkie oraz łatwe i bezpieczne w stosowaniu. Dobrze zachowuje się podczas mieszania, podawania i układania mieszanki betonowej. Rozmieszcza się równomiernie w mieszance

zapewniając jej homogeniczność i nie tworzy tzw. jeży. Nie ma wpływu na możliwość podawania mieszanki betonowej za pomocą pomp. Idealnie zachowuje się podczas zacierania posadzek - nie wystaje z betonu. Nie jest wyrwane z krawędzi betonu podczas nacinalnia dylatacji. Ilość pojedynczych włókien w 1kg produktu to ok. 160.000 sztuk.

Włókno FORTA-FERRO® może zostać zastosowane w dowolnych rodzajach betonu przeznaczonego dla każdego rodzaju obiektów (zgodnie z normą PN-EN 206). Zawdzięcza to m.in. chemicznej obojętności - FORTA-FERRO® może być użyte w betonie przy niezmiernie agresywnym środowisku np. w obiektach budownictwa morskiego i drogowego lub przemyśle chemicznym, gdzie zastosowanie zbrojenia stalowego nie jest dobrym rozwiązaniem z powodu szybkiej korozji.

Głównymi obszarami zastosowań są posadzki przemysłowe na gruncie, drogi betonowe, płyty pomostowe, posadzki na stropach, stropy zespolone z blachy

fałdowej, beton natryskowy, podkłady drogowe, chodniki mostowe, płyty lotniskowe, prefabrykaty (m.in. płyty ściennie, słupy, rury, studzienki, szamba, zbiorniki na wodę, krawężniki, podkłady kolejowe).

Z uwagi na wpływ na eliminację skurczu plastycznego betonu, wytrzymałość chemiczną, brak korozji i pozytywny wpływ na udarność włókna FORTA-FERRO® są szeroko stosowane jako zbrojenie dróg na terenie Stanów Zjednoczonych. Poniżej kilka przykładów zastosowania włókna jako zbrojenia konstrukcji związanych z budownictwem mostowym i komunikacyjnym w Ameryce Północnej.

1. Wymiana betonowej nawierzchni drogowej w ramach projektu New Ulm Gateway w miejscowości New Ulm w stanie Minnesota. Projekt obejmował wymianę nawierzchni na 3 obiektach mostowych. Jako ciekawostkę należy przytoczyć, że w ciągu 9 godzin ułożono 1200 m³ betonu na jednym polu roboczym. Beton zazbrojono włóknem FORTA-FERRO® w ilości 3 kg/m³.
2. Zarząd Północno Zachodniej Minesoty postanowił wybudować nową konstrukcję na miejsce starego mostu stalowego Eisenhower Memorial Bridge w Red Wing w stanie Minnesota. Most ten jest jedyną przeprawą przez rzekę Missisipi na odcinku około 30 mil w górę i dół rzeki. Konstrukcja stalowa wykazywała już oznaki zmęczenia materiału i korozji. Jako zbrojenie płyt pomostowych zostały wybrane makrowłókna syntetyczne FORTA-FERRO®, dozowanie 3 kg/m³. Dzięki zastosowaniu włókien, które minimalizują spękania i są odporne na korozję, zdecydowanie przedłużono przewidywany okres użytkowania mostu bez konieczności przeprowadzenia remontu. Katastrofa mostu I-35W i śmierć 13 osób skłoniła ustawodawcę w Minnesocie do emisji obligacji w celu zebrania pieniędzy na zastąpienie starych mostów stalowych na nowe konstrukcje, gdzie zbrojenie odporne jest na korozję. Budowa nowego Eisenhower Memorial Bridge o długości 1642 stóp



1. New Ulm Gateway w miejscowości New Ulm.



2. New Ulm Gateway w miejscowości New Ulm.



VISBUD

TECHNOLOGIE I MATERIAŁY
DLA BUDOWNICTWA

Visbud-Projekt Sp. z o.o.

ul. Swojczycka 82, 51-502 Wrocław

tel. +48 71 344 04 34

info@visbud.com, www.visbud.com



3. New Ulm Gateway w miejscowości New Ulm.



4. Eisenhower Memorial Bridge w Red Wing.



5. Eisenhower Memorial Bridge w Red Wing.

była początkiem realizacji tego programu i zapewniała dwa pasy dla ruchu kołowego i 12-metrów szerokości dla ruchu pieszego i rowerowego.

3. Ciekawym aspektem wykorzystania włókna FORTA-FERRO® jest możliwość podawania mieszanki betonowej pompą na dalekie odległości. Departament Transportu Karoliny Północnej (NCDOT) przeprowadził testy, jak daleko można podać beton bez zmian w recepturze betonu. Podczas wykonywania płyty pomostowej pasa ruchu w kierunku wschodnim zjazdu 112 z drogi I-40 w Mineral Springs w Karolinie Północnej zastosowano pompy o długości ponad 120 metrów. Nie stwierdzono rys skurczowych. Dozowanie włókna FORTA-FERRO® wynosiło 3 kg/m³.



6. Zjazd 112 z drogi I-40 w Mineral Springs.



7. Zjazd 112 z drogi I-40 w Mineral Springs.

FORTA[®]
CONCRETE FIBER
STRONGER LASTING™

FORTA-FERRO[®]

Syntetyczne włókna strukturalne

- Umożliwiają rezygnację ze stosowania przeciwskurczowej siatki stalowej
- Ułatwiają aplikację betonu poprawiając jego plastyczność i urabialność
- Zwiększają wytrzymałość na obciążenia statyczne oraz dynamiczne
- Zastępują włókno stalowe, skutecznie eliminują rysy skurczowe betonu
- Są odporne na agresję chemiczną, nie ulegają korozji

Mocne i trwałe posadzki betonowe!



**Światowy lider
w dziedzinie produkcji
zbrojenia rozproszonego
oficjalnie na polskim rynku!**



VISBUD

Visbud-Projekt Sp. z o.o. | ul. Swojczycka 82 | 51-502 Wrocław
Tel. +48 71 344 04 34 | www.visbud.com | info@visbud.com

OFICJALNY DYSTRYBUTOR MARKI FORTA W POLSCE

ELIMINATOR®

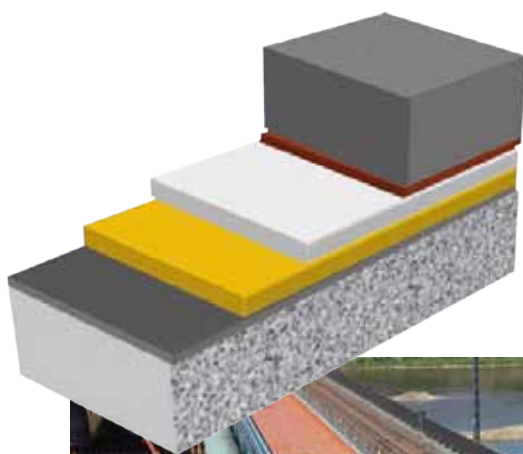
Hydroizolacja mostowa dla obiektów kolejowych i drogowych

Mosty to obiekty bardzo kosztowne w projektowaniu, wykonawstwie i utrzymaniu, jak również bardzo podatne na szkodliwe działanie czynników, tj. wody, chlorów, gazów atmosferycznych. Dlatego też tak istotną rolę odgrywa stosowanie odpowiednich systemów ochronnych, które utrzymują całą konstrukcję w odpowiednim stanie technicznym. Wyniki przeprowadzonych na całym świecie badań jednoznacznie wskazują, że stosowanie tradycyjnych uszczelnień płyt

mostowych nie spełnia stawianych przed nimi wymagań.

Firma Stirling Lloyd, obecnie GCP Applied Technologies, we współpracy z Koleją Brytyjską oraz najlepszymi specjalistami w dziedzinie mostownictwa stworzyła, na podstawie 8-letniego programu badawczego, idealny system ochrony do uszczelnienia kolejowych obiektów mostowych o nazwie Eliminator. Jest to bezszwowa

membrana, której skład oparty jest na żywicach metakrylanu metylu (technologia MMA). Izolacja nanoszona jest metodą natryskową i po godzinie tworzy trwałą, elastyczną, odporną na działanie środków chemicznych (tzn. olej, paliwo, woda morska, rozcieńczone kwasy mineralne) powłokę. Unikalne właściwości fizyczne i chemiczne systemu gwarantują wydłużenie projektowanego okresu eksploatacji chronionego obiektu oraz znaczne obniżenie kosztów jego utrzymania.



Nawierzchnia asfaltowa

Tack Coat No 2/Bond Coat 3

Eliminator - druga warstwa

Eliminator - pierwsza warstwa

Primer na podłoże betonowe/stalowe

Płyta mostowa



Jest idealnym rozwiązaniem dla obiektów kolejowych, gdzie tłuszczy może być układany bezpośrednio na wykonanym systemie bez żadnej warstwy ochronnej, natomiast przy zastosowaniu odpowiedniej warstwy szpachel system może być stosowany także na mostach drogowych, bez względu na rodzaj wykonywanej nawierzchni asfaltowej. Unikalność oferowanego systemu polega na tym, że szybko twardnieje przy nanoszeniu izolacji zarówno w temperaturach ujemnych, jak i dodatnich. Dodatkowymi zaletami Eliminatora są łatwość i szybkość natryskiwania wynosząca do 1000 m² w ciągu jednego dnia. Ponadto system jest całkowicie zgodny z przepisami zarówno organizacji amerykańskich, jak również angielskich, których niezależne badania i analizy wykazały, iż stosowanie Eliminatora niesie ze sobą niewielkie ryzyko dla zdrowia pracowników i otoczenia.

Duże doświadczenie firm Stirling Lloyd oraz GCP Applied Technologies pochodzące z wykonania projektów w różnych warunkach budowlanych i pogodowych pozwala sprostać oczekiwaniom i wymaganiom każdego inwestora. Umożliwia to bardzo szeroki asortyment całkowicie kompatybilnych produktów pozwalających na ułożenie Eliminatora na różnych rodzajach podłoża oraz wykonanie warstw asfaltowych na warstwie izolacyjnej.

DWD Service Sp. z o.o.



PROJEKT I BUDOWA OBIEKTU INŻYNIERYJNEGO W KM 41+351 LINII KOLEJOWEJ LK116.

Mgr inż. Piotr TOMALA – ViaCon Polska Sp. z o.o, Rydzyna
 Mgr inż. Łukasz LACHOWICZ – Pracownia Projektowa MiD, Gdańsk

WSTĘP

Konstrukcje gruntowo-powłokowe zagościły na polskim rynku infrastrukturalnym już na dobre. Zastosowane w naszym kraju po raz pierwszy z końcem lat 70-tych XX w. (badania na poligonie wojskowym w Bor-nym Sulinowie) wraz z upływem czasu stawały się coraz bardziej powszechne. Okres największej popularyzacji przypada na pierwsze dwudziestolecie obecnego wieku. Ich obecność jest powszechna na sieci dróg kołowych, a także coraz wyraźniej akcentowana obiektami o dużych rozpiętościach w ciągu sieci dróg kolejowych. Na popularyzację technologii konstrukcji współpracu-

jących z otaczającą je zasypką gruntową wpływa wiele czynników m.in. proste i stosunkowo szybkie projektowanie, nieskomplikowane wykonawstwo jak również bardzo korzystna relacja ceny do jakości.

Pozytywne doświadczenia Inwestorów, Wykonawców i Projektantów przekuły się na wspólny sukces. Początkowo projektowano głównie przepusty o niewielkich średnicach po czym zaczęto przekraczać coraz to większe przeszkody. W niniejszym artykule czytelnikowi zostaną przedstawione wybrane elementy projektowania oraz budowy kolejowego obiektu mostowego o dużej rozpiętości.

CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Linia kolejowa nr 216 Działdowo – Olsztyn na przedmiotowym odcinku jest linią jednotorową, pierwszorzędną. Obiekt w km 41+351 to wzniesiony w roku 1888, odbudowany 1955 ustrój kratowy z jazdą górą i zakrzywionym pasie dolnym o rozpiętości teoretycznej przęsła $L=39,66$ m. dźwigary główne są rozstawione od siebie w odległości 4,0 m. Konstrukcja mostu jest w całości nitowana.

Stan obiektu oceniono jako niedostateczny z licznymi uszkodzeniami powłoki antykorozyjnej oraz korozją elementów konstrukcyjnych a w szczególności pasa dolne-



Fotografia 1. Obiekt przed przebudową. Widok ogólny mostu. Łożysko przesuwne



Fotografia 2. Widoczne nacieki korozyjne.

go. Elementy konstrukcyjne w dużej części było wzmocnione nakładkami. Stwierdzono deformacje i korozję stężeń wiatrowych pasa dolnego. Łożyska walcowe również cechowała lokalna korozja i zanieczyszczenia.

Przyczółki obiektu znajdowały się w stanie dobrym z siatką spękań powierzchniowych, ubytkami spoinowania oraz silnie porośnięte mchem. Dodatkowo w części wykonanej z kamienia stwierdzono lokalne wysolenia.

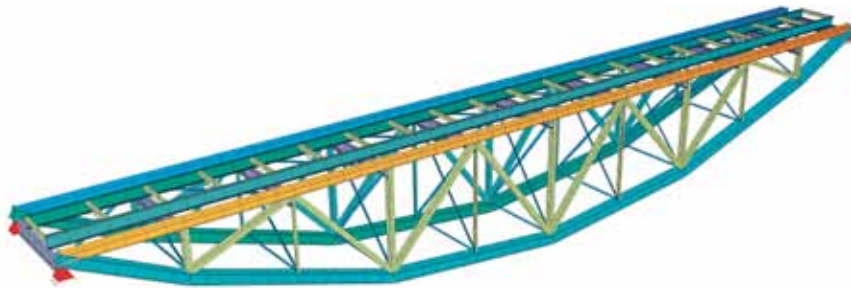
PROJEKT

W celu oceny przydatności istniejącej konstrukcji kratowej mostu została wykonana analiza statyczno-wytrzymałościowa. Prace projektowe zostały poprzedzone analizą materiału z którego wykonany był most.

W ramach przeprowadzonych obliczeń stwierdzono przekroczenie dopuszczalnych naprężeń: rozciągających, ściskających oraz zredukowanych v_{Mise} dla wszystkich elementów konstrukcyjnych obiektu. Obiekt nie byłby w stanie przenieść obciążeń od pojazdów eksploatacyjnych typu C2 i D4 dla prędkości projektowej pociągów pasażerskich równej 120 km/h i towarowych równej 80 km/h. Zgodnie z poleceniem Zamawiającego obiekt inżynierski został zaprojektowany zgodnie ze Standardami Technicznymi¹.

Biorąc pod uwagę wnioski z przeprowadzonych obliczeń, cechy materiałowe stali zgrzewnej zarekomendowano wymianę obiektu na nowy.

Realizacja zamówienia miała na celu osiągnięcie założonych parametrów eksploatacyjnych zgodnych z przyjętą kategorią linii.



Rysunek 1. Wizualizacja modelu obliczeniowego obiektu - widok aksonometryczny

Tabela 1. Parametry geometryczne konstrukcji powłokowej UC-23NA

Nazwa parametru	jednostka	wartość
Rozpiętość konstrukcji	[m]	19,82
Wysokość w świetle	[m]	7,37
Wysokość zasyпки	[m]	2,28
Promień górny	[m]	13,88
Promienie boczne	[m]	5,38

Z uwagi na znaczne obciążenie (zgodne z LM71 dla klasy k+2) oraz niebanalną rozpiętość obiekt od samego początku stawał się być szczególnym. Do dziś dnia w Polsce w ciągu linii kolejowych wybudowano zaledwie kilka obiektów z blachy falistej o rozpiętości przekraczającej 10.0 m. Należy tu też zaznaczyć że dotychczas rekordowym pod kątem rozpiętości był obiekt w Świdnicy (rozpiętość 14.96 m). Optymalną formą schematu statycznego statyczną przy dużych rozpiętościach są wszelkiego rodzaju łuki. Mogą one przyjmować formę regularną tj. wycinka okręgu o jednym promieniu krzywizny lub też spłaszczoną o dwóch promieniach – górnym (większym) i bocznym (mniejszym).

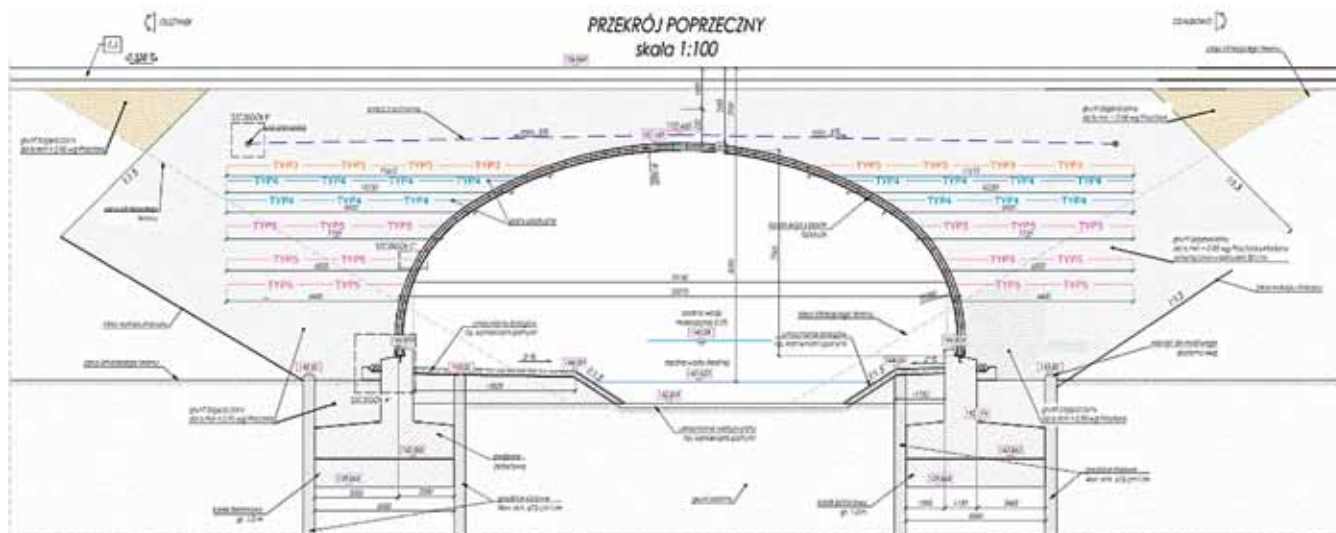
Przedmiotowy obiekt został zaprojektowany w formie łuku niskoprofilowego o parametrach geometrycznych jak podano w Tabeli 1.

Taki kształt gwarantuje, iż jego wybudowanie jest możliwe. Gdyby chcieć wznieść łuk jednopromieniowy o rozpiętości 20 m musielibyśmy dysponować bardzo wysokim nasypem równym co najmniej wysokości konstrukcji (połowa jej rozpiętości czyli 10.0 m) oraz wysokości naziomu zapewne ok 3.0 - 3.5 m czyli łącznie ok

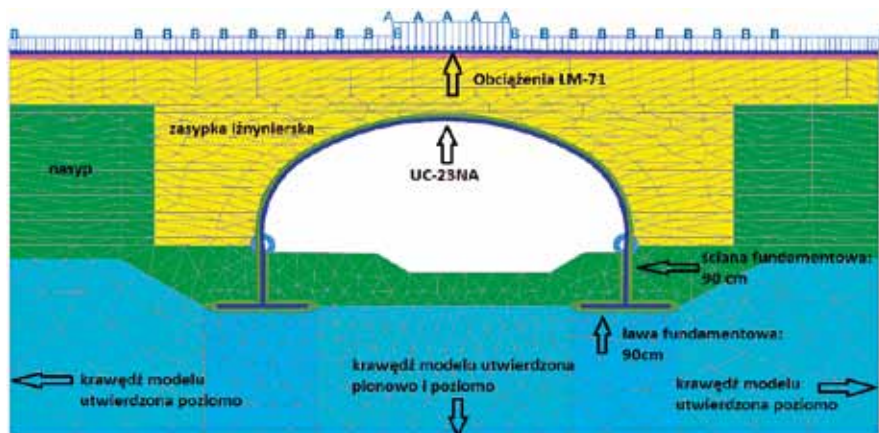
13.0 m. Takie charakterystyki można jedynie uzyskać w terenach górskich gdzie nie brakuje dolin czy też wąwozów, jednakże bohater niniejszego referatu został wybudowany na terenach nizinnych w okolicy m. Olsztyn (Maróz).

Odległość od główek szyny do poziomu terenu, gdzie zaprojektowany został obiekt nie była aż tak duża, i wynosiła zaledwie 9.65 m. W celu optymalizacji rozwiązania czyli znalezienia takiej miąższości naziomu aby grubość użytej blachy była możliwie najmniejsza (oczywiście przy zapewnieniu wszystkich stanów granicznych tj nośności i użyteczności) wykorzystano zawansowane techniki analizy numerycznej.

Obliczenia wykonano z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES) w programie Plaxis 2D v. 2010 przy użyciu elementów dwu- i jednowymiarowych w przestrzeni dwuwymiarowej ($e^{1+2}p^2$). Elementami jednowymiarowymi zamodelowano powłokę konstrukcyjną, ściany oraz ławy fundamentowe. Elementami dwuwymiarowymi zamodelowano zasypkę inżynierską, konstrukcję torowiska nasyp kolejowy, podłoże gruntowe. Współpracę między zasypką inży-



Rysunek 2. Przekrój poprzeczny nowoprojektowanego obiektu



Rysunek 3. Przyjęty schemat obliczeniowy – model numeryczny

nierską, a konstrukcją UltraCor oraz między zasypką, a ścianą fundamentową zamodelowano przy użyciu odpowiednich elementów kontaktowych.

Obliczenia wykonano w modelu dwuwymiarowym ze względu na dominującą ortotropię pracy konstrukcji oraz niezmienną geometrię po długości.

Do analiz przyjęto najbardziej wyężony przekrój poprzeczny, pracujący w płaskim stanie odkształcenia. W modelu obliczeniowym odwzorowano, zgodnie z technologią, etapowanie prac. Weryfikację przeprowadzono w poniższych, kluczowych etapach pracy konstrukcji:

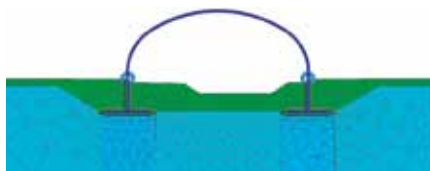
- » etap maksymalnego wypiętrzenia konstrukcji – gdy zasyпка inżynierska ułożona jest do poziomu klucza powłoki,
- » etap użytkowy – przy pełnym obciążeniu gruntem zasykowym i pozostałymi elementami stałymi powyżej klucza konstrukcji do poziomu nawierzchni, uzupełniony o obciążenia zmienne ustawione w najbardziej niekorzystnej lokalizacji (ze względu na wyężenie przekroju).

W modelu obliczeniowym odwzorowano, zgodnie z technologią, etapowanie prac.

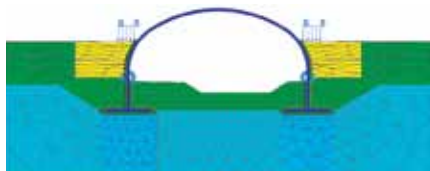
- » Wykonanie podpór konstrukcji gruntem – powłokowej



- » Montaż konstrukcji gruntem – powłokowej

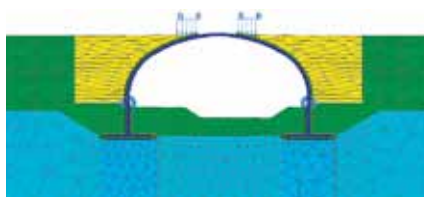


- » Etap układania zasyпки inżynierskiej. Uwzględniono obciążenia technologiczne wywołane sprzętem zagęszczającym – do poziomu klucza konstrukcji, gdzie ich wpływ może okazać się niekorzystny.

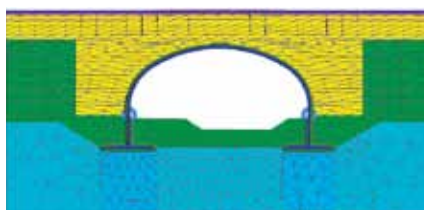


- » Etap maksymalnego wypiętrzenia konstrukcji (pe-

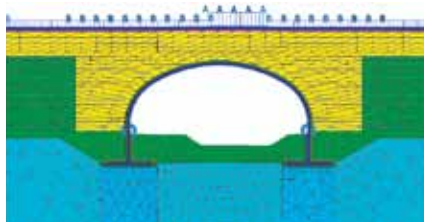
aking) – gdy zasyпка inżynierska ułożona jest do poziomu klucza powłoki,



- » Etap bezużytkowy. Wykonany nasył kolejowy do projektowanej rzędnej wraz z konstrukcją torowiska.



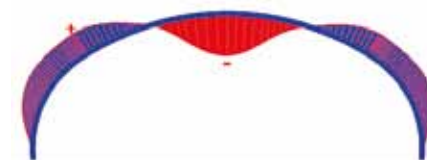
- » Etap użytkowy (LL) – etap powyższy uzupełniony o obciążenia zmienne ustawione w 19 różnych ustawieniach, celem znalezienia najbardziej niekorzystnej kombinacji wartości sił wewnętrznych ze względu na wyężenie przekroju oraz ze względu na wartość reakcji podporowych. Przykładowe ustawienia obciążenia poniżej:



W wyniku analizy otrzymano następujące wartości sił wewnętrznych.

1. Etap maksymalnego wypiętrzenia konstrukcji (peaking)

- » Momenty zginające



Bending moments M (scaled up 0.0200 times)
Maximum value = 64.70 kN/m (Element 26 at Node 11692)
Minimum value = -109.5 kN/m (Element 19 at Node 11793)

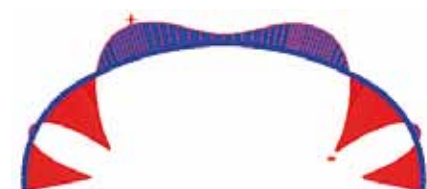
- » Siła osiowa



Axial forces N (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = -295.9 kN/m (Element 21 at Node 11813)
Minimum value = -294.1 kN/m (Element 1 at Node 7494)

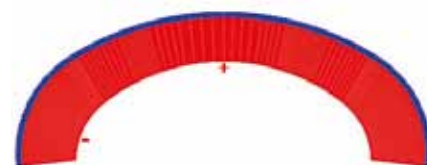
2. Etap bezużytkowy

- » Momenty zginające



Bending moments M (scaled up 0.0500 times)
Maximum value = 32.80 kN/m (Element 22 at Node 12003)
Minimum value = -35.39 kN/m (Element 11 at Node 7817)

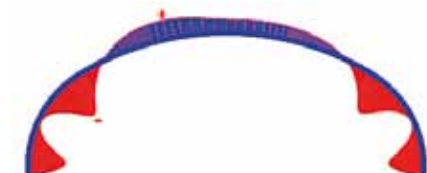
- » Siła osiowa



Axial forces N (scaled up $2.00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = -1155 kN/m (Element 20 at Node 11793)
Minimum value = -1458 kN/m (Element 33 at Node 11693)

3. Etap użytkowy LL (obciążenie stałe + zmienne)

- » Momenty zginające



Bending moments M (scaled up 0.0200 times)
Maximum value = 46.79 kN/m (Element 21 at Node 11813)
Minimum value = -106.2 kN/m (Element 27 at Node 11680)

- » Siła osiowa



Axial forces N (scaled up $2.00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = -1389 kN/m (Element 21 at Node 11813)
Minimum value = -1777 kN/m (Element 6 at Node 7543)

BUDOWA

Podczas montażu konstrukcji stalowej zauważono kilka niedogodności, z którymi należało się zmierzyć podczas wznoszenia nowej konstrukcji.

Po pierwsze, montaż odbywał się pod na linii kolejowej zelektryfikowanej przy istniejącej trakcji. Była ona co prawda wyłączona, jednakże należało zwracać na nią szczególną uwagę podczas pracy żurawia, tak aby jej nie uszkodzić.

Kolejną trudnością była wielkość placu montażowego. Konstrukcja zaprojektowana została w wykopie, jednocześnie przez jej środek lub pod nią przepływał ciek wodny cały czas płynął ciek, który powodował ciągle zawilgacanie placu montażowego. Z tego też powodu żuraw podający arkusze blachy mógł stać jedynie w jednym umocnionym miejscu. Niestety to miejsce znajdowało się na jednym z narożników konstrukcji. W związku z tym należało zapewnić taki żuraw, który mógł podawać blachy konstrukcyjne na dużym wysięgu (po przekątnej fundamentów).

Całość montażu była prowadzona na podnośnikach kosзовых dla których również należało przygotować platformy robocze aby pracownicy mogli bezpiecznie montować konstrukcję. Nie było to proste ze względu na to, że cały czas ciek podmywał umocnienie.

Montaż rozpoczął od najdalszego punktu od żurawia. Następnie sukcesywnie montowano kolejne elementy. Bardzo szybko okazało się, że oprócz podmokłego terenu, montażyści musieli również walczyć z trudnościami terenowymi. Sam transport elementów mógł być jedynie dostarczony do granicy lasu, natomiast konstrukcja znajdowała się około 2 km od tego miejsca. Z tego też powodu należało zmobilizować do transportu dodatkowe siły w postaci ładowarki teleskopowej terenowej, która sukcesywnie przewoziła potrzebny do konstrukcji materiał.

Podczas prac montażowych należało zwracać szczególną uwagę na montaż skosów konstrukcji. Sama jednolita konstrukcja nośna po której będą jeździć składki kolejowe miała długość zaledwie 11,46 m. W porównaniu z całą długością konstrukcji była to jedna trzecia całego obiektu wynoszącego 30,66 m.

Obiekt został warunkowo oddany do użytkowania. Przed wykonawcą stoi jeszcze jedno zadanie – wykonanie próbnego obciążenia. Jego wynik będzie kolejnym źródłem wiedzy z dziedziny zachowania się konstrukcji gruntowo-powłokowych pod obciążeniem zmiennym wysokich intensywności (zarówno co do wartości sił jak i efektów dynamicznych)

PODSUMOWANIE

Przedstawione w artykule studium przypadku pokazuje jak wysłużony technicznie obiekt w trudnym pod kątem dostępu terenie może zostać przebudowany, tak aby koszty jego budowy kształtowały się na rozsądnym poziomie, a funkcja jaką ma pełnić był sprawowana zgodnie z oczekiwaniem Zamawiającego. Istotnym czynnikiem pod kątem czasu życia konstrukcji jest też jej bezobsługowość. Obiekt nie posiada łożysk, urządzeń dylatacyjnych, płyt przejściowych – elementów konstrukcji które wymagają obsługi, serwisu czy też międzyokresowej wymiany. W przypadku powłok stalowych kluczowym jest



Fotografia 3. Prace montażowe.

obserwacja stanu powłok ochronnych i szybkie reagowanie w razie zauważonych uszkodzeń. Doświadczenia pokazują iż obiekty tego typu nie wykazują oznak korozji przez bardzo długi czas i mogą być bezpiecznie użytkowane bez obawy o utratę nośności. Dodatkowym atutem jest to, iż po przekroczeniu zakładanego czasu eksploatacji obiekt można poddać całkowitemu recyklingowi wymieniając powłokę na nową z równoczesnym wtórnym wykorzystaniem otaczającej go zasyпки

LITERATURA

1. JANUSZ L., MADAJ A., Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo. Warszawa, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności Sp. z o.o. 2007, 2009
2. Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products, Corrugated Steel pipe Institute, Canada 2002.
3. MACHELSKI C., Budowa konstrukcji gruntowo-powłokowych. Wrocław, Dolnośląskie Wydawnictwa Edukacyjne 2013.

4. ABDEL SAYED G., BAKHT B., JEAGER L.G., Soil-Steel Bridges. Design and Construction, McGraw-Hill, New York 1994
5. Pettersson L., Sundquist H. Design of soil steel composite bridges, KTH, Sztokholm 2007;

¹ Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{max} \leq 200 \text{ km/h}$ (dla taboru konwencjonalnego / 250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem. Wersja 1.1 Warszawa 2009

VIACON

ViaCon Polska Sp. z o.o.
ul. Przemysłowa 6
64-130 Rydzyna

Tel.: +48 65 525 45 45
Fax +48 65 525 45 55



Fotografia 4. Zmontowana powłoka stalowa.



- Konstrukcje ze stalowych blach falistych
- Konstrukcje inżynierskie z żelbetowych elementów prefabrykowanych
- Rury stalowe spiralnie karbowane
- Rury przepustowe z PP i HDPE
- System kanalizacji deszczowej i sanitarnej
- Ściany oporowe z gruntu zbrojonego
- Zbiorniki retencyjne
- Geosyntetyki
- Mosty kratowe
- Gabiony
- Płotki ochronno-naprowadzające dla pławów



**ViaCon Polska Sp. z o.o., ul. Przemysłowa 6, 64-130 Rydzyna,
tel.: +48 65 525 45 45 • office@viacon.pl**

www.viacon.pl

VIACON

Biuro zarządu:

Colver Sp. z o.o.
90-643 Łódź, ul. Żeligowskiego 32/34

Zakład produkcyjny:

05-530 Góra Kalwaria, ul. Adamowicza 1
T +48 22 390 90 74
biuro@colver.pl

Pełna oferta na naszej stronie internetowej:

www.colver.pl



Informacje techniczne/sprzedaż
Wojciech Remian,
tel. +48530 008 479,
email: wremian@colver.pl

**COL
VER**

CHEMICAL PRODUCTS

**ZAPRAWY NAPRAWCZE
ZAPRAWY SZYBKOSPRAWNE
MASY SZPACHLOWE
ZAPRAWY NA PODLEWKI
ZAPRAWY SPECJALNE
HYDROIZOLACJA
POSADZKI
POWŁOKI EPOKSYDOWE
HYDROFOBIZACJA
USZCZELNIANIE DYLATAcji**

WWW.COLVER.PL



fol. Krzysztof Włazewski

OD MOSTÓW MILENIJNYCH DO ALEI WIELKIEJ WYSPY – KOMPLEKSOWA OBSŁUGA GEODEZYJNA REALIZACJI INWESTYCJI

GEOTEST” Zakład Usług Geodezyjnych Ryszard Włazewski rozpoczął działalność gospodarczą 11 listopada 1991 roku a od 1994 roku specjalizuje się w pracach drogowo-mostowych. Na zlecenie biur projektowych „Bioprogeo-Projekt” Sp. z o.o. oraz „BBKS-Projekt” Sp. z o.o. wykonujemy mapy do celów projektowych pod nowe inwestycje drogowo-mostowe w Aglomeracji Wrocławskiej. Prowadzimy też kompleksową obsługę geodezyjną inwestycji głównie dla Firm BANIMEX Sp. z o.o., BUDIMEX Sp. z o.o. i SKANSKA S.A.

W latach 1994-2022 Zakład uczestniczył w realizacji 68 obiektów inżynierskich, w tym:

- » mosty drogowe -15;
- » mosty kolejowe -1;
- » estakady -11;
- » wiadukty drogowe -14;
- » wiadukty kolejowe -1;
- » tunel kolejowy -1;
- » przejścia dla zwierząt -16;
- » przebudowa wiaduktów i estakad -5;
- » przejścia podziemne -3;
- » przebudowa jazu -1.

Kadrę „GEOTEST” Zakład Usług Geodezyjnych Ryszard Włazewski stanowią doświadczeni geodeci: Krzysztof Włazewski, Grzegorz Franczak, Bogdan Ogowski, Tomasz Holak, Andrzej Nowak, Jerzy Gaj, Marcin Domagała.

1. Wykaz najważniejszych obiektów inżynierskich zrealizowanych przez „GEOTEST” Zakład Usług Geodezyjnych – Ryszard Włazewski, w latach 1994 – 2022:

- » Nitka północna autostrady A-4 – odcinek 15km (Kąty Wrocławskie – Kostomłoty) wraz z przebudową wiaduktów drogowych nad autostradą.
- » Obwodnica Śródmiejska Wrocławia – odcinek od ul. Legnickiej do ul. Osobowickiej we Wrocławiu – Most Milenijny (trzy estakady, most nawisowy i most wanny nad rzeką Odrą).
- » Wrocław pl. 1 Maja – przebudowa przejść podziemnych, tunelu, dróg i torów tramwajowych.
- » Obwodnica Trzebnicy-budowa dwóch wiaduktów drogowych.
- » Obwodnica Śródmiejska Wrocławia – od ul. Grabiszyńskiej do ul. Szkockiej w ciągu ul. Klecińskiej – wiadukty drogowe nad torami PKP z estakadami.
- » Przebudowa ul. Sienkiewicza – ul. Kochanowskiego z budową mostu Szczytnickiego nad rzeką Odrą we Wrocławiu.
- » Droga Bielany – Łany – Długoleka – odcinek Siechnice – Łany – most nad rzeką Odrą, dwa mosty nad rzeką Oławą, dwie estakady nad terenami zalewowymi, wiadukt drogowy, przejścia dla zwierząt.
- » Obwodnica Śródmiejska Wrocławia – odcinek ul. Osobowicka – ul. Żmigrodzka – wiadukt drogowy nad torami PKP, tunel kolejowy, dwa wiadukty drogowe, tu-

nele, przejścia dla zwierząt.

- » Wrocław-Pl. Społeczny –przebudowa estakady wschodniej.
- » Budowa drogi Brzeg Dolny – Miękinia wraz z budową mostów nad rzeką Odrą i nad rzeką Jeziorą.
- » Budowa wałów przeciwpowodziowych rzeki Widawa na odcinku od ul. Krzywoustego do ul. Strachocińskiej we Wrocławiu – trzy mosty nad rzeką Widawą, most kolejowy, budowa i przebudowa dwóch jazów.
- » Budowa Obwodnicy osiedla Leśnica i Alei Stabłowickiej we Wrocławiu od ul. Średzkiej do ul. Granicznej wraz z budową mostu nad rzeką Bystrzycą, oraz trzech wiaduktów drogowych
- » Przebudowa ul. Raclawickiej we Wrocławiu od ul. Rymskiej do Alei Piastów wraz z budową mostu nad rzeką Ślężą
- » Kompleksowa budowa nowych szklarni na terenie PPO Siechnice.
- » Budowa wiaduktu kolejowego nad ul. Długą we Wrocławiu wraz z przebudową linii PKP nr 143 i budową stacji Wrocław Szczepin.
- » Przebudowa odcinka ul. Długiej i ul. Starogrobłowej we Wrocławiu wraz z budową torowiska tramwajowego.
- » Budowa wiaduktu drogowego nad torami PKP, murów oporowych i przejścia tunelowego dla pieszych w rejonie ul. Robotniczej we Wrocławiu w ciągu Trasy Autobusowo-Tramwajowej.



Wrocław – Trasa Autobusowo-Tramwajowa nad torami kolejowymi ul. Strzegomska.

- » Budowa Wschodniej Obwodnicy Oleśnicy.
- » Budowa Alei Wielkiej Wyspy we Wrocławiu od ul. Krakowskiej do ul. Mickiewicza wraz z budową dwóch mostów (rz. Oława, rz. Odra), dwóch wiaduktów, czterech estakad, przebudową skrzyżowań i torowisk tramwajowych, przejścia dla zwierząt.

2. Mapy do celów projektowych wraz z pomiarami uzupełniającymi do projektu:

- » odcinki autostrady A-4 Wrocław – Przylesie – Prądy (70km).
- » Obwodnica Bolesławca.
- » Obwodnica Śródmiejska we Wrocławiu:
 - odcinek od ul. Legnickiej do ul. Poświęckiej we Wrocławiu
 - odcinek od ul. Poświęckiej do ul. Kamieńskiego we Wrocławiu
 - odcinek od ul. Kamieńskiego do ul. Krzywoustego.
- » Obwodnica Bielany- Łany- Długołęka :
 - odcinek Siechnice – Łany,
 - odcinek Łany – Długołęka.
- » Aleja Wielkiej Wyspy – al. Armii Krajowej – ul. Mickiewicza.
- » Oś Inkubacji I – ul. Mokronoska – ul. Graniczna we Wrocławiu.
- » Oś Inkubacji II – ul. Średzka – ul. Jerzmanowska we Wrocławiu.
- » Aleja Stabłowicka – ul. Graniczna – ul. Kosmonautów we Wrocławiu.
- » Łącznik Żmigrodzki – odcinek od Obwodnicy Śródmiejskiej do Obwodnicy Autostradowej Wrocławia.
- » Obwodnica Miękinii.
- » Śródmiejska Trasa Południowa (ul. Legnicka – Pl. Grunwaldzki).
- » ulice Wrocławia: Bardzka, Świeradowska, Borowska, Pilczycka, Litewska, Popowicka, Długa, Kowalska, Miłoszycka, Swojczycka, Strachocińska, Kochanowskiego, Raclawicka, Żmigrodzka, Krzywoustego, Sobieskiego, Marszowicka, Lotnicza, Kosmonautów, Średzka, Sułowska, Wyszyńskiego, Sienkiewicza, Nowowiejska, Góralska, Tęczowa, Przednia, Strzegomska, Mosty Pomorskie, Kwidzyńska, Lipska, Czajkowskiego, Sołtysowicka, Gwizdanowska, Okulickiego, Zwycięska, Kutrzeby, Raclawicka, Pęgowska, Zajązkowska, Pełczyńska, Obornicka, Pomorska, Buforowa, Dolnobrzeńska, Wilkszyńska, Osobowicka.

3. Kompleksowa obsługa geodezyjna robót drogowych wraz z uzbrojeniem terenu:

- » Autostrada A-4 północny odcinek Kąty Wrocławskie – Kostomłoty.
- » Obwodnica Trzebnicy.
- » Obwodnica Śródmiejska Wrocławia – ul. Armii Krajowej, Wiśniowa, Hallera, Klecińska, Na Ostatnim Groszu, Milenijna Jeziorańskiego (z Mostem Milenijnym), odcinek od ul. Osobowickiej do ul. Poświęckiej.
- » droga Bielany – Łany – Długołęka, odcinek Siechnice – Łany.
- » Łącznik Żmigrodzki – od Obwodnicy Śródmiejskiej do Obwodnicy Autostradowej Wrocławia.
- » Obwodnica Aglomeracji Wrocławia – odcinek Miękinia – Brzeg Dolny
- » ul. Powstańców Śląskich – torowisko tramwajowe.
- » ul. Kazimierza Wielkiego – torowisko tramwajowe.
- » ul. Traugutta wraz z torowiskiem tramwajowym.
- » ul. Świeradowska – Bardzka wraz z torowiskiem tramwajowym.
- » ul. Kołłątaja – Piotra Skargi – Piaskowa wraz z torowiskiem tramwajowym
- » ul. Sienkiewicza wraz z torowiskiem tramwajowym
- » ul. Kwidzyńska wraz z torowiskiem tramwajowym
- » ul. Pułaskiego wraz z torowiskiem tramwajowym
- » plac 1 Maja wraz z torowiskiem tramwajowym i przejściem podziemnym
- » ulice Wrocławia: ul. Borowska (od ul. Dyrekcyjnej do ul. Kamiennej), Kochanowskiego, Wyszyńskiego, Krzywoustego (z rynkiem Psiego Pola), Sułowska, Toruńska, Obornicka, Zwycięska, Kutrzeby, Raclawicka, Gwizdanowska, Okulickiego, Obwodnica Osiedla Leśnica, ul. Długa – ul. Starogrobłowa, Aleja Wielkiej Wyspy.
- » wschodnia obwodnica Oleśnicy.

4. Obsługa geodezyjna robót ziemnych:

- » kompleksowa obsługa kopalni piasku Obora (Zakłady Górnicze KGHM),
- » wymiana gruntu pod Stadion Miejski we Wrocławiu.
- » przebudowa i budowa wałów przeciwpowodziowych:
- » Kotowice – Siedlce.
- » Siechnice – Radwanice – Wrocław (ul. Międzyrzecka).
- » Wrocław – obiekty: Różanka, Rędzin, Lesica, Szczepin, Kozanów, Maślice, Pracze Odrzańskie, Janówek.
- » Wrocław – rzeka Widawa od ulicy Krzywoustego do ulicy Strachocińskiej.



Wrocław – ul. Długa-Starogrobłowa – drogi, torowisko tramwajowe, wiadukt kolejowy.



Łany – część nurtowa mostu nad rz. Odrą budowana metodą nawisową w ciągu drogi Bielany-Łany-Długołęka.



Wrocław – ul. Klecińska – estakady i wiadukty drogowe nad torami kolejowymi.



Wrocław – ul. Milenijna – budowa estakad i mostów nad rz. Odrą część nurtowa metodą wantung i nawisową.



„GEOTEST”
Zakład Usług Geodezyjnych
Ryszard Włazewski
 50-524 Wrocław
 ul. Ciepła 9-11/5H



NAPRAWA I OCHRONA ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH W TECHNOLOGII STOCRETEC. STARE I NOWE OBIEKTY MOSTOWE

Stare konstrukcje żelbetowe, po wielu latach eksploatacji i kontaktu ze szkodliwymi czynnikami zewnętrznymi, wymagają kompleksowej naprawy. Postępująca przez lata karbonatyzacja, długotrwałe wnikanie w głąb betonu szkodliwych substancji z otaczającego środowiska oraz niedoskonałość samej technologii betonu sprzed lat powodują niszczenie struktury betonu, degradację otuliny, a także rozpad warstwy ochronnej na powierzchni stali zbrojeniowej i jej korozję. W takich wypadkach konieczna jest kompleksowa naprawa. Począwszy od zabezpieczenia antykorozyjnego odsłoniętych prętów, przez odbudowę zdegradowanej konstrukcji (nie tylko w zakresie przywrócenia jej pierwotnego kształtu, lecz przede

wszystkim dla zapewnienia nośności), aż po zabezpieczenie elastyczną powłoką mostkującą rysy.

TECHNOLOGIA NAPRAWY

- » kompleksowa naprawa elementów żelbetowych materiałem **StoCrete TG 203**
- » wyrównanie powierzchni szpachlówką **PCC StoCrete TF 280**
- » zabezpieczenie konstrukcji elastyczną powłoką mostkującą rysy **StoCryl RB**

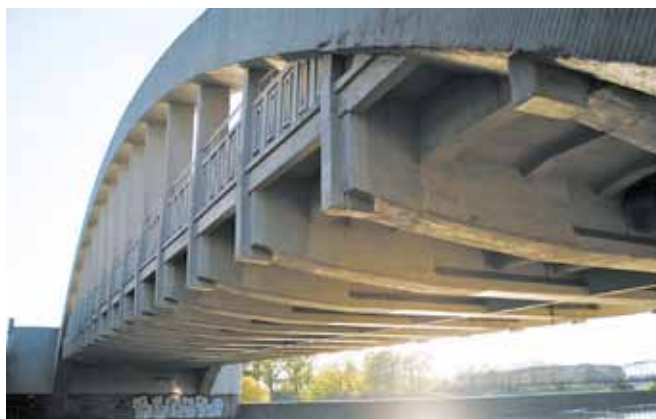
ZALETY SYSTEMU

- » pokrycie zbrojenia powłoką o wysokim pH, która zabezpiecza przed korozją stali

- » odtworzenie kształtu konstrukcji i przywrócenie jej pierwotnej nośności

- » zabezpieczenie przed korozją spowodowaną wnikaniem wody, chlorków, siarczków i dwutlenku węgla za pomocą elastycznej powłoki antykorozyjnej mostkującej rysy podłoża

Odpowiednie zabezpieczenie **nowego obiektu** pozwala na ograniczenie kosztów jego utrzymania. Im skuteczniejsza jest ochrona nowej konstrukcji, tym mniejsze będą nakłady finansowe związane z jej naprawą w przyszłości. Struktura betonu wylewanego w nowoczesnych deskowaniach pozwala na szybkie i proste przygotowanie podłoża pod dalsze zabezpieczenie antykorozyjne. Gładką powierzchnię betonu wystarczy





jedynie zmyć wodą pod wysokim ciśnieniem lub piaszkować w osłonie wodnej. Pozwala to usunąć mleczko cementowe i inne substancje, które zmniejszają przyczepność do betonu. Nowy obiekt należy zabezpieczyć cało powierzchniowym szpachlowaniem i wyprawą elastyczną mostkującą rysy.

TECHNOLOGIA OCHRONY

- » wyrównanie powierzchni szpachlówką
PCC **StoCrete TF 280**

- » zabezpieczenie antykorozyjne elastyczną powłoką mostkującą rysy **StoCryl RB**

ZALETY SYSTEMU

- » zabezpieczenie przed korozją spowodowaną wnikaniem wody, chlorków, siarczków i dwutlenku węgla
- » elastyczna powłoka antykorozyjna mostkująca rysy podłoża
- » nadanie konstrukcji estetycznego wyglądu
- » odbudowanie otuliny w miejscach raków



Sto Sp. z o.o.

ul. Zabraniecka 15

03-872 Warszawa

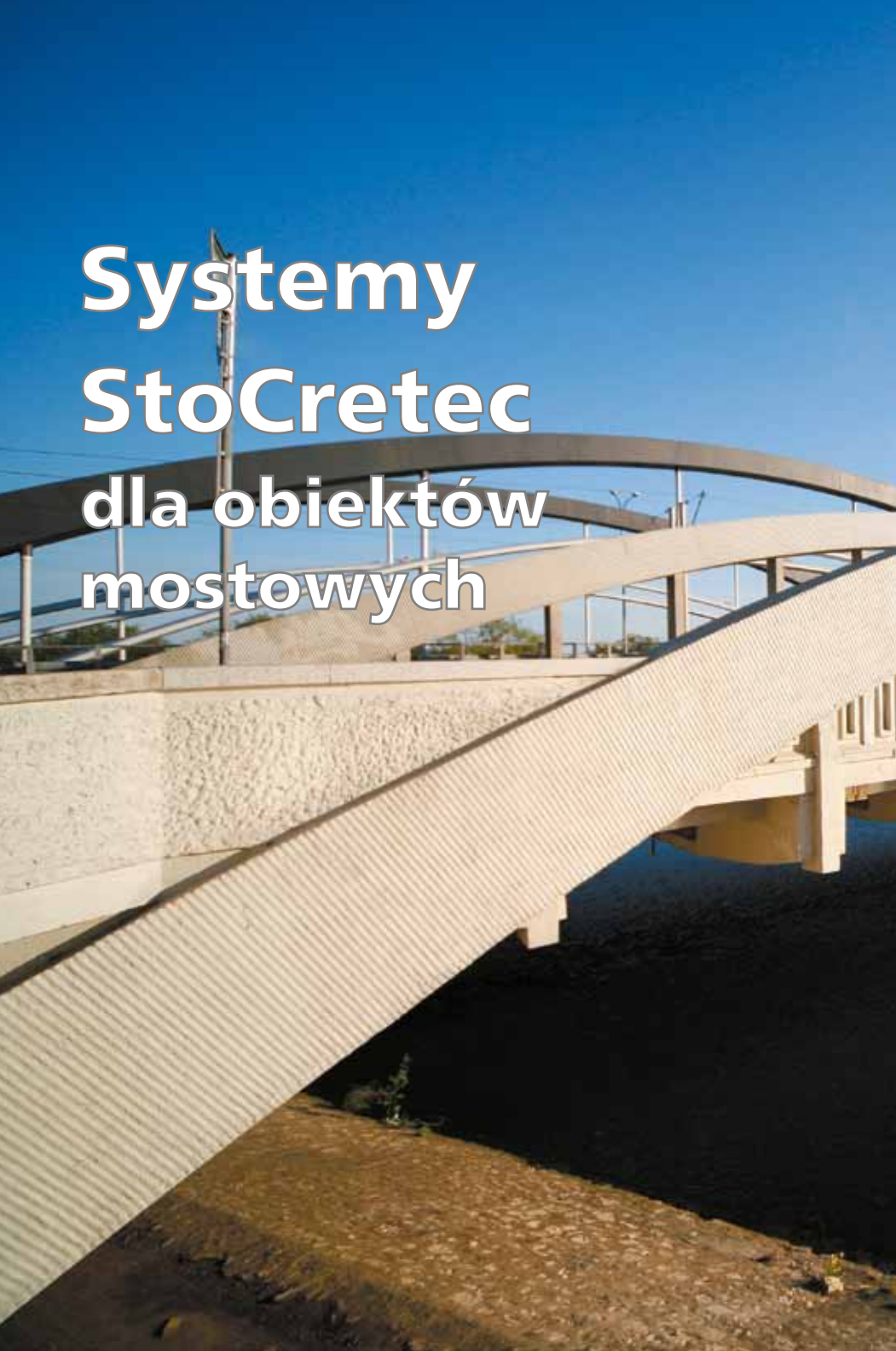
e-mail: kontakt@sto.com

Tel: 22 511 61 00 / 02

www.sto.pl



Systemy StoCretec dla obiektów mostowych



- nawierzchnie izolacje chodników mostowych
- epoksydowe mostki szczerwne
- systemy reprofilacji elementów żelbetowych
- systemy zabezpieczeń powierzchni betonowych

- systemy hydrofobizacji elementów żelbetowych
- systemy izolacji pod papy termozgrzewalne
- systemy iniekcji elementów żelbetowych

oraz inne systemy naprawy i ochrony betonu

Doradcy Techniczni StoCretec:

Chorzów 605 165 116 • Gdańsk 605 165 142 • Kraków 605 165 136 • Lublin 605 165 105
Łódź 605 165 134 • Poznań 605 165 179 • Warszawa 605 165 139 • Wrocław 605 165 138

Sto Sp. z o.o.
kontakt@sto.com
www.sto.pl

sto

StoCretec

Budować świadomie.



Chemie

www.apchemie.pl



METODA BETONOWANIA WSPORNIKOWEGO USTROJÓW NOŚNYCH W TECHNOLOGII PERI

Mgr inż. Grzegorz Byrka – Kierownik Zespołu Technologów PERI Polska

Rozwój przemysłu i rozbudowa infrastruktury idą ze sobą w parze, a człowiek zawsze będzie budował, kształtował i zmieniał swoje otoczenie. Obiekty infrastrukturalne robią nie tylko wrażenie pod względem wizualnym, lecz każdego dnia uzasadniają swoją funkcjonalność. Pomagają ludziom i towarom pokonywać przeszkody, stwarzając na całym świecie nowe drogi i możliwości rozwoju społeczeństw. Budowa mostów i obiektów inżynierii lądowej i wodnej stawia szczególne wymagania wobec rozwiązań w zakresie deskowań i rusztowań, ponieważ ich konstrukcje i metody budowlane mają na siebie wpływ. Wymaga to intensywnej współpracy wszystkich stron zaangażowanych w projekt, ponieważ w tym przypadku oddziaływanie na siebie wzajemnie: ustrój nośny, metoda wykonania i proces budowy. W trakcie realizacji należy bezpiecznie przenieść duże obciążenia na podłoże, co wymaga dogłębnej wiedzy konstruktorów, zrozumienia procesów

budowlanych i dużego doświadczenia wykonawcy oraz dostawcy technologii. Ciągły rozwój metod budowania m.in. dzięki wprowadzaniu nowych technologii deskowań, pozwala dziś zrealizować skomplikowane i ciekawe budowle inżynierskie w zaplanowanych ramach czasowych, budżetowych i z zachowaniem wysokich standardów bezpieczeństwa oraz trwałości konstrukcji. Artykuł przedstawia rozwój systemu PERI VBC oraz wybrane budowy obiektów mostowych realizowanych przy wykorzystaniu technologii betonowania wspornikowego ustrojów nośnych z użyciem systemów PERI.

METODA BETONOWANIA WSPORNIKOWEGO USTROJÓW NOŚNYCH.

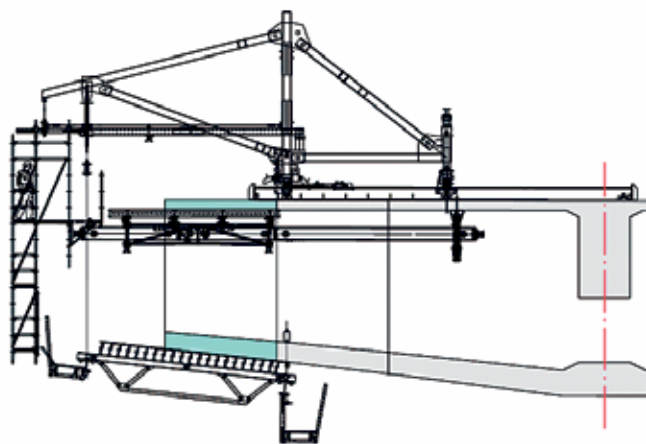
Metoda betonowania wspornikowego, nie rzadko nazywana metodą nawisową, jest oparta na technologii monolitycznej i polega na niezależnym betonowaniu

segmentów po obu stronach wspornikowo realizowanego ustroju nośnego, przy zachowaniu odrębnych kompletów deskowania dla każdej ze stron. Urządzenie wykorzystywane w tej metodzie, zwane również trawelerem lub wózkiem, stanowi jednostkę wyposażoną zarówno w deskowania jak i konstrukcję nośną, przenoszącą obciążenia wynikające z realizacji na wykonane poprzednio segmenty konstrukcji ustroju nośnego oraz przemieszcza deskowanie z jednej sekcji na następną (fot. 1).

Metoda nawisowa znajduje głównie zastosowanie przy obiektach mostowych o znacznych rozpiętościach i nad przeszkodami w postaci zróżnicowanego geometrycznie terenu, szerokimi rzekami, zbiornikami wodnymi lub na znacznych wysokościach nad terenem (fot.2), uniemożliwiając bezpieczne zastosowanie innych technologii, na przykład klasycznych wież podporowych. Obiekty mostowe realizowane metodą betonowania wspornikowego mają zazwyczaj przekrój skrzynkowy.



Fot. 1. Wózki PERI VBC zamocowane do segmentów wcześniej wykonanych.



Zaczynając od filara, ustrój nośny jest realizowany symetrycznie w obu kierunkach. Naprzemiennie po każdej stronie betonowane są segmenty o długości od 3 do 6 m. Średni czas realizacji jednego segmentu wynosi jeden tydzień. Obciążenia wynikające z realizacji są przekazywane za pośrednictwem tzw. trawelera lub wózka, będącego jednocześnie konstrukcją nośną dla desekowań, na wcześniej wykonane segmenty ustroju nośnego. Traweler służy jednocześnie jako jednostka transportująca deski z etapu na etap. Ze względu na zmieniającą się w ciągły sposób wysokość przekroju, deski muszą być dopasowane w każdym kolejnym segmencie do wysokości ścian bocznych, długości etapu betonowania oraz różnych wymagań geometrycznych np. zmieniającego się kąta zewnętrznej strony ścian bocznych. Jest to możliwe przy zastosowaniu systemów ściennych desekowań dźwigarowych.

Etapy robocze urządzenia PERI VBC w powtarzalnym cyklu realizacji każdego z segmentów można opisać w trzech etapach (fot.3). Pierwszym jest rozdeskowanie po osiągnięciu przez beton odpowiedniej wytrzymałości, przesunięcie na kolejny odcinek do betonowania przy użyciu wózka oraz rektyfikacja urządzenia i desekowań. Drugim etapem jest zbrojenie kolejno płyty dolnej, ścian bocznych, następnie dosunięcie desekowania ścian bocz-



Fot. 2. Przykładowy teren wymagający zastosowania technologii betonowania wspornikowego ustroju nośnego.

nych i zbrojenie płyty pomostowej i wsporników. Trzecim etapem rozścielanie mieszanki betonowej warstwami w zamkniętym deskowaniu oraz sprężanie po osiągnięciu przez beton odpowiedniej wytrzymałości.

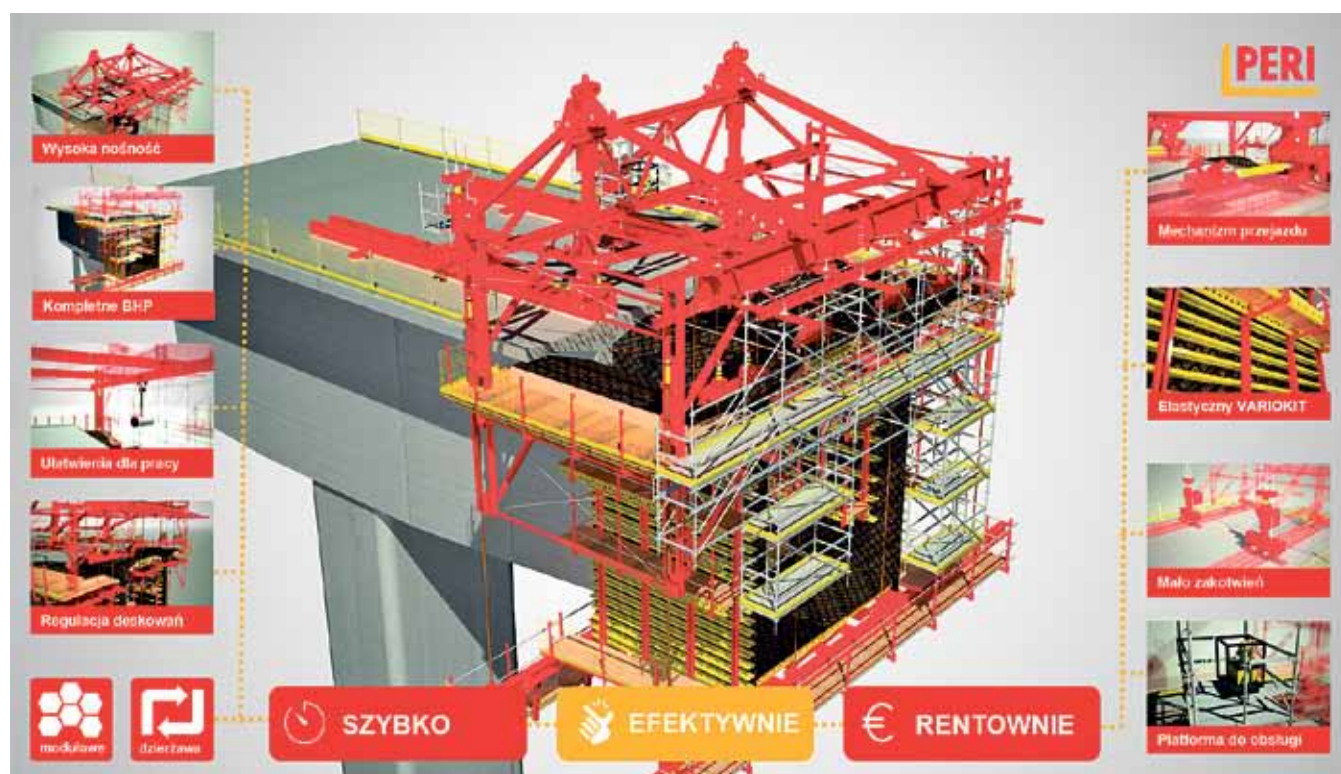
Wózek nawisowy PERI VBC do betonowania wspornikowego to kombinacja wysokoosnośnej ramy przenoszą-

cej obciążenia, konstruowanej z lekkich profili stalowych, z elementami standardowymi tworzącymi deski, rusztowania robocze i platformy, a także umożliwiające dopasowanie do geometrii przekroju.

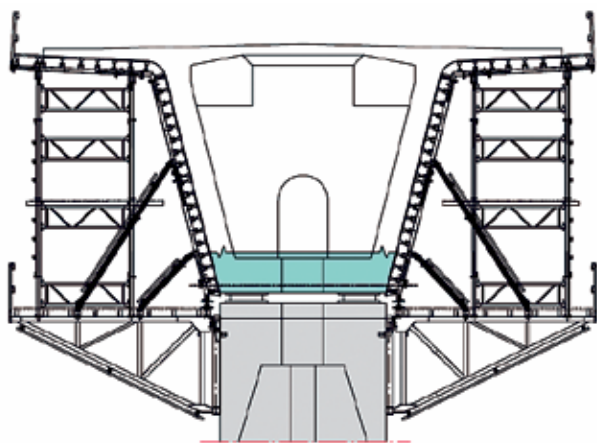
W skład kompletnej maszyny PERI VBC (Balanced Cantilever Carriage) użytkowane są trzy systemy PERI:



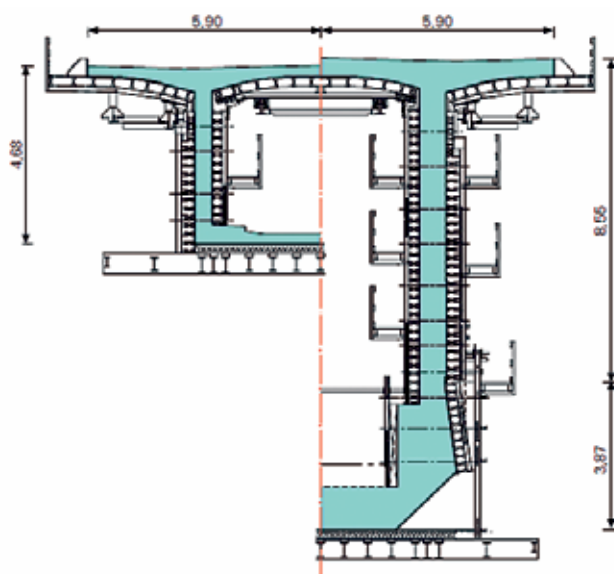
Fot. 3. Trzy etapy robocze urządzenia PERI VBC.



Fot. 4. Wizualizacja kompletnej maszyny PERI VBC.



Fot. 5. Poziomo zakotwione koźły oporowe PERI SB przenoszą obciążenia na zabetonowany filar.



Fot. 6. Zmieniający się przekrój poprzeczny. Podwieszona konstrukcja deskowania z regulacją wysokości ukosu.

- » system VARIOKIT – zestaw elementów konstrukcyjnych urządzenia VBC,
- » system VARIO – elastyczny, dźwigarkowo-sklejkowy system deskowania dla ścian bocznych, płyt oraz wsporników,
- » system PERI UP – za pomocą tego systemu realizuje się platformy robocze oraz ciągi komunikacyjne.

SEGMENT STARTOWY.

Segment startowy jest zwieńczeniem smukłego zazwyczaj trzonu filara i dopasowuje się gabarytem do powierzchni styku z ustrojem nośnym mostu. Przejmuje

on obciążenia z ustroju nośnego w zależności od rodzaju łóżysek, przesuwanych lub nieprzesuwanych. Ze względu na rozszerzające się gabaryty w odniesieniu do trzonu filara, podczas betonowania trzeba zwrócić szczególną uwagę na przeniesienie obciążeń wywieranych na deskowanie, wynikających z ciężaru własnego mieszanki betonowej. Dobór systemów wykorzystywanych do deskowania głowicy jest zależny od wysokości filara i występujących obciążeń. W przypadku filarów o niewielkiej wysokości i przy nośnym podłożu zastosowanie znajdują rusztowania podporowe. Większe wysokości oraz słabo nośne podłoże eliminuje rusztowanie podporowe, w tym

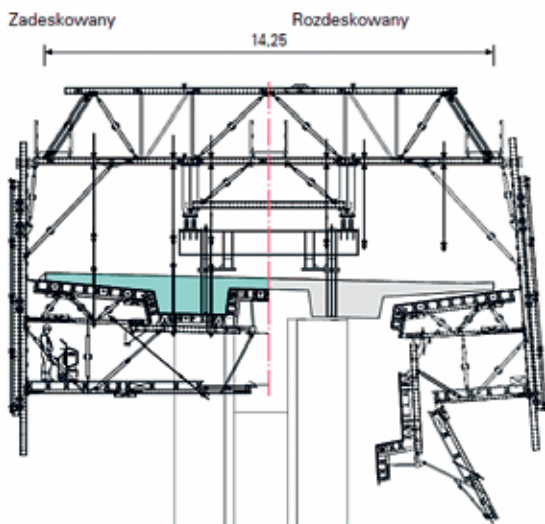
przypadku inżynierowie PERI proponują wykonanie wsporników z wykorzystaniem podwieszonych koźłów oporowych PERI SB. Elementy tego systemu są zwymiarowane na duże obciążenia, dlatego też doskonale nadają się do deskowania głowic filarów, przenosząc bezpiecznie obciążenia użytkowe, obciążenia od wiatru, jak i od ciężaru własnego mieszanki betonowej (fot.5).

ROZWÓJ SYSTEMÓW PERI STOSOWANYCH DO METODY BETONOWANIA WSPORNIKOWEGO USTROJÓW NOŚNYCH.

Pierwszą realizacją w której inżynierowie PERI zapewnili deskowanie dla mostu wykonywanego metodą nawisową jest Most Skye o rozpiętości przęsła wynoszącej 250 m, zrealizowany w północnej Szkocji w 1993r. Projektowanie deskowania do metody nawisowej okazało się zadaniem niezmiernie skomplikowanym (fot.6). Przekrój ustroju nośnego zmienia wysokość z 12,39 m nad głowicą filara do 4,70 m na środku rozpiętości, dolny ukos krawędzi redukuje się do listwy trójkątnej, a zmienna długość betonowanej sekcji wynosi od 3,25 m do 5,00 m. Oprócz tego grubość ścian przekroju maleje z 65 cm na 39,5 cm. Deskowanie zewnętrzne ustroju nośnego musiało być przystosowane do formowania głowicy filara. Architektoniczny podział pionowy powierzchni betonu dodatkowo komplikował dopasowanie do zmieniającego się przekroju i wymaganych przejść ściągów.



Fot. 7. Urządzenia formujące przy wykonywaniu łuków metodą wspornikową nad doliną Oparno (2008r).



Fot. 8. Rozwiązanie w systemie VARIOKIT dla dwubelkowego ustroju nośnego wykonanego metodą przejazdu dźwigara górą.

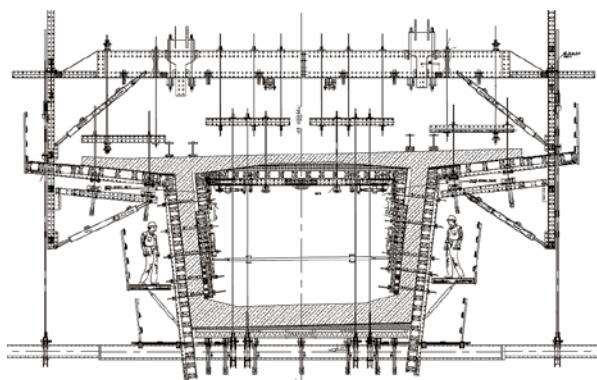


Przez długie lata traweler był elementem projektowanym indywidualnie, specjalnie dla wymagań danego projektu a inżynierowie PERI we współpracy z zespołem projektowym wykonawcy rozwijali systemy deskowań do wymagań geometrii oraz budowy urządzeń formujących. Rozwój rozwiązań inżynierskich zaczął się od pomostów roboczych wykorzystujących systemy hydrauliczne, zapewniając bezpieczny przebieg prac w trakcie budowy budynków wysokich, metodą „sekcja po sekcji”. Rozwój innowacyjnych maszyn i urządzeń PERI możliwy jest dzięki kreatywnym inżynierom dążącym do jakości i nowoczesności w dziedzinie budownictwa betonowego. Koniunktura w budownictwie i wzrost jakości zapo-

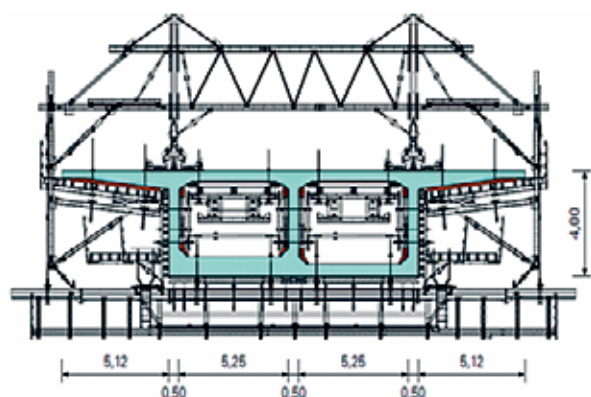
czątkował rozwój zestawu inżynierskiego VARIOKIT, którego znormalizowane elementy systemowe służą do budowy urządzeń i maszyn elastycznie dopasowanych do wielu zastosowań i potrzeb, a tym samym inżynierowie PERI mogą dziś zaproponować ciekawe i ekonomiczne rozwiązania deskowania.

Pierwszym kamieniem milowym rozwoju maszyn formujących PERI jest kompleksowa realizacja deskowania w 2008r. dla dwóch równoległych nitek łukowego wiaduktu autostradowego trasy D8, pokonującego czeską dolinę Oparno na wysokości ponad 50 m, przy pomocy 258-metrowej konstrukcji bez filarów (fot.7). Zaostrzone przepisy dotyczące ochrony środowiska spowodowały,

że konstrukcja mostu musiała spełnić wysokie wymagania techniczne. W celu wykonania łuków zastosowano metodę betonowania wspornikowego z odcinkami o długości odcinka do 6 m, za pomocą dwóch maszyn formujących skonstruowanych indywidualnie na potrzeby tego projektu. Każdy z łuków wznoszono przy użyciu urządzeń formujących dostosowanych pod względem obciążeń i geometrii, które można było w precyzyjny, prosty i szybki sposób dopasować do ciągle zmieniającej się geometrii łukowej oraz do kompensacji ugięć od ciężaru własnego. Rozwiązanie uwzględniło tymczasowe odciągi w fazie realizacji, ukształtowanie starterów filarów wznoszonych na łuku oraz zmianę geometrii w ob-

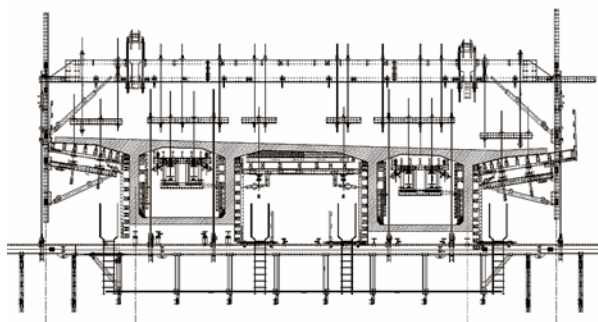


Fot. 9. Pierwsze w Polsce użycie kompletnego systemu PERI VBC w technologii betonowania wspornikowego – MA 78 autostrada A4.



Fot. 10. Wózek nawisowy dopasowany do realizacji ustroju dwuskrzynkowego – Chachenka 2011r.





Fot. 11 Ciekawy przekrój ustroju nośnego dla wózka nawisowego mostu nad Dunajem w Budapeszcie.

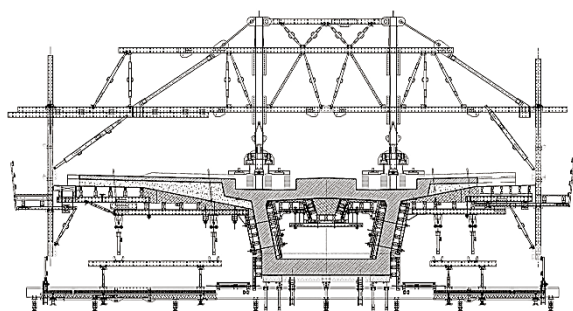
rzebie jego wierzchołka.

Na tym projekcie zaprojektowano także kompleksowe, ekonomiczne i bezpieczne rozwiązania dla obu ustrojów nośnych o szerokości 14 m, w oparciu o standardowe systemy modułowe. Zestaw VARIOKIT wykorzystano do realizacji dwubelkowego ustroju nośnego metodą przejazdu dźwiga góra, gdzie zestawy hydrauliczne umożliwiały przemieszczanie urządzeń w dużym stopniu niezależnie od żurawia i od warunków atmosferycznych, a mobilne agregaty hydrauliczne wspomagały cały proces rozdeskowania i zadeskowania w nadzwyczaj prosty i komfortowy sposób. Urządzenia zostały optymalnie dostosowane pod względem obciążeń i geometrii do przekrojów obu ustrojów nośnych, deskowanie dolne urządzenia przy przejeździe nad filarami mostu odchyłało się hydraulicznie, w ten sposób uzyskano bezpieczne w realizacji i ekonomiczne rozwiązanie systemowe. W przeważającej mierze bazowano na dzierżawnych elementach nowego systemu VARIOKIT, systemu szynowego wspinania RCS oraz rusztowania modułowego PERI UP, optymalnie dopasowując rozwiązania do indywidualnych wymagań (fot.8).

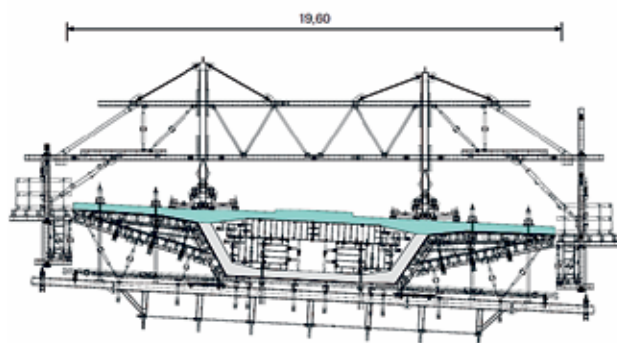
Drugim kamieniem milowym rozwoju maszyn formujących PERI, które stanowią najbardziej innowacyjny kierunek w dziedzinie budownictwa betonowego to projekt oraz wdrożenie nowego systemu PERI VBC, który jest zasługą polskich inżynierów firmy PERI. Technologia została opracowana przez kreatywnych inżynierów poczynając od projektu technicznego, poprzez prototyp, próby testowe, wykonanie maszyny i wdrożenie w 2011 r. na szeroką skalę na budowach w Polsce i na świecie. Pierwszym użyciem systemu VBC jest zrealizowany w ciągu autostrady A4, w okolicach Tarnowa, most MA 78 rozpościerający się nad malowniczą rzeką Dunajec (fot.9). Dwunitkowy obiekt o długości 600 m i szerokości jednej nitki 13 m podpierany jest przez dwa nacięcia par filarów. Rusztowania podporowe w obszarach zalewowych obu równoległe wykonywanych ustrojów nośnych o przekroju skrzynkowym powstały przy użyciu VARIO GT 24 oraz wież ST 100 i MULTIPROP.

Metoda nawisowa okazała się najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem dla 210-metrowego odcinka ustroju nośnego pomiędzy 7 a 10 filarem mostu. W tym celu wykorzystano cztery kompleksowe urządzenia PERI VBC

przeznaczone do budowy mostów metodą nawisową, za pomocą których wykonano 48 sekcji betonowania. Począwszy od każdego z 4 segmentów startowych, ustrój budowany był symetrycznie z obu stron w odcinkach o dł. 3,50 - 5,00 m aż do złączenia. Wysokość jednokomorowego przekroju skrzynkowego o pochylonych ścianach waha się od ok. 2,50 m do 6,10 m. W efekcie dochodzi do ciągłych zmian kąta między ścianami bocznymi a wspornikami płyty pomostowej skrzynki, co powoduje konieczność dopasowania deskowania względem każdej sekcji betonowania. Inżynierowie PERI opracowali praktyczne rozwiązanie z zastosowaniem wstawek kompensacyjnych oraz trzpieni obrotowych. Po zmianie przekroju deskowanie płyty dennej jest mocowane na odpowiedniej wysokości, natomiast krążyny deskowania zewnętrznego ścian bocznych ustroju pozostają bez zmian. Dzięki temu wykonawca uzyskuje wymagane wymiary przekroju, które mieszczą się w dopuszczalnej tolerancji. Proces przemieszczania na następną sekcję jest wyjątkowo wygodny – wykorzystuje się w nim sprawdzony, hydrauliczny system przesuwu oparty o technikę samoczynnego wspinania PERI. Poza łatwą



Fot. 12. Podczas przemieszczania wózka VBC cały czas zagwarantowane jest pełne bezpieczeństwo w jego otoczeniu.



Fot. 13. Przekrój mostu Harpe Bru w Norwegii.





Fot. 14. Zmienny geometrycznie w przekroju łukowy most wspornikowy w trudnym terenie Macedonii.



Fot. 15. Realizacja segmentu startowego dla drugiej nitki przy użyciu poziomo zamontowanych kozłów SB.

obsługą trawelera kluczowe znaczenie ma także stworzenie bezpiecznych stanowisk pracy w postaci platform roboczych, wraz z drogami komunikacji i dostępem do wszystkich obszarów roboczych. Dzięki kompatybilności systemów można za pomocą standardowych elementów łączących łatwo skojarzyć rusztowanie PERI UP z konstrukcją wózka VBC, co wpływa efektywnie kosztowo na realizację skomplikowanych konstrukcji mostowych. Podczas tej budowy dzięki łatwemu w obsłudze rozwiązaniu mechanicznemu ekipa wykonawcza osiągnęła 4-5-dniowe cykle realizacji segmentów.

W tym samym 2011 roku inżynierowie PERI brali udział w budowie mostu autostradowego nad rzeką Chachenką, który jest integralną częścią projektu budowy drogi o długości 18,5 km, łączącej moskiewską MKAD z autostradą M1. Most ma długość 550 m i składa się z dwóch równoległych konstrukcji nośnych o podwójnych dwukomorowych przekrojach skrzynkowych, gdzie każdy z nich ma szerokość 22,25 m i wysokość 4,00 m. Rozpiętości poszczególnych sześciu przęseł mostu wykonywanych metodą wspornikową wynoszą od 57 m do 110 m. Łącznie zaprojektowano i dostarczono 10 kompletnych zestawów wózków VBC optymalnie dostosowanych do wymagań projektu i zastosowano jednocześnie w celu symetrycznej realizacji konstrukcji ustroju nośnego, co pozwoliło na równoległą realizację 12 odcinków mostu o dł. od 3,40 m do 4,10 m w regularnym cyklu 10-dniowym, aż do zamknięcia luk pomiędzy przęsłami (fot.10).

W przypadku pierwszych sekcji betonowania,

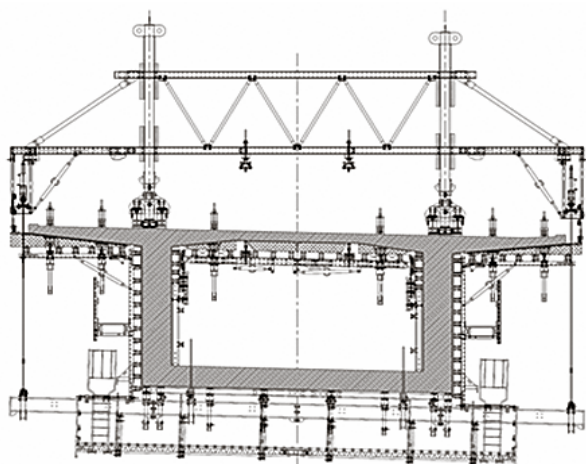
ze względu na ograniczoną ilość miejsca przy segmentach startowym, szyna jezdna wózka nawisowego musiała wystawać poza jego obrys. Zintegrowana, centralnie sterowana mechanika z siłownikami hydraulicznymi do przestawiania, podnoszenia i kotwienia wózka nawisowego zapewnia jego łatwą i sprawną obsługę. Do zadeskowania i rozdeskowania przekroju, a także przesuwania wózka na kolejne sekcje betonowania, wystarczyło tylko 6 osób. Dzięki połączeniu z rusztowaniem modułowym kompleksowe rozwiązanie projektowe PERI obejmuje również zamontowane od strony czołowej pomośty robocze i dojścia do miejsc pracy przy użyciu systemu PERI UP.

Trzecim projektem wykorzystującym technologię nawisową w pierwszym roku istnienia nowego systemu PERI VBC była budowa mostu nad Dunajem w stolicy Węgier (fot.11). Ciekawy geometrycznie obiekt o dwóch jednokomorowych przekrojach skrzynkowych rozdzielonych płytą, gdzie szerokość konstrukcji przekracza 21 m a zmienna wysokość skrzynki zaczyna się od ponad 3,00 m. Most wymagał elastycznego rozwiązania i dopasowania się do warunków brzegowych realizacji, w tym bliskiej obecności obiektu już wykonanego i użytkowanego. To wymagało od nowego systemu VBC „inżynierii dostosowanej do projektu”, zindywidualizowanego i zoptymalizowanego pod kątem obciążenia, kompletnego rozwiązania składającego się z deskowania płyty dolnej, ścian i płyty górnej (w jednym etapie betonowania), wózków do przejazdu na kolejny segment przy użyciu hydrauliki oraz systemowych rozwiązań dostępu

do stanowisk roboczych, to wszystko z założeniem maksymalnego skrócenia czasu realizacji.

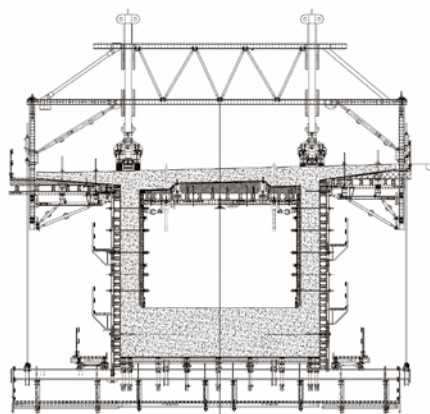
Wzorcową realizacją pokazującą ogromną elastyczność rozwiązań i zdobyte doświadczenie inżynierów PERI była rozbudowa Krakowskiej Kolei Dojazdowej w 2014 roku. System KST wymagał m.in. przekroczenia drugiej co do wielkości stacji kolejowej Krakowa, węzła kolejowego Kraków – Płaszów bez zamykania 23 równoległych torów oraz ingerencji w podłoże. Ponieważ należało zapewnić nieprzerwany przejazd pociągów przez cały okres budowy 252-metrowej przeprawy, generalny wykonawca zdecydował się na zastosowanie metody wspornikowej dla mostu extradosed z „wydrążoną” skrzynką w przekroju poprzecznym. Priorytetem każdego projektu jest bezpieczne wykonywanie prac, mając na uwadze personel budowy jak i użytkowników obszaru znajdującego się w obrębie realizowanych robót budowlanych (fot. 12).

Głównymi trudnościami technicznymi oprócz zapewnienia najwyższych priorytetów bezpieczeństwa tego projektu, była niesymetryczna długość sprężanych poprzecznie, uźebrowanych wsporników estakady, które wykazywały zmienną szerokość na długości mostu. Rozwiązanie wózka nawisowego wymagało dopasowanie sztywności deskowań dla zmiennej szerokości obiektu (od 15,44 do 17,3 m) i niesymetrycznej długości wsporników płyty górnej (szerokość lewego wspornika wynosiła od 5,76 m do 5,31 m a szerokość prawego wspornika wynosiła od 1,7 m do 3,7 m). Harmonogram budowy oraz konstrukcja ustroju wymagały dotrzymania 14-dniowe-



Fot. 16. Budowa Terfener Innbrücke w Austrii.





Fot.17. Budowa Second Niger Bridge.



go cyklu betonowana jednej sekcji, łącznie z podwieszeniem do 40-metrowego asymetrycznego pylonu. Dzięki dopasowanemu rozwiązaniu opracowanemu przez inżynierów PERI, ekipa budowlana nieprzerwanie betonowała segmenty o długości 5,70 m przy użyciu 4 wózków VBC w założonych cyklach roboczych. Rozwiązania PERI zapewniają szybką i bezpieczną rektyfikację desekowań dzięki odpowiedniemu systemowemu połączeniu ze wspornikami i środnikami, dopasowaną platformę roboczą umożliwiającą dostęp do sprężania poprzecznego i podłużnego obiektu oraz pomimo istniejących warunków możliwość powrotu urządzenia w kierunku podpory (bez zakotwienia), aby demontaż wózka bezpiecznie odbywał się nad nieczynnym peronem, nie zaś nad użytkowanym torowiskiem.

System PERI VARIOKIT charakteryzuje się wysokim stopniem elastyczności i służy do formowania dowolnych przekrojów poprzecznych obiektów mostowych wykonywanych metodą betonowania wspornikowego. Kolejnym przykładem pokazującym możliwości systemu, gdzie polscy inżynierowie PERI zaprojektowali urządzenie nawisowe na bazie systemu PERI VBC, to most na rzece Gudbrandsdalen-Lagen w prowincji Oppland. Most Harpe Bru ma konstrukcję wantową o długości 320 m i stanowi część rozbudowywanej trasy E6. Dzięki zastosowanej po raz pierwszy w Norwegii konstrukcji

typu extradosed z cięgnami sprężającymi rozmieszczonymi poza przekrojem mostu można było zaprojektować ustrój nośny i pylony o niższej wysokości konstrukcyjnej. Długość przęsła między dwoma głównymi pylonami wynosi 100 m, a na ładzie znajdują się dwa dodatkowe filary oraz przyczółki. Rozwiązanie PERI deskowania ustroju nośnego szerokości 19,60 m o skomplikowanym przekroju skrzynkowym z obustronnymi żebrami poprzecznymi w każdym betonowanym segmencie składało się z 4 trawelerów, przy pomocy których wykonywano segmenty o długości 5,55 m. System PERI VBC można było elastycznie dopasowywać do zmian geometrii przekroju oraz zmieniających się warunków obciążenia, co przyczyniło się do sprawniej realizacji poszczególnych sekcji betonowania, przy zoptymalizowanym nakładzie robocizny. Podczas projektowania uwzględniono w szczególności rozmieszczenie want podwieszających kolejne segmenty do pylonów, by wykluczyć kolizje z wózkiem nawisowym w trakcie powrotu w miejsce demontażu nad podporami. Ponadto przy deskowaniu płyty dennej i środników przekroju skrzynkowego należało uwzględnić żebra poprzeczne o wysokości 1,30 m (fot.13).

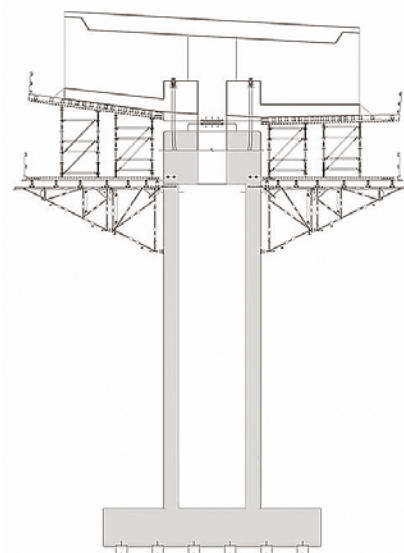
Samoczynny przejazd urządzenia, możliwy dzięki zintegrowanej hydraulice oraz hydrauliczna regulacja deskowania przyczyniły się do zoptymalizowania cykli roboczych, skracając proces przemieszczania do zaledwie

30 minut. Szczegółowe rysunki wykonawcze i dokumentacja techniczna ułatwiły roboty deskowaniowe na placu budowy i wpłynęły korzystnie na efektywność ich montażu. Wyjątkową opłacalność rozwiązania zapewnił duży udział standardowych elementów systemowych z zestawu inżynierskiego VARIOKIT, dostępnych w parku dzierżawnym PERI. Cztery urządzenia nawisowe VARIOKIT przyczyniły się do szybkiego postępu robót budowlanych oraz sprawnego połączenia zwornikiem zmierzających ku sobie wsporników mostu. Wykorzystując system rusztowań PERI UP, stworzono bezpieczne stanowiska pracy i zapewniono dostęp do wszystkich obszarów roboczych. Wózek nawisowy PERI zagwarantował właściwe wymiary konstrukcji, natomiast posycie deskowania ze strukturą desek pozwoliło uzyskać atrakcyjny wygląd powierzchni betonu. Potwierdziła się trafność wyboru technologii nawisowej oraz rozwiązania w postaci wózka PERI VBC. Dzięki dużej uniwersalności systemu mogliśmy zoptymalizować nasz projekt w sposób ograniczający do minimum nakłady robocze przy betonowaniu kolejnych sekcji. Miało to znaczący wpływ na planowany harmonogram.

Wózek wspornikowy PERI VBC można elastycznie dopasować nie tylko do szerokiego zakresu przekrojów mostów ale i zmieniającej się w trakcie budowy geometrii. Przykładem ciekawego doświadczenia inżynierów



Fot.18. Road 16 w Izraelu – pochylenie obiektu rozwiązane przy pomocy hamulca do przetaczania wózków VBC.



PERI Polska, to budowa najdłuższego mostu wspornikowego w Macedonii o długości 381 m który jest częścią Ogólnoeuropejskiego Korytarza Transportowego VIII – międzynarodowej osi transportowej między Albanią i Bułgarią. W tym przypadku oprócz zmieniającej się wysokości ustrójów nośnych w projekcie PERI należało rozwiązać stałe spadki podłużne o wartości 2,8 %, zmienne spadki poprzeczne od 1,5 % do 6,0 % oraz usytuowanie obiektu w łuku (fot.14).

Do budowy konstrukcji nośnej mostu łukowego o rozpiętości przeszła 165 m wykorzystano cztery wspornikowe wózki PERI VBC z zestawem do budownictwa inżynierskiego VARIOKIT. Dzięki zastosowaniu trawelerów PERI zbudowano dwie oddzielne jezdnie o szerokościach 12,55 m i 11,55 m w ramach napiętego harmonogramu budowy. Wysokość konstrukcji nośnej wahała się od 9,00 m przy filarze, do 4,00 m w środkowej części mostu. Długość betonowanych segmentów również była różna i wynosiła od 3,30 m do 5,00 m. Dzięki dużej elastyczności maszyny formującej PERI można było szybko dostosować deskowanie do różnych przekrojów, przyspieszyć poszczególne cykle i zoptymalizować proces roboczy. W rezultacie zespół budowy realizował regularny cykl 7-dniowy na segment. Na szczególną uwagę zasługują rozwiązania hydrauliczne dopasowujące deskowanie do przekroju i regulację ich ustawienia, a także potrzebne do niezależnego przejazdu wózka VBC.

Do budowy filarów mostu wykorzystano deskowanie panelowe TRIO, a także kombinację systemu wspinania i pomostów CB 240 oraz dla segmentu startowego deskowanie ściennie VARIO GT 24 na poziomo ustawionych kozłach SB (fot.15). Komunikację pionową oraz dostęp do różnych obszarów roboczych zapewnili rozwiązania PERI UP.

PERI oferuje także ekonomiczne rozwiązanie szalunkowe dla filarów mostu i konstrukcji nośnej. Bliska współpraca między inżynierami PERI a wykonawcą oraz efektywność ekonomiczna wynikająca z elastyczności systemów oraz doświadczenia inżynierów PERI ma fundamentalne znaczenie dla powodzenia projektu. Już na wczesnym etapie rozpoczęto prace nad szczegółowym zdefiniowaniem rozwiązań zgodnie z wszelkimi wymaganiami



Fot.19. Most zaporowy w Turcji – realizacja filarów o wysokości ponad 140 m oraz ustrój nośny przy użyciu wózka PERI VBC.

mi oraz nad przeszkoleniem pracowników wykonawcy w zakresie obsługi systemu wspornikowego VBC.

Przebudowa Terfener Innbrücke na Autostradzie A12 jest jedną z największych realizacji mostowych zachodniej Austrii w 2019 r. Dwa istniejące stalowe mosty zespolone zostały zastąpione dwiema nowymi konstrukcjami nośnymi wykonanymi z betonu sprężonego o długości 235 metrów (fot.16). Codziennie z mostu Inntalbrücke korzysta około 60 000 pojazdów, aby przedostać się z jednej strony rzeki Inn na drugą.

Okresy powodziowe na rzece Inn narzuciły wykonawcy bardzo napięty harmonogram prac. Wybór wózka PERI VBC oznaczał, że można było wykonać odcinki betonowania do długości 5,7 m, co pozwoliło na redukcję o cztery cykle na każdą konstrukcję nośną mostu a w sumie mniej o osiem podczas realizacji całego projektu. Dzięki łatwości użytkowania systemu PERI VBC poszczególne segmenty betonowano w cyklach tygodniowych, tym samym zaoszczędzono 8 tygodni czasu na całym projekcie. W trakcie realizacji projektu inżynierowie PERI musieli stawić czoła nowym wyzwaniom gdyż teren wokół mostu Terfener Innbrücke znajduje się w strefie trzęsień ziemi. W związku z tym obliczenia konstrukcyjne zastosowane zarówno w przypadku konstrukcji nośnej mostu, jak i wózka VBC musiały uwzględniać obciążenia sejsmiczne. Bez względu na przeszkody związane ze zróżnicowaniem i wymaganiami projektu, w tym warunków przestrzennych, mając na uwadze

bliskość do starego istniejącego mostu, podczas budowy pierwszej konstrukcji nośnej, jak również do nowo wybudowanej, podczas budowy drugiej konstrukcji, zapewnione rozwiązania PERI zagwarantowały sprawną przebieg prac budowlanych zgodny z założeniami harmonogramu. W pełni zintegrowana jednostka hydrauliczna uprościła regulację i kalibrację deskowania z jednego segmentu na drugi, a ze względu na wygodną obsługę, systemowy wózek VBC można było szybko i łatwo przestawić na kolejny cykl w przeciągu 30 minut. PERI dostarcza kompletne rozwiązania „szyte na miarę”, od projektu optymalizującego prace budowlane, poprzez wsparcie na miejscu podczas montażu i demontażu konstrukcji nośnej wózka VBC oraz szkoleń w jego obsłudze. Wszystkie procesy były optymalne skoordynowane, a tym samym i zredukowane potencjalne źródła możliwych błędów.

W tym samym 2019 roku, polscy inżynierowie PERI rozpoczęli udział przy projekcie budowy Second Niger Bridge o długości 1,6 km i rozpiętości przęsła do 150 m, będącego częścią nowej obwodnicy i łącznika miejscowości Asaba w stanie Delta na zachodnim brzegu i Onitsha w stanie Anambra na wschodnim brzegu. Przeprawa została podzielona na trzy odcinki: Most Zachodni o długości 755 m i 14 przęsłach, każdy o szerokości 55 m, Most Wschodni o długości 205 m i 4 przęsłach oraz Most Główny o długości 630 m, 5 przęsłach każde o rozpiętości do 150 m. Mosty skrajne wykonano metodą nasu-



Fot.20. New LAX Automated People Mover – przy wsparciu wózków PERI VBC.





Fot.21. Przykładowe wyniki z programu Autodesk Inventor do projektowania elementów mechanicznych.

wania podłużnego przy użyciu systemu PERI VIL a Most Główny przy pomocy wózków PERI VBC. Wysokość skrzynki nad podporą startową przekracza 7,5 m, szerokość ścian to 80 cm a grubość płyty dolnej to prawie 2 m. Ze względu na ilość potrzebnego sprzętu jest to jak do tej pory największe w tym względzie wyzwanie techniczne zespołu inżynierów PERI. Ponieważ poziom wody w rzece Niger waha się o około 10 metrów między porami suchymi i deszczowymi, do tego ogromne skomplikowanie prac fundamentowych i związane z tym koszty posadowienia spowodowały, że segmenty startowe były o długości zaledwie 8m, jednak minimum wózków PERI to 6 m. Wymagało to bezpiecznego rozwiązania zapewniającego posadowienie wózków VBC na małym „zarodku” ustroju nośnego. Rozwiązanie polskich inżynierów PERI t.zw. „X-frame”, czyli łączenie wózków w pierwszej fazie użytkowania, minimalizuje koszty dzięki stosowaniu elementów dzierżawionych z systemu VARIOKIT. Dla deskowania wewnętrznego skrzynki należało uwzględnić zanikające bosaże w płycie górnej, przewidując nie tylko zmiany geometryczne ale i sprawny przejazd stołu stropowego na kolejny segment. Dodatkowym wymogiem technicznym na tej budowie jest zapewnienie tylnych podestów dostępowych potrzebnych do napraw powierzchniowych betonu, zamocowanych na stałe do „maszyny kroczącej” PERI VBC, które wykonano z kompatybilnego systemu PERI UP (fot.17), tym samym minimalnym nakładem pracy ekipa wykonawcza mogła bezpiecznie prowadzić wszystkie roboty związane z budową ustroju nośnego.

Ciekawą realizacją ze względu na rozwój systemu VBC i nowe doświadczenie polskich inżynierów jest projekt pn.: „Road 16 Bridges 101 102” w Izraelu. Obiekt o klasycznym przekroju skrzynkowym, długości 380 m i rozpiętościach przęseł do 90 m. Długość betonowanych segmentów wynosi 5,30 m wykonane są w zaplano-

wanym takcie tygodniowym przy udziale 6-osobowej brygady. Oprócz ograniczeń przestrzennych związanych ze zbliżającymi się do siebie nitkami obu mostów, co zostało sprawnie rozwiązane dzięki systemowi VARIOKIT, inżynierowie napotkali nowe wyzwanie, związane z dużym pochyleniem ustroju nośnego wzdłuż kierunku jazdy, wynoszące ponad 6%. Tego typu geometria konstrukcji ma ogromny wpływ na bezpieczny przejazd wózków na kolejny segment. Rozwiązano zagadnienie techniczne, projektując elementy hamowne gwarantujące bezpieczne przetaczanie wózków na kolejne etapy.

Na początku 2020 r rozpoczęła się budowa trzeciej co do wielkości zapory wodnej na świecie Yusufeli Dam, regulującą ostatnią dziką rzekę Turcji gdzie wysokość tamy wyniesie 275 m gromadząc 2,3 mld m³ wody pitnej (roczne zapotrzebowanie dla 3,2 mln ludności) a roczna produkcja energii wyniesie 1,9 GWh, co zaspokoi potrzeby energetyczne dla około 600 tysięcy ludzi. Inżynierskim wyzwaniem jest budowa mostu zaporowego Tekale o łącznej długości 2 200 m, w tym 2x2 nitki na wysokości 152 m i o rozpiętościach środkowych przęseł wynoszących 138-175 m. Firma PERI sprawdziła się, prezentując przewagę pod względem bezpieczeństwa realizacji oraz ekonomiki na placu budowy przy kompleksowej realizacji obiektu, w intensywnie wietrznym charakterze regionu. Wysokie filary wiaduktu o zmiennym przekroju realizowano przy użyciu systemów pomostów samowspinających hydraulicznych RCS-C oraz deskowaniu dźwigarkowym VARIO o wysokości taktu wynoszącym 4,10 m, zapewniając nienaganny obraz lica betonu oraz minimalizując ilość otworów po ściągach, tym samym zabezpieczając szczelność ścian filarów, które zostaną zanurzone w wodzie po zalaniu zapory.

Segmenty startowe o wysokości 9,5 m wykonano w krótkim czasie i bezpiecznie przy użyciu poziomych koźłów oporowych PERI SB, elastycznego systemu VARIOKIT oraz podestów roboczych z systemu PERI UP. W przypadku segmentów to maksymalna ich długość wynosi 5,50 m a waga najcięższego to 350 ton. Ścisła współpraca inżynierów PERI z głównym wykonawcą, zapewniająca profesjonalne wsparcie i doradztwo w trakcie realizacji, była pierwszym krokiem do sukcesu projektu. PERI wspierało operacje logistyczne i dostarczało na plac budowy niezbędne elementy w odpowiednim czasie, zapewniając płynne wykonywanie robót budowlanych.

Po rozpoczęciu budowy i wybudowaniu wysokich filarów widać było jak ważny jest priorytet bezpieczeństwa pracowników. Dzięki partnerskiej współpracy, szerokiej gamie produktów i profesjonalnemu wsparciu na budowie projekt został zrealizowany w krótkim czasie i na najwyższym poziomie pod względem jakości wykonania z dala od ryzyka wypadków.

Międzynarodowe lotnisko w Los Angeles podjęło starania, aby zmniejszyć zatłoczenie osób podróżujących do i z trzeciego najbardziej ruchliwego lotniska na świecie. Kluczowym elementem tego przedsięwzięcia jest nowa automatyczna maszyna do przemieszczania ludzi (APM) o długości 2,25 mili. APM zmniejszy ruch i zapewni podróżującym szybszy dostęp do terminali i stacji transportowych. System pociągów elektrycznych będzie obsługiwać maksymalnie dziewięć czterowagonowych pociągów na wzniesionej prowadnicy z sześcioma stacjami – trzema w obszarze centralnego terminalu (CTA) i trzema poza CTA. Oprócz poprawy efektywności poruszania się po lotnisku, APM zmniejszy ślad węglowy lotniska dzięki w pełni elektrycznym samochodom, które będą generować część własnej mocy poprzez hamowanie rekuperacyjne. Centrum dowodzenia zostało zaprojektowane z certyfikatem LEED Gold. Rozwój APM obejmował budowę prowadnicy nad ruchem ulicznym na Century Blvd i Sepulveda Blvd oraz wokół istniejących konstrukcji, w tym garażu P2B, a także zakrzywionej podpory nad Century Boulevard. Zespół projektowy zwrócił się do PERI o niestandardowe rozwiązanie dla deskowania, tak aby spełnić plany dotyczące projektowania, wydajności i zrównoważonego rozwoju. Warunki projektu, w tym skrzyżowanie głównych dróg komunikacyjnych oznaczały, że obiekt nie można było zbudować przy pomocy tradycyjnych, lekkich rusztowań podporowych. Inżynierowie PERI opracowali i przedstawili projekt budowy wiaduktu metodą betonowania wspornikowego ustroju nośnego z wykorzystaniem wózków PERI VBC (fot.20).

System VARIOKIT VBC nie był nigdy wcześniej używany w Stanach Zjednoczonych, dlatego zespół PERI i zespół projektowy odwiedzili budowę w Austrii, aby zobaczyć, jak system sprawdza się w realizacji. Dla projektu LAX powstało rozwiązanie wykorzystujące sześć wózków VBC dla łącznie czterech przęseł. Każde z tych przęseł ma od 13 do 17 segmentów długości 15 stóp. Inży-



Fot.22. Visnova oraz Nowy Targ - kontrakty rozpoczynające się w 2022r.

nierowie PERI stanęli przed nowym wyzwaniem projektu mechanizmu skrętu na łuku i rozwiązań dla ruchu krzyżowego. W planowaniu każdego rozwiązania segmentowego wykorzystano oprogramowanie PERI, w tym analizę strukturalną i statyczną, PERI CAD 23 i PERI Extended Experience, aby wprowadzając projekt w życie zapewnić terminową gotowość wszystkich niezbędnych komponentów. PERI CAD, idealny dla doświadczonych inżynierów ekspertów zajmujących się planowaniem szalunków i rusztowań, umożliwił szczegółowe opracowanie konstrukcji, rysunków montażowych i szczegółowych rysunków 3D. Do opracowania urządzenia umożliwiającego skręt na łuku inżynierowie PERI używali programu Autodesk Inventor (fot.21), dzięki któremu można zoptymalizować używane materiały, zapewniając redukcję kosztów. Aplikacja PERI Extended Experience dostarczyła wizualizację 3D projektu z rozszerzoną i wirtualną rzeczywistością. Klient mógł śledzić wszystkie informacje o projekcie za pomocą myPERI, całodobowego portalu klienta umożliwiającego prowadzenie zamówień, przeglądanie raportów, rysunków i wiele innych.

W obecnym 2022 roku kolejne wózki PERI VBC rozpoczynają swoją pracę na dwóch nowych kontraktach: budowa drogi D1 w miejscowości Visnove w Słowacji oraz budowa nowego odcinka DK47 Rdzawka - Nowy Targ w Polsce (fot.22). Obecnie w opracowaniu polskich inżynierów PERI jest projekt wózka dla obwodnicy Oświęcimia.

PODSUMOWANIE.

Podstawą podjęcia przez przedsiębiorstwo PERI decyzji wdrożenia uniwersalnego urządzenia VBC do budowy mostów metodą nawisową było wykorzystanie możliwości systemu VARIOKIT. Projekt urządzenia powstał na bazie wieloletnich doświadczeń inżynierów PERI przy stosowaniu metody nawisowej i został oparty o analizę parametrów kilkudziesięciu zrealizowanych obiektów mostowych. Zestawiono parametry geometryczne, długości betonowanych sekcji oraz ich ciężary, wymagania poszczególnych realizacji, ograniczenia techniczne i pracochłonność rozwiązań. Badania przeprowadzone wśród pracowników obsługujących urządzenia nawisowe pozwoliły ustalić zarówno cechy urządzeń sprzyjające produktywności, jak i te utrudniające pracę. Konsultacje z projektantami obiektów mostowych uzupełniły warunki brzegowe związane z różnymi ustrojami nośnymi. Po dokładnej analizie statycznej i użytkowej wykonano prototyp urządzenia. Następnie prototyp poddano złożonym przypadkom obciążeń badając nośność i odkształcenia oraz funkcjonalność działania napędu hydraulicznego. Po potwierdzeniu pomyślnego wyniku badań system z sukcesem wdrożono do zastosowania na budowach w Polsce i na świecie. Dla wymagań rynku europejskiego PERI uzyskało certyfikat CE urządzenia VBC gwarantujący bezpieczeństwo jego użytkowania ale i odpowiedzialność producenta (fot.23).

Parametry techniczne wózka VBC związane z geometrią ustroju nośnego:

- » Szerokość - dowolna – możliwość dowolnej konfiguracji,
- » Długość sekcji betonowania - do 5,75 m,
- » Nośność nominalna - do 260 t/stojak ramy głównej,

» Wózek projektowany na sekcję najcięższą, deskowanie zaś na sekcję najdłuższą.

Parametry użytkowe wózka VBC związane z przebiegiem realizacji:

- » duża sztywność i możliwość pracy na zmiennym spadku poprzecznym płyty pomostowej ustroju bez konieczności wyrównywania (poziomowania),
- » możliwość zastosowania na łukach dzięki opracowanemu mechanizmowi skrętnemu,
- » maksymalne możliwości dopasowania się do nachylenia ustroju nośnego w kierunku poprzecznym,
- » możliwość użytkowania dużych spadkach i wzniosach ustroju nośnego – dzięki elementom hamownym,
- » kompletne i systemowe wyposażenie BHP – zabezpieczenie wszystkich krawędzi,
- » kompatybilne z rusztowaniem PERI UP umożliwiającym tworzenie modułowych pomostów roboczych i dojść do wszystkich obszarów wykonywania robót w ramach kompleksowego rozwiązania projektowego PERI,
- » szybki montaż i demontaż wózka VBC składającego się z gotowych elementów i ich łączników,
- » łatwe kotwienie – ograniczenie liczby kotew do 2 szt. na ramę,
- » łatwy przejazd maszyną w czasie 30 minut – sprawdzony mechanizm hydrauliczny z zapadką,
- » łatwe deskowanie, rozdeskowanie i adaptacja do różnych przekrojów ustrojów obiektów mostowych, bazujące na elementach dźwigarowego deskowania ściennego VARIO,
- » unikalna możliwość przejazdu wstecznego urządzeniem do segmentu startowego mostu, bez konieczności jego demontażu na środku przęsła oraz stosowania zakotwień,
- » jedyna w swoim rodzaju możliwość wykonania zwornika za pomocą jednego urządzenia,
- » możliwość wyrównania i precyzyjnego regulowania wsporników obiektu za pomocą maszyny - przy użyciu zintegrowanej hydrauliki.

Wykorzystanie jak największej ilości elementów systemowych z zestawu inżynierskiego VARIOKIT pozwala na wykorzystanie zasobów gotowych wyrobów będących na stanie magazynowym baz materiałowych PERI na świecie. Część elementów jest na stałe w pobliżu budowy niezależnie od jej lokalizacji. Takie rozwiązanie ogranicza koszty transportu oraz skraca czas dostawy urządzenia na plac budowy. Jeśli możliwości wózka PERI VBC zostaną uwzględnione w fazie projektowania mostu, czyli duże długości odcinków w połączeniu z większą nośnością maszyny, wtedy można zmniejszyć liczbę taków. Jeżeli zostanie to uwzględnione już na etapie projektowania konstrukcji mostu, można uzyskać ogromne oszczędności kosztów i czasu budowy.

W porównaniu z produkcją w fabryce, produkcja budowlana jest wystawiona na działanie wpływów atmosferycznych, zróżnicowaniu terenu i ograniczeń z tym związanych, przez co odbywa się w zupełnie innych warunkach. Stawia na wielkie wymagania fachowe dla prowadzących roboty budowlane, ale również umiejętności organizacyjne, zdolności improwizacji i talenty przywódcze. Ścisła współpraca pracowników PERI z budową przyczynia się do racjonalnego dostosowania ma-



Fot.23. Certyfikat CE dla wózka PERI VBC.

teriału do wymagań i faktycznego przebiegu procesu budowy. W rezultacie potencjał materiału i koszty z tym związane optymalizuje się w czasie realizacji całego projektu. Obecne wymagania kreowane przez nowoczesne budownictwo stawiają na nieograniczoną wyobraźnię inżynierską opartą na zdobytych do tej pory doświadczeniach i wiedzy. Od dziesięcioleci dzięki licznym przełomowym wynalazkom, PERI ustawicznie przyczynia się do ciągłego usprawniania i racjonalizacji procesów budowlanych w dziedzinie deskowań i rusztowań, jak również do wyraźnej poprawy bezpieczeństwa osób pracujących na budowie. Tym samym cały proces produkcji, od zakupu surowców do dostawy materiałów klientowi, podlega stałej kontroli jakości opartej na jasno zdefiniowanych normach, co jest udokumentowane licznymi certyfikatami. Ten wysiłek włożony w ciągłe opracowanie najwyższej jakości produktów wynika z szacunku wobec każdego użytkownika systemów. Jednakże osiągnięcia PERI zawdzięczamy przede wszystkim ścisłej i partnerskiej współpracy z naszymi klientami dla których satysfakcja, jak i dla każdego członka naszego zespołu tkwi w ciągłym i pełnym wysiłku działaniu.



**Deskowania
Rusztowania
Doradztwo techniczne**

www.peri.com.pl
info@peri.com.pl



Polski beton w najwyższej formie



Beton



Posadzki
przemysłowe



Prefabrykaty
betonowe





Grupa JUCHA BETON Sp. z o.o. Sp. K

Aktualnie realizujemy trzy największe i najbardziej kluczowe inwestycje drogowo-mostowe dla powiatu wrocławskiego i jego okolic.

1. „Budowa drogi wojewódzkiej od drogi wojewódzkiej nr 455 do drogi krajowej nr 98” – jest to kolejny odcinek tzw. Wschodniej Obwodnicy Wrocławia (odcinek Długoleś-Lany) i kolejny, trzeci etap zrealizowany przez Grupę Jucha Beton. Generalny wykonawca: Konsorcjum firm KOBYLARNIA S.A. i MIRBUD S.A.

2. „Budowa Alei Wielkiej Wsypy we Wrocławiu” – długo wyczekiwana przez wrocławian inwestycja, która połączy Krzyki z Biskupinem i Sępólnem. Generalny Wykonawca: Konsorcjum firm PRZEDSIĘBIORSTWEM WIELOBRANŻOWYM BANIMEX” Sp. z o.o. i AZI-BUD Sp. z o.o.

3. „Budowa Mostów Bolesława Chrobrego w ciągu drogi wojewódzkiej 455 we Wrocławiu” – Generalny Wykonawca: Trakcja S.A.

Dziękujemy naszym partnerom biznesowym za zaufanie i wybór Grupy Jucha Beton na dostawcę betonu na ww. inwestycje.

Zeskanuj kod
i sprawdź ofertę

Więcej znajdziecie na naszej
stronie internetowej:



www.jucha-beton.pl



Remont zabytkowego mostu Zwierzynieckiego we Wrocławiu



Zbrojenie płyty

Most Zwierzyniecki jest jedną z najstarszych czynnych przepraw z utrzymanym ruchem kołowym i tramwajowym we Wrocławiu. Most w obecnym kształcie został wybudowany 122 lata temu, a ostatni remont przechodził w roku 1989. Istniejący most posiada konstrukcję przęsła w postaci dwóch łuków kratowych ze ściągiem i wyróżnia się spośród pozostałych mostów na terenie Wrocławia bogatą dekoracją z piaskowca. Konsorcjum naszej firmy –Probudowa sp. z o.o. oraz ROTOMAT sp. z o.o. przeprowadza obecnie prace remontowe i konserwatorskie na moście Zwierzynieckim.

Zadaniem naszym są kompleksowe prace renowacyjno – konserwatorskie, naprawa elementów konstrukcyjnych oraz zabezpieczenie antykorozyjne oraz modernizacja infrastruktury podziemnej w tym instalacji ciepłowniczej, energetycznej i wodociągowej

W ramach tych prac wykonane zostanie

- » Remont chodników - obejmujący wymianę płyty żelbetonowej i wykonanie nowej nawierzchni chodników z płyt granitowych wraz z ich izolacją
- » Prace naprawcze elementów konstrukcyjnych – oczyszczenie, wzmocnienie i uzupełnienie ubytków kamiennych wieżyc wykonanych z czerwonego piaskowca oraz elementów kamiennych, zabezpieczenie ich powłoką antygraffiti
- » Oczyszczenie i odtworzenie powłok antykorozyjnych wszystkich elementów stalowych,
- » Renowację zabytkowych i zdobnych elementów konstrukcji mostu balustrad i lamp.
- » Przebudowę sieci wodociągowej i ciepłowniczej- wymianą rurociągów sieci wodociągowej (metodą reliningu), wymiana osłon (otuliny) sieci ciepłowniczej
- » Wymiana kanałów technologicznych

Planowane zakończenie robót koniec lata 2022

probudowa

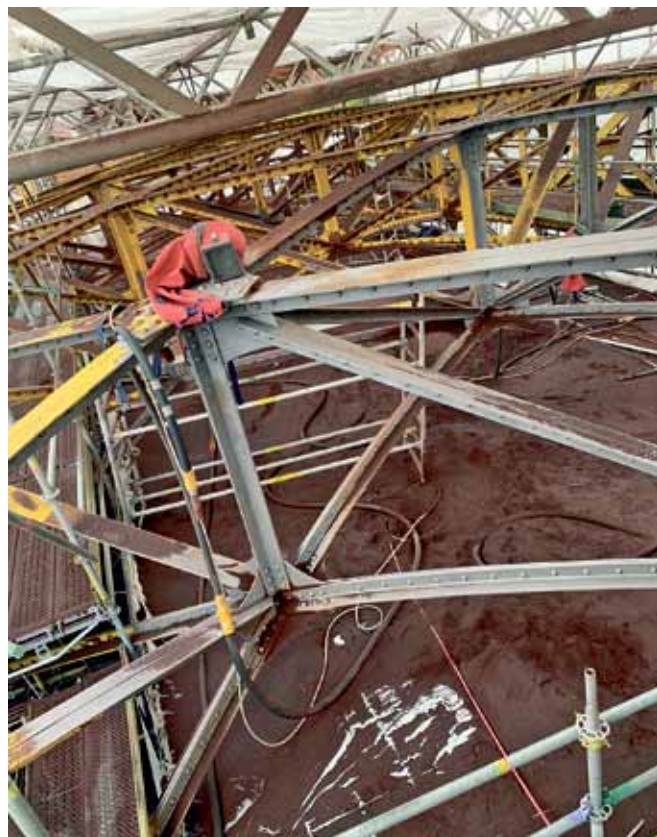
PROBUDOWA COM Sp. z o.o.

ul. Strzegomska 142A, 54-429 Wrocław

biuro@probudowa.com, +48 577 517 003



Renowacja magistrali wodociągowej-metoda



Piaskowanie konstrukcji

COL VER

CHEMICAL PRODUCTS



ZAPRAWY NAPRAWCZE

Jednokomponentowe zaprawy, typu PCC i SPCC (polimerowo-cementowe), rozlewne i tiksotropowe, klasy R4, przeznaczone do napraw i reprofilacji konstrukcji betonowych.



ROADFIX

Zaprawy do napraw nawierzchni drogowych, o krótkim czasie obróbki i wiązania, zalewowe i tiksotropowe, typu PCC/SPCC, klasy R4. Zawierają zbrojenie w postaci włókien syntetycznych.



MASY SZPACHLOWE

Jednokomponentowe zaprawy, typu PCC (polimerowo-cementowe) i ECC (epoksydowo-cementowe), tiksotropowe, klasy R3 i R4, przeznaczone do wypełniania porów, wyrównania i wygładzania.



ZAPRAWY NA PODLEWKI

Zaprawy typu PCC (polimerowo-cementowe) i EC (epoksydowe), rozlewne, klasy R4, przeznaczone do wykonywania wysokowytrzymałych podlewek pod elementy konstrukcyjne.



ZAPRAWY SPECJALNE

Zaprawa typu PCC (polimerowo-cementowa), tiksotropowa, przeznaczona do osadzania krawężników betonowych i kamiennych, koryt ściekowych na mostach, estakadach itp.



HYDROIZOLACJE

Elastyczne i sztywne, antykorozyjne wyroby powłokowe do zabezpieczenia podłoży mineralnych (m.in. betonu, zapraw cementowych, jastrychu mineralnego).



POWŁOKI EPOKSYDOWE

Dwukomponentowe, wodorozcieńczalne, chemo- i wodoodporne, barwione w masie powłoki epoksydowe. Wyroby na bazie wysokojakościowych żywic epoksydowych.

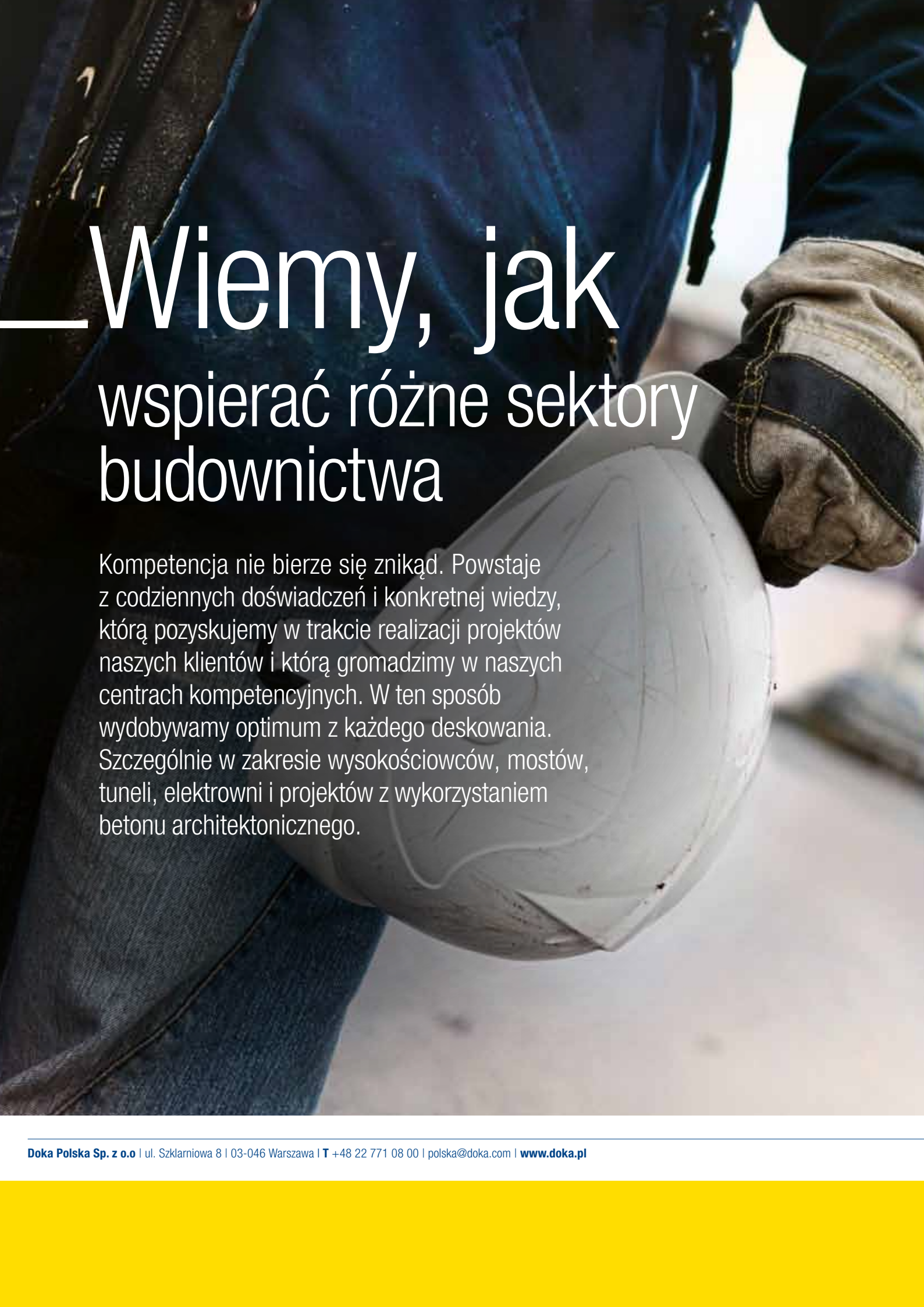


HYDROFOBIZACJA

Wyroby na bazie silanów i siloksanów oraz dodatków modyfikujących do impregnacji przeciwwodnej porowatych i nasiąkliwych podłoży mineralnych.

www.colver.pl

Colver Sp. z o.o. 90-643 Łódź, ul. Żeligowskiego 32/34, tel./fax: +48 42 239 00 25
Zakład Produkcyjny: 05-530 Góra Kalwaria, ul. Adamowicza 1, tel. +48 22 390 90 74

A close-up photograph of a construction worker's hands and torso. The worker is wearing a dark blue jacket and heavy-duty work gloves. They are holding a white, textured hard hat. The background is blurred, suggesting a construction site.

Wiemy, jak wspierać różne sektory budownictwa

Kompetencja nie bierze się znikąd. Powstaje z codziennych doświadczeń i konkretnej wiedzy, którą pozyskujemy w trakcie realizacji projektów naszych klientów i którą gromadzimy w naszych centrach kompetencyjnych. W ten sposób wydobywamy optimum z każdego deskowania. Szczególnie w zakresie wysokościowców, mostów, tuneli, elektrowni i projektów z wykorzystaniem betonu architektonicznego.



doka

Sprawdź ofertę:



www.doka.com/pl

Specjaliści techniki deskowań.

DROMOSTTOR

www.dromosttor.pl



Dromosttor Polska jest firmą prężnie funkcjonującą w branży inżynierii lądowej od ponad 10 lat. Przedmiotem naszej działalności jest budowa dróg, mostów, torów kolejowych oraz roboty hydrotechniczne.

Nasza wszechstronnie wykwalifikowana kadra dba, aby przedsięwzięcia realizowane były profesjonalnie od etapu projektowania, poprzez wykonawstwo, aż do finalizacji. Zapewniamy realizację nawet najtrudniejszych zleceń na najwyższym poziomie.

Jesteśmy firmą o zasięgu ogólnopolskim. Swoją działalność opieramy na profesjonalnej kadrze, stale podnoszącej swoje kwalifikacje, co stanowi fundament naszej działalności oraz gwarancję dobrze zrealizowanego zlecenia.

Bez względu na to czy modernizujemy fragment ogólnokrajowej infrastruktury kolejowej, budujemy kładkę pieszą nad ruchliwą jezdnią, czy regulujemy koryto rzeki, wierzymy, że naszymi działaniami przyczyniamy się do poprawy komfortu i bezpieczeństwa ludzi.

DROMOSTTOR POLSKA

Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością Sp. k.

Mojesz 31B, 59-600 Lwówek Śląski

E-mail: biuro@dromosttor.pl

Tel. 75-782-23-81



DROMOSTTOR

www.dromosttor.pl

Firma DROMOSTTOR

w branży inżynierii budowlanej
działa już od 10 lat, od roku 2016 posiada
Certyfikat Zgodności ZKP (EN 1090, klasa EXC4)
oraz Spawalnicze Świadectwo Kwalifikacyjne
(EN ISO 3834-2).

Zdobyte certyfikaty pozwalają nam świadczyć
usługi w zakresie wytwarzania konstrukcji
stalowych dla grup materiałowych 1.1 i 1.2
zgodnie z EN ISO 15608, z zastosowaniem
następujących procesów spawalniczych: 111, 135,
135+136 (wg EN ISO 4063).

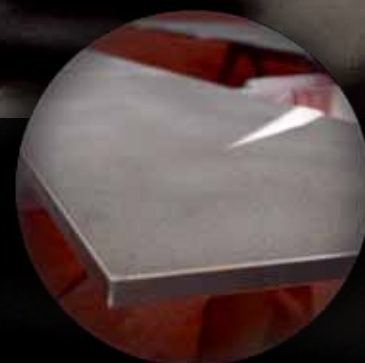
Certyfikatem objęte są również następujące
procesy:

- Cięcie termiczne
- Łączenie mechaniczne
- Zabezpieczenie powierzchni
- Montaż konstrukcji na miejscu

Współpracujemy z wykwalifikowaną kadrą,
co pozwala nam świadczyć usługi wsparcia dla Klientów
na wszystkich etapach inwestycji, począwszy
od etapu doradztwa technicznego i projektu,
po wykonanie konstrukcji, jej montaż i odbiór.

Ponadto oferujemy wykonanie badań
nieniszczących w stopniu 3. dla
następujących metod: VT, PT, MT, UT, RT.

Dzięki zdobytym certyfikatom i stale
podnoszonym kompetencjom naszego personelu
jesteśmy w stanie zaoferować Państwu wykonanie
usługi na najwyższym poziomie z jednoczesną
gwarancją zwiększenia komfortu
i bezpieczeństwa użytkowników.



DROMOSTTOR POLSKA

Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością Sp. k.

Mojesz 31B, 59-600 Lwówek Śląski

E-mail: biuro@dromosttor.pl

Tel. 75-782-23-81

Wypozażenie obiektów mostowych

Odwodnienia PP HD-PE GRP INOX BML Mocowania



Wpusty Sączki Deski Gzymsowe GRP



www.dwdsystem.com





PROFESJONALNA CHEMIA BUDOWLANA DLA INFRASTRUKTURY TRANSPORTOWEJ

**PODLEWKI I ZAKOTWIENIA
NAPRAWA BETONU
OCHRONA BETONU
IZOLACJE I USZCZELNIENIA
ŻYWICE
INIEKCJE**

✉ biuro@apchemie.pl
☎ tel. +48 662 663 554
📘 [apchemiepl](https://www.apchemie.pl)

www.apchemie.pl



TV Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa www.tvdoiib.pl

PRZYKŁADOWE TEMATY DOSTĘPNE W TVDOIIB:

KATEGORIA: SZKOLENIA

- Kosztorysowanie w trakcie budowy. Roboty dodatkowe, zamienne i zaniechane. Wykład: mgr inż. Marcina Bartoszewicza.
- Nowoczesne metody diagnostyki betonowych konstrukcji budowlanych. Wykład dr inż. Andrzeja Moczko.
- Bim we Wrocławiu – skanowanie 3D w budownictwie i geodezji. Wykład Lechosława Trznadla

KATEGORIA: DOLNOŚLĄSKIE BUDOWY:

- Budowa tunelu TS-26 na trasie S3 na odcinku Bolków – Kamienna Góra.
- Przebudowa mostów Pomorskich we Wrocławiu wraz z odcinkiem sieci ciepłej.
- Przebudowa i rozbudowa pałacu w Sobieszowie.

KATEGORIA: UPRAWNIENIA BUDOWLANE:

- Uroczyste wręczenie uprawnień budowlanych w DOIIB - sesja wiosenna 2019.

KATEGORIA: KULTURA I SPORT:

- Mistrzostwa DOIIB w narciarstwie alpejskim



TV DOIIB to internetowa telewizja Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa, którą z powodzeniem tworzymy od stycznia 2016 roku. Projekt ten uruchomiliśmy z myślą o 10-tysięcznej społeczności inżynierów budownictwa Dolnego Śląska, zrzeszonej w naszym samorządzie zawodowym.

Realizujemy materiały szkoleniowe prezentujące nowe technologie oraz wykłady dotyczące wszystkich aspektów pracy inżyniera, reportaże z uroczystości wręczenia uprawnień budowlanych, relacje z konferencji, sympozjów czy imprez integracyjnych. Realizujemy również reportaże o niestandardowych budowach czy ludziach budownictwa, np. laureatach konkursu „Inżynier Roku”.

Zapraszamy na www.tvdoiib.pl