

XIII
KONFERENCJA

2025 DNI BETONU

TRADYCJA I NOWOCZESNOŚĆ

13-15 października 2025

MONOGRAFIE TECHNOLOGII BETONU - REFERATY



dnibetonu.com

Redakcja: **Jan Deja**
Bartosz Głowacz
Paulina Gos-Błaszczyk
Patryk Jóźwiak
Dariusz Konieczny
Grzegorz Krechowiecki
Zbigniew Pilch
Bożena Środa
Zespół SPC

Skład i łamanie tekstu,
opracowanie graficzne: **AD-LINE.PL**

Projekt: **Artur Darlak**

© Copyright by Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2025

ISBN: 978-83-61331-51-3

Wydawca:  **Stowarzyszenie Producentów Cementu**
ul. Lubelska 29, 30-003 Kraków
tel. +48 12 423-33-55
e-mail: wydawnictwo@polskicement.pl
www.polskicement.pl

XIII
KONFERENCJA

2025.

DNI BETONU

T R A D Y C J A I N O W O C Z E S N O Ś Ć

13-15 października 2025

**MONOGRAFIE
TECHNOLOGII
BETONU**

- REFERATY



dnibetonu.com

BUDOWNICTWO MOSTOWE I TUNELOWE

BRIDGE AND TUNNEL CONSTRUCTION

mgr inż. Zbigniew Jażdżyk
PERI Polska Sp. z o.o.

Kratownice ALPHAKIT i VRB – nowoczesne rozwiązania dla infrastruktury na przykładzie realizacji mostu nad rzeką Narew w Wiźnie.

ALPHAKIT and VRB trusses – modern solutions for infrastructure on the example of the construction of a bridge over the Narew River in Wizna.

Streszczenie

Autorzy referatu opisują proces realizacji mostu żelbetowego nad rzeką Narew w miejscowości Wizna z zastosowaniem nowoczesnych technologii deskowania. Pokazują krótki rys historyczny przepraw zlokalizowanych na tym terenie. Przedstawiają rozwiązania i systemy użyte do wykonania podpór pionowych w technologii betonu architektonicznego oraz dwubelkowego, pięcioprzęsłowego ustroju nośnego zlokalizowanego na terenach zalewowych. Opisują rozwiązania przyjęte na poszczególnych przęsłach: podparcie na wieżach MULTIPROP, na zastosowanych po raz pierwszy w Polsce lekkich kratownicach ALPHAKIT oraz z wykorzystaniem wysokonośnych kratownic VRB bezpośrednio nad rzeką. Autorzy przytaczają sposób wykorzystania istniejących podpór starego mostu do oparcia belek podwalinowych stanowiących podparcie kratownic oraz pokazują etapowanie betonowań podczas realizacji ustroju nośnego budowanego mostu. Zaprezentowano aplikację PERI XR która wykorzystuje możliwości mobilnych urządzeń do prezentowania modeli 3D i wspomaga montaż bezpośrednio na budowie. W artykule pokazano proces wysuwu kratownic spod zabetonowanego i sprężonego przęsła nurtowego. Zaakcentowano współpracę pomiędzy uczestnikami procesu budowlanego od najwcześniejszych etapów realizacji i wynikające z tego korzyści.

Abstract

The authors of the paper describe the process of construction of a reinforced concrete bridge over the Narew River in Wizna using modern formwork technologies. They show a brief historical outline of the crossings located in this area. They present the solutions and systems used to construct vertical supports using architectural concrete technology and a two-beam, five-span superstructure located in floodplains. They describe the solutions adopted for individual spans: support on MULTIPROP towers, on lightweight ALPHAKIT trusses used for the first time in Poland and using high-load VRB trusses directly above the river. The authors cite the method of using the existing supports of the old bridge to support the ground beams supporting the trusses and show the stages of concreting during the construction of the superstructure of the bridge under construction. The PERI XR application was presented, which uses the capabilities of mobile devices to present 3D models and supports assembly process directly on the construction site. The article shows the process of sliding trusses from under a concreted and prestressed main span. The cooperation between participants of the construction process from the earliest stages of implementation and the resulting benefits were emphasized.

1. Wstęp

Rosnące wymagania w zakresie bezpieczeństwa, ergonomii oraz efektywności montażu konstrukcji tymczasowych w budownictwie inżynierskim prowadzą do konieczności stosowania nowoczesnych rozwiązań systemowych. Duży nacisk kładzie się na wykorzystanie możliwie największej liczby standardowych elementów konstrukcyjnych, przystosowanych do wszechstronnych zastosowań. Mając na uwadze powyższe cechy, inżynierowie PERI opracowali zestaw konstrukcyjny VARIOKIT, którego rozszerzeniem w zakresie podparć poziomych o rozpiętości od 14 do 27 m są kratownice ALPHAKIT, a w zakresie od 20 do 40 m są kratownice wysokonośne VRB. Gdy powyższe systemy zostaną podparte na wieżach lub tarczach wysokonośnych VST otrzymamy zestaw kompletny do realizacji mostów, wiaduktów i obiektów infrastruktury komunikacyjnej. Na przełomie roku 2024 i 2025 zoptymalizowane konstrukcje podporowe PERI mogliśmy podziwiać w Wiźnie – na skraju Biebrzańskiego Parku Narodowego (Fot. 1.).



Fot.1. Realizacja mostu w Wiźnie przy użyciu konstrukcji podporowych PERI

2. Nowy i stary most

Budowa nowego mostu przez rzekę Narew w Wiźnie, zlokalizowanego w ciągu drogi krajowej nr 64, to istotny krok w modernizacji infrastruktury komunikacyjnej regionu. Inwestycja ta, zrealizowana przez firmę STRABAG Sp. z o.o., obejmuje konstrukcję pięcioprzęsłowego mostu o długości 184,5 m i szerokości całkowitej 14,70 m. Nowa przeprawa została zaprojektowana z myślą o zwiększonym obciążeniu do 11,5 t/oś oraz uwzględniła potrzeby pieszych i rowerzystów poprzez wydzielenie odpowiednich ciągów komunikacyjnych.

Nowy obiekt zastąpił wysłużoną przeprawę z 1962 roku, która nie spełniała już współczesnych standardów bezpieczeństwa i nośności. Stary most składał się z siedmiu przęseł o rozpiętościach równych: 2×24 m, 3×27 m, 2×24 m. Schematem

statycznym każdego z nich była belka swobodnie podparta. Ustrój składał się z siedmiu prefabrykowanych dźwigarów sprężonych o wysokości 1,40 m i rozstawie osiowym 1,33 m. (Fot. 2.). Podpory pionowe posadowione były pośrednio na palach żelbetowych 30×30cm i długości 10 m.

Okolice mostu to tereny historycznych walk Wojska Polskiego w 1939 r. To tu znajdował się jeden z punktów polskiej linii obronnej chroniącej przeprawę przez Narew. Ówczesnie funkcjonujący most o stalowych dźwigarach został wysadzony przez polskich saperów, a przez 3 dni kilkuset Polaków pod dowództwem kpt. Władysława Raginisa walczyło tu z 42 tys. niemieckich żołnierzy podczas kampanii wrześniowej. Stąd o Wiźnie mówi się też „Polskie Termopile”.

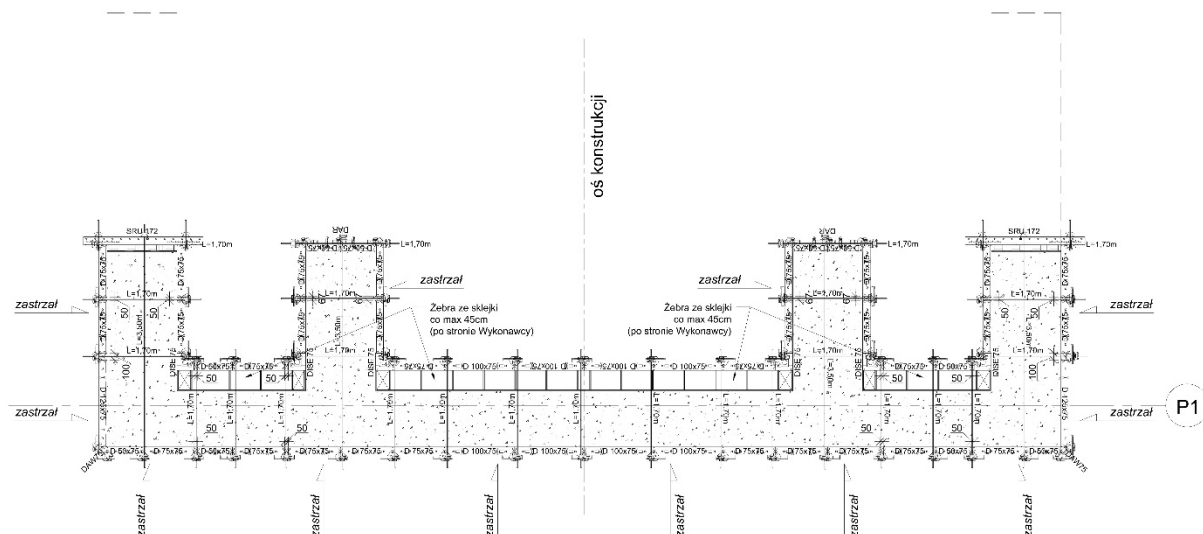


Fot.2. Most w Wiźnie z 1962 roku z występującą z brzegów Narwią.

3. Podpory pionowe

W połowie czerwca 2024 roku rozpoczęły się prace rozbiórkowe starego mostu a następnie budowa nowego obiektu. Podpory zostały posadowione pośrednio na prefabrykowanych palach żelbetowych 30×30cm, zwieńczonych ławami fundamentowymi o wysokościach 120 cm dla osi skrajnych i 125 cm dla osi pośrednich. Przyczółki w osiach 1 i 6 zaprojektowano jako korpusy czołowe z pilastrami i oddylatowane skrzydła o zmiennej grubości. Podpory pośrednie to masywne żelbetowe podpory z ukształtowanymi izbicami od strony napływu wody. Zgodnie ze specyfikacją techniczną wszystkie eksponowane części podpór pionowych wykonano jako monolityczne w technologii betonu architektonicznego o kategorii BA2, czyli o średnich wymaganiach.

Do wykonania korpusów w osiach 1 i 6 użyto deskowania ramowego DOMINO. Jest to lekkie deskowanie o ramach stalowych z poszyciem ze sklejki. Panele o maksymalnym wymiarze 1,0x3,0 m łączy się zamkami DRS uzyskując tym samym szczelne połączenia. Dopuszczalne parcie mieszanki betonowej wynoszące 60 kN/m² jest wystarczające do wykonywania ścian o wysokości ok 3,50m a przy tym ekonomiczne. Projektant deskowań skupił się na uzyskaniu symetrycznego względem osi konstrukcji układu płyt i cel ten został osiągnięty mimo dwóch pilastrów usztywniających ścianę korpusu (Rys. 3.).



Rys.3. Deskowanie korpusu w osi 1, symetryczny układ paneli Domino.

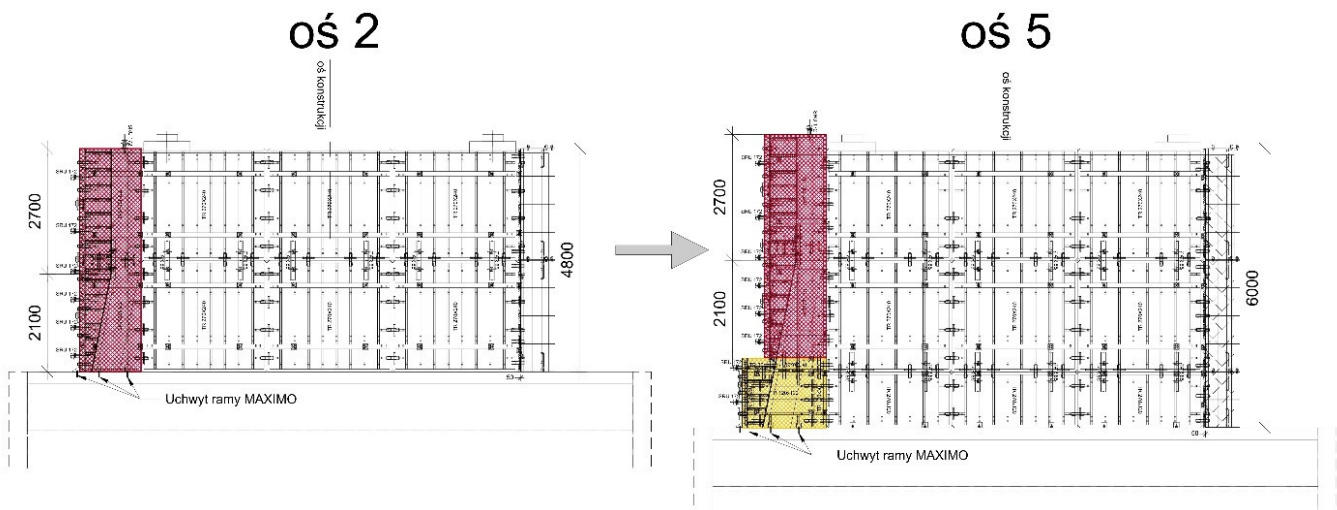
Skrzydła przyczółków w osiach 1 i 6 zadeskowano przy użyciu deskowania ramowego TRIO. Jest to uniwersalny system deskowań przeznaczony do wszystkich rodzajów budownictwa, w których ważna jest wysoka jakość otrzymywanej powierzchni betonowej. Dzięki wysokiemu dopuszczalnemu parciu mieszanki betonowej wynoszącemu 80 kN/m^2 , przy użyciu tradycyjnych ściągów DW15, otrzymujemy wszechstronne deskowanie umożliwiające szybkie wykonywanie robót. Stalowe panele pokryte wysokiej jakości sklejką Fin-Ply, połączone zamkami BFD i usztywnione ryglami TAR85 zapewniły wymaganą jakość betonu licowego. Podparte na rusztowaniu PERI UP Flex pomosty do wykonania końcowych (zbieżnych) części skrzydeł zagwarantowały bezpieczeństwo podczas prac oraz przyczyniły się do zmniejszenia wstawek ciesielskich (Fot. 4.). Wykonanie ścianek zapleczych przyczółków zaplanowano na koniec – po sprzężeniu ustroju nośnego.



Fot.4. Deskowanie korpusu i skrzydeł w osi 6 z pomostem PERI UP Flex.

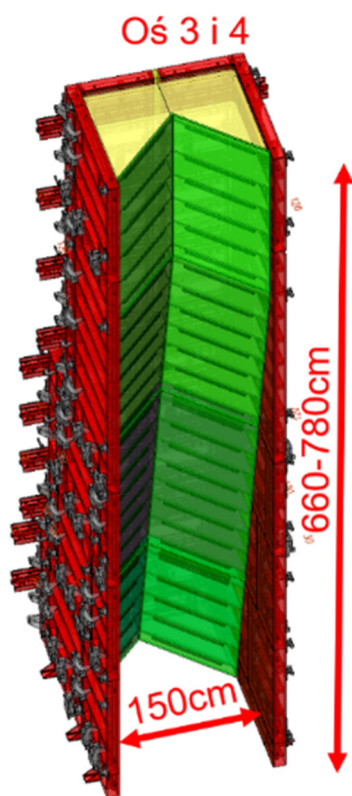
Podpory pośrednie w osiach 2, 3, 4 i 5 również wykonano przy użyciu deskowania ramowego TRIO, ale ze względu na ich różne zakończenia od strony wody dolnej i górnej użyto dodatkowo system słupowy SRS oraz indywidualnie zaprojektowane formy kształtujące izbicę.

Dla filarów w osiach 2 i 5 mających szerokość 120cm i wysokości odpowiednio 480 cm i 600 cm zaprojektowano wspólną formę specjalną na bazie z deskowania ramowego TRIO. Część skośną wykonano ze sklejki poszyciowej PERI Birch 21mm zamocowanej na poziomych żebrach trapezowych, które wcześniej przykręcono do ram deskowania TRIO. Całość scalono zamkami BFD, ryglami stalowymi SRU i zabezpieczono przed wyporem świeżej mieszanki betonowej uchwytami ramy MX kotwionymi do ławy fundamentowej. Forma została tak podzielona, aby po wykonaniu podpory P2 można było dopiąć do niej dolną część o wysokości 150cm i wykonać podporę P5 (Rys. 5.). Tu, podobnie jak na korpusach i skrzydłach przyczółków, ustawiono panele deskowaniowe w symetrycznej konfiguracji zapewniającej pozytywne wrażenia wizualne dla obserwatora.



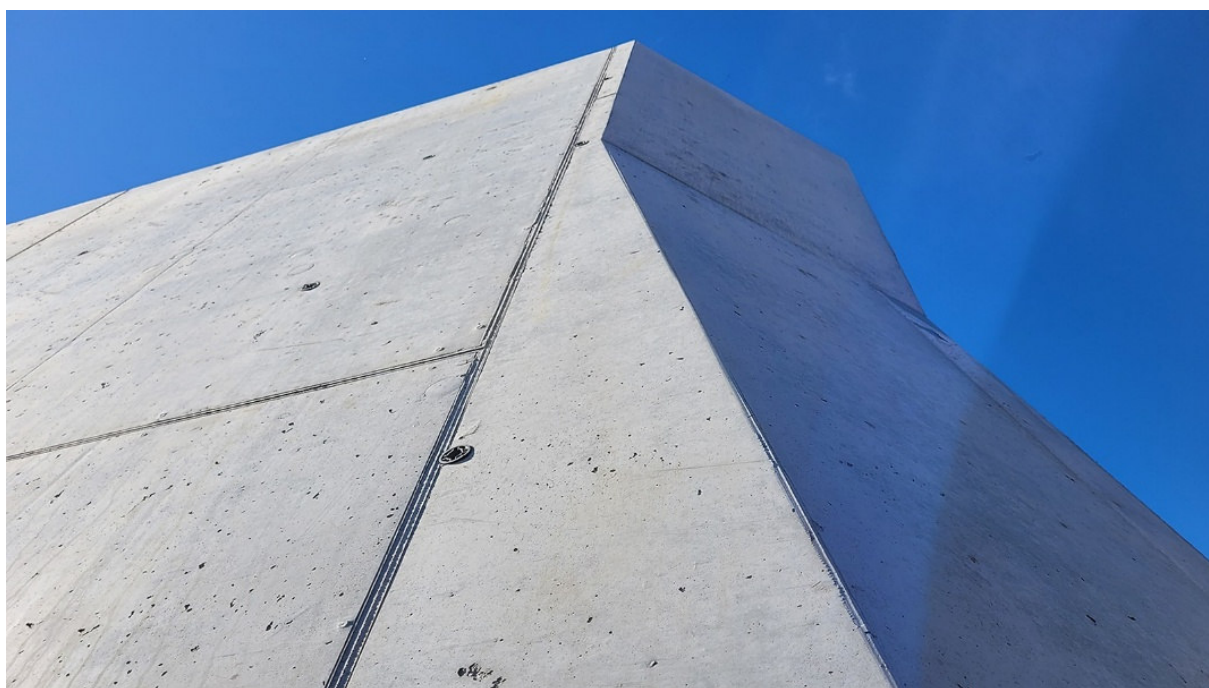
Rys.5. Deskowanie filarów P2 i P5 z rotacją formy specjalnej i jej dopinaniem.

Trudniejszym zadaniem było wykonanie podpór nurtowych w osiach 3 i 4. Wcześniej zabezpieczono je przed wodą Narwi za pomocą grodzic stalowych a dostęp zapewniono z pływających pontonów roboczych typu W-2. Same deskowania podpór mających szerokość 150cm i wysokości dla P3 - 780cm i P4 - 660cm zaprojektowano podobnie jak dla podpór P2 i P5, ale deskowanie przestawiane było z filara wyższego na niższy. Warto podkreślić, że formy specjalne, sklejki poszyciowe oraz żebra kształtujące skosy pod późniejsze izbice zaprojektowano w programie PERI CAD 3D a do ich wycinania w sklejce użyto technologii CNC gwarantując tym samym idealne dopasowanie na budowie (Fot. 6.).



Fot.6. Forma izbicy filarów P3 i P4 oraz jej pierwomontaż na zakładzie PERI.

Pierwomontaż deskowania i dostawa na budowę gotowych form kształtujących izbice ułatwiła i przyspieszyła wykonywanie podpór pośrednich a deskowanie ramowe TRIO spełniło wymagania architektoniczne w klasie BA2 (Fot. 7.).



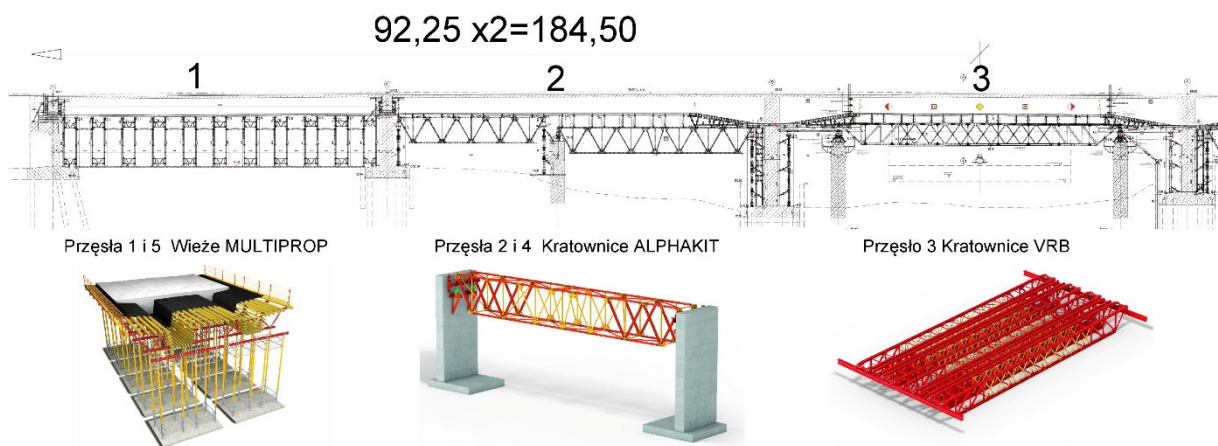
Fot.7. Filar P3 po rozdeskowaniu z charakterystycznym zakończeniem izbicą.

4. Ustrój nośny

4.1 Technologia

Już na etapie prac przygotowawczych założono użycie różnych systemów deskowań i rusztowań podporowych PERI do wykonania konstrukcji dwubelkowego, pięcioprzęsłowego, żelbetowego ustroju nośnego mostu o $L_c=184,5$ m i $S=14,70$ m.

- Przęsła nr 1 i 5 – zaplanowano stacjonarnie (na wieżach podporowych MULTIPROP),
- Przęsła nr 2 i 4 – zaplanowano na lekkich kratownicach ALPHAKIT (aby zabezpieczyć się przed zmiennymi poziomami wody w rzece)
- Przęsło nr 3 nad Narwią – na sprawdzonych kratownicach wysokonóżnych VRB z użyciem istniejących podpór starego mostu jako podparcie (Rys. 8.).



Rys.8. Systemy PERI użyte do wykonania ustroju nośnego mostu w Wiźnie.

4.2 Przęsła nr 1 i 5 w osiach 1-2 i 5-6.

Skrajne przęsła mostu o długościach, po 33m każde, zaprojektowano w rusztowaniu podporowym z wież MULTIPROP. Dzięki wysokiej nośności tego systemu wystarczyły dwa ciągi wież usytuowane centralnie pod belkami o $h=178,5$ cm. Podpory aluminiowe MULTIPROP po spięciu ramkami MRK 120cm zagwarantowały nośność 57,7kN na każdą nogę wieży (obc. charakterystyczne) a zastosowane odciąg skośne DW15 zabezpieczyły podparcie na działanie sił poziomych wg EN 12812 oraz obciążenie parciem wiatru.

Deskowanie płyty i belek ustroju nośnego wykonano z rygli stalowych SRU, regulowalnych wypór SLS i łączników wchodzących w skład zestawu inżynierskiego VARIOKIT. Zaprojektowano je w postaci krążyn VARIO co umożliwiło ich szybki i bezpieczny montaż na odkładzie dzięki połączeniom na sworznie pasowane $\varnothing 21$ mm. Następnie gotowe jednostki krążyn tzw. „łódki” montowano niewielkim dźwigiem na wcześniej ustawione wieże. Tam, po wstępnym ustaleniu rzędnej, odbywało się nabijanie sklejki poszyciowej typu 3S 21mm dającej po rozdeskowaniu odcisk deski (Fot. 9.).



Fot.9. Rusztowanie podporowe MULTIPROP, krążyny VARIO, odciąg skośne DW15 i nabijanie sklejki poszyciowej 3S (z prawej strony) - na przęśle nr 1, w osiach 1-2.

4.3 Przęsła nr 2 i 4 w osiach 2-3 i 4-5.

Pośrednie przęsła mostu o długościach, po 38m każde, zaprojektowano na kratownicach. Ze względu na znaczną rozpiętość przęseł oraz trudne warunki gruntowe nad rzeką ze zmiennymi poziomami jej wody, wybór padł na system lekkich kratownic ALPHAKIT i tarcz podporowych VST. Dodatkowo dzięki włączeniu do współpracy podpór starego mostu znajdujących się niemal w środku przęseł 2 i 4 zmniejszono koszt podparcia części dłuższych kratownic.

System ALPHAKIT opracowano jako lekką konstrukcję modułową, w której istotnym założeniem jest umożliwienie montażu ręcznego większości elementów, bez konieczności użycia dźwigu na etapie wstępnym. Najcięższy element – stalowy rygiel – waży zaledwie 16 kg/m.b., a ponad 99% połączeń wykonuje się przy pomocy sworzni pasowanych $\varnothing 32\text{mm}$ i $\varnothing 21\text{mm}$, co diametralnie upraszcza proces montażu i kontroli połączeń (Fot. 10).

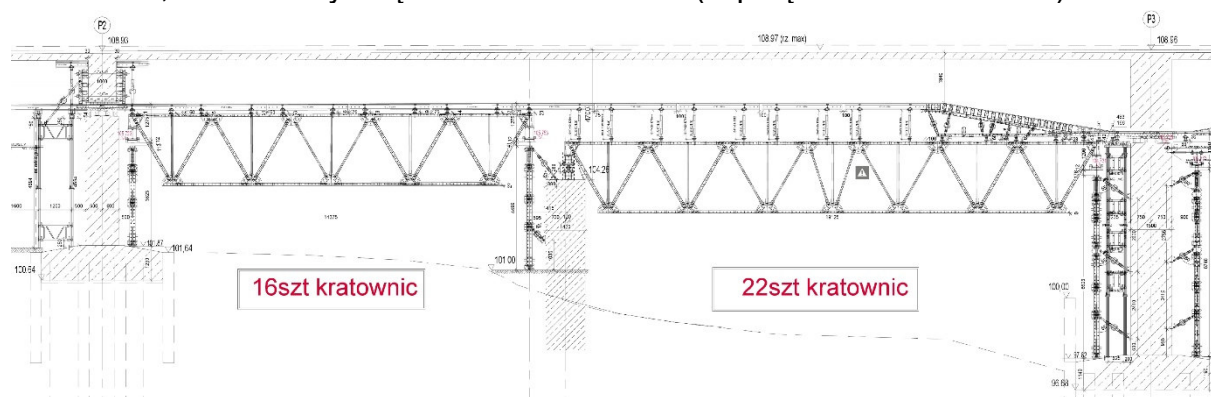


Fot.10. Ręczny montaż na budowie oraz połączenia przy użyciu sworzni pasowanych.

Dzięki modułowej konstrukcji i systemowym stężeniom, kratownice ALPHAKIT można dopasowywać do projektowanych rozpiętości w zakresie od 14,375 do 27,75 metrów o maksymalnej nośności wynoszącej 800 kNm na kratownicę.

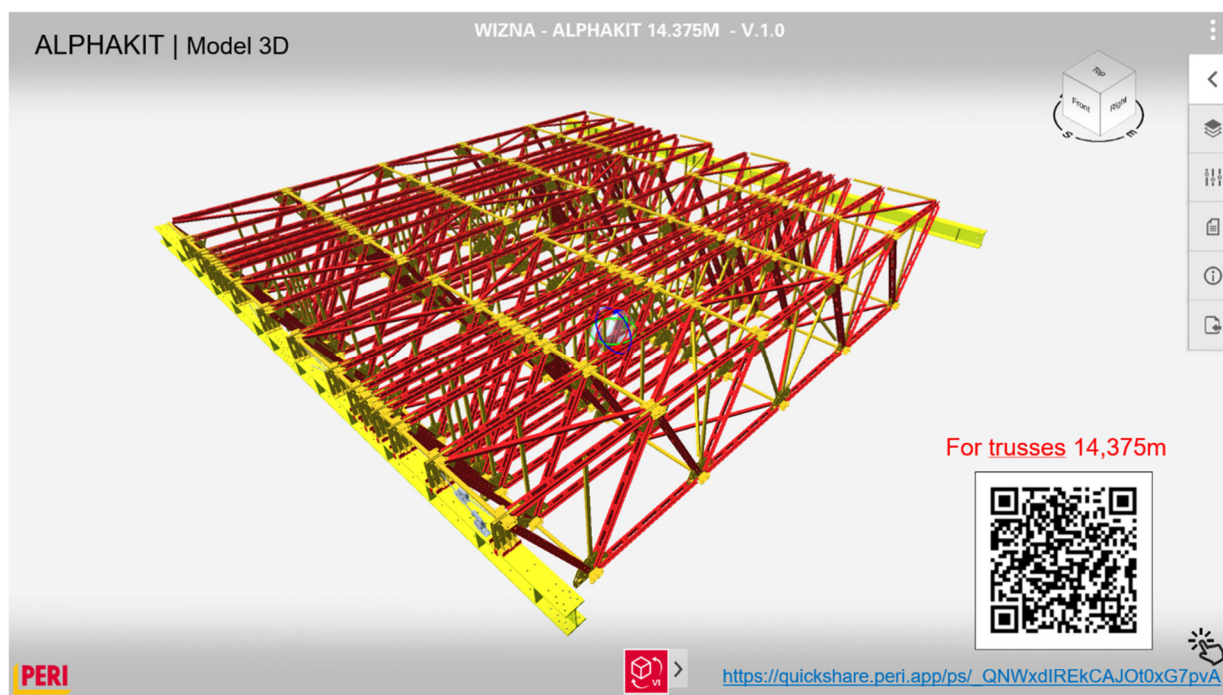
System ten został użyty po raz pierwszy w Polsce i ostatecznie zaprojektowano go w następującej konfiguracji (Rys.11):

- 14,375 m – użyto łącznie 32 kratownice (w przęsłach 2-3 oraz 4-5),
- 19,125 m – użyto łącznie 44 kratownice (w przęsłach 2-3 oraz 4-5)



Rys.11. Przekrój podłużny przęsła nr 2 w osiach 2-3 (Przęsło nr 5 jako lustrzane odbicie).

Oprócz konwencjonalnej dokumentacji projektowej, inżynierowie PERI udostępniłi model 3D, który – wraz z aplikacją PERI EX – umożliwił precyzyjne zaplanowanie prac montażowych oraz skutecznie wyeliminował potencjalne błędy (Fot. 12). Ogromną zaletą tego rozwiązania był natychmiastowy dostęp z poziomu telefonu do wszystkich szczegółów konstrukcji dla każdego montażysty, dzięki czemu w razie wątpliwości nie pojawiały się dodatkowe pytania.



Fot.12. Model 3D kratownic ALPHAKIT L=14,375m wraz kodem QR.

Montaż kratownic ALPHAKIT przeprowadzono w dwóch fazach: montaż wstępny (ręczna prefabrykacja kratownic pokazana na Fot. 10.) oraz montaż docelowy z użyciem dźwigu - na tarczach podporowych VST i podporach starego mostu (Fot. 13).



Fot.13. Przęsło nr 2 z zamontowanymi kratownicami $L=14,375\text{m}$ i podczas montażu kratownic $L= 19,125\text{m}$ na tarczy VST i podporze starego mostu.

Deskowanie płyty i belek ustroju nośnego nad kratownicami ALPHAKIT wykonano analogicznie jak na przęsłach nr 1 i 5, czyli z rygli stalowych SRU, regulowalnych wypór SLS i łączników tworząc na odkładzie gotowe krążyny VARIO.

W obszarze kratownic $L=19,125\text{m}$ miały one dodatkowy rząd wypór SLS pozwalający wyrównać poziom przekazywania obciążeń z pogrubiających się belek ustroju nośnego przy podporach nurtowych. Strefa pogrubienia została wypełniona małymi kratownicami stalowymi montowanymi pod belkami płyty ustroju (Fot. 14).



Fot.14. Krążyna VARIO w obszarze kratownic $L=19,125\text{m}$ i widok z boku na pogrubienie belek w obszarze podpory nurtowej nr 3.

Stateczność i zabezpieczenie na działanie sił poziomych (np. wpływ parcia wiatru) zapewniają w kratownicach ALPHAKIT łączniki poziome i krzyżulce skośne, które finalnie sprowadzają te obciążenia przez krótkie odcigi DW15 na podwaliny wykonane belek stalowych HEB400 (Fot. 15).



Fot.15. Odcigi DW15 i podwaliny oraz ugięcie kratownic $L=14,375$ po betonowaniu.

Ostatecznie dla Wykonawcy oprócz bezpieczeństwa pracy konstrukcji ważne jest jej ugięcie zaraz po zabetonowaniu. W przypadku kratownic ALPHAKIT zostały opracowane modele obliczeniowe uwzględniające luzy montażowe i dzięki temu możemy z powodzeniem obliczyć wartości ugięć dla każdej fazy pracy kratownic. Zadaniem Wykonawcy było jedynie wykonanie odpowiedniej przeciwstrzałki ugięcia za pomocą klinów drewnianych lub rektyfikacja wyporami SLS aby uzyskać docelową linię niwelety. Finalnie, słuszne założenia projektowe, zostały potwierdzone geodezyjnie podczas inwentaryzacji powykonawczej (Fot. 16).

4.4 Przęsło nr 3 w osiach 3-4.

Wieńczącym etapem wykonania ustroju nośnego mostu była budowa przęsła nurtowego nad rzeką. Pomysł wykorzystania istniejących podpór starego mostu do oparcia belek podwalinowych stanowiących podparcie kratownic zrodził się jeszcze przed rozbiórką starego mostu. Należało „tylko” wpasować się dokładnie w rozstaw osiowy tych podpór wynoszący 27,80m oraz zachować skrajnię żeglowną (Fot. 16). I tu idealnie sprawdził się system wysokonóżnych kratownic VRB o wysokiej nośności wynoszącej 3000kNm i płynnej regulacji długości ram podporowych.



Fot.16. Podpory starego mostu w rozstawie osiowym 27,80m przygotowane do realizacji ostatniego fragmentu przęsła nurtowego $L=26,0m$

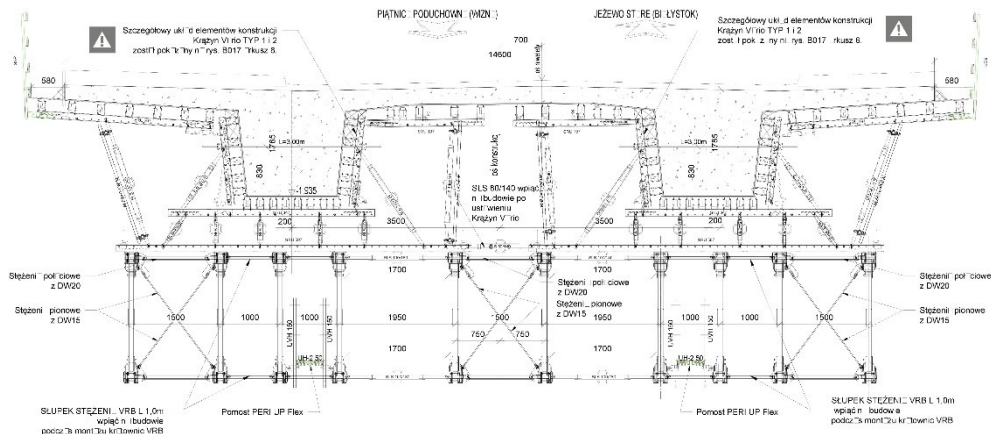
Wysuwane teleskopowo końcówki ram podporowych VRB, z regulacją w zakresie od 0 do 0,75m każda, umożliwiają bezstopniowe dopasowanie długości kratownicy, a w połączeniu z typowymi modułami pośrednich ram VRB o długościach $L = 1,50 / 3,00 / 4,50 / 6,00$ m tworzą system uniwersalny i łatwy w dopasowaniu do realizowanych przęseł mostowych o długości do 40m. Ponad 80% połączeń konstrukcyjnych w kratownicach VRB to połączenia sworzniowe, a więc łatwe w montażu. Ponadto kontrola wykonanych połączeń jest bardzo szybka i nie wymaga specjalistycznych narzędzi, czyniąc system bardzo bezpiecznym podczas montażu i użytkowania. Stateczność i zabezpieczenie na działanie sił poziomych (parcia wiatru, imperfekcje, wyboczenie) zapewniają stężenia poprzeczne i połączeniowe, konstruowane z układu systemowych słupków poziomych oraz ściągów DW 15 i DW 20 z łącznikami węzłowymi.

Wstępne obliczenia statyczne kratownic VRB i otrzymane reakcje, przekazywane przez belki transferowe 2xHEB400 podparte na wcześniej skutych do odpowiedniej rzędnej podpory starego mostu, wykazały konieczność zastosowania dodatkowych słupopali po obu stronach podpór. Wykonawca zaproponował rury $\varnothing 508 \times 10$ mm wbite w dno rzeki o długości 18,0m od strony wody dolnej (izbicy) i o długości 13,0m od strony wody górnej. Wszystkie 4 szt słupopali kończyły się na rzędnej podpór tymczasowych, czyli +104,19. Dodatkowo słupopale zastabilizowano podwójnymi wyporami SLS lub zastrzałami RS, aby zabezpieczyć je przed wyboczeniem podczas pracy pod pełnym obciążeniem wynoszącym maksymalnie 805kN (Fot. 17).



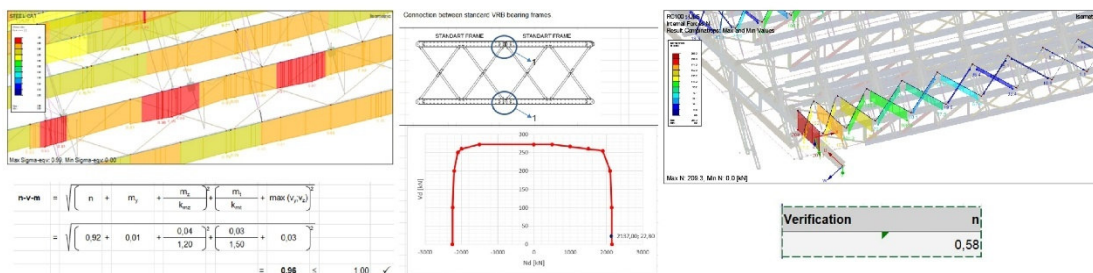
Fot.17. Podpora starego mostu skuta i wyrównana do poz +104,19 oraz słupopale zastabilizowane wyporami SLS.

Na tym etapie można było rozpocząć ostatnią fazę projektową – szczegółowe obliczenia nośności kluczowych elementów kratownic VRB oraz ich ugięcia, wykonanie rysunków montażowych z podziałem na jednostki transportowe oraz analizę krok po kroku procesu wysuwania kratownic spod obiektu po betonowaniu. Zaprojektowano 10szt kratownic VRB połączonych w trzy tandemy główne o szer. 1,50m przenoszące obciążenia pionowe i poziome za pomocą stężeń poprzecznych DW15 i połączeniowych DW20. Do nich dopięto pozostałe dwa tandemy o szer. 1,0m przenoszące głównie obciążenia pionowe i wyposażone w ciągi komunikacyjne z rusztowania PERI UP Flex (Rys. 18).



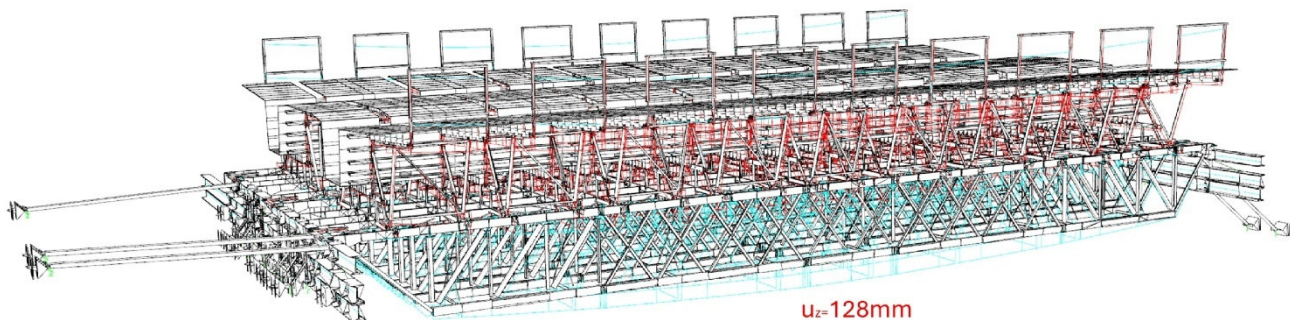
Rys.18. Przekrój poprzeczny przęsła nr 3 przez kratownice VRB i deskowanie VARIO

Deskowanie płyty i belek ustroju nośnego nad kratownicami VRB wykonano analogicznie jak na pozostałych przęsłach. Zmontowano na odkładzie gotowe krążyny VARIO zaprojektowane specjalnie dla przęsła nurtowego z dodatkowym rzędem wypór SLS pozwalającym na konstruowanie przeciwstrzałki ugięcia oraz rozdeskowanie. Weryfikacji statyczno-wytrzymałościowej poddane zostały elementy nośne kratownic jak np. pasy górne i dolne, sworznie łączące moduły ram pośrednich oraz stężenia z odciągów DW20 (Fot. 19).



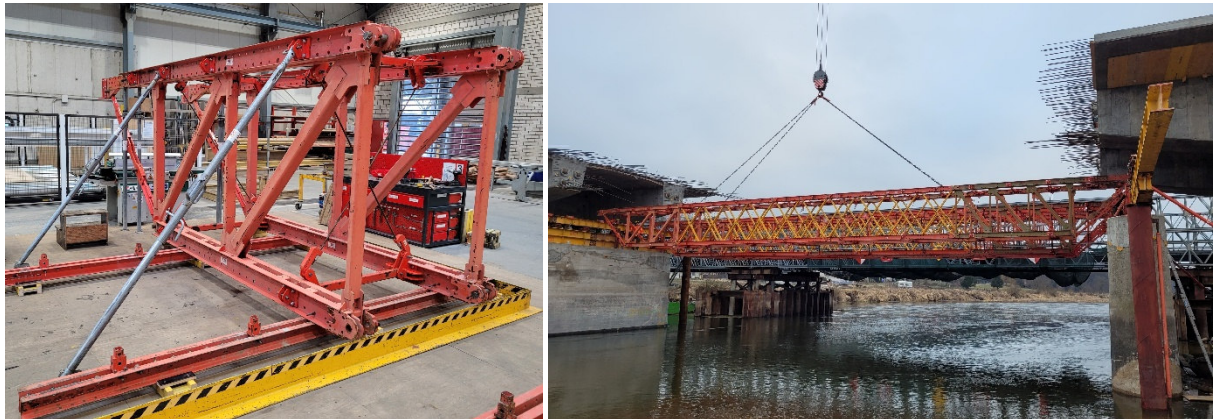
Fot.19. Naprężenia w pasach VRB, weryfikacja sworzni, obliczenia stężeń dla DW20.

Mając zamodelowaną całą konstrukcję kratownic VRB wraz z deskowaniem VARIO w programie obliczeniowym RSTAB, można było dokładnie określić wartość ugięcia konstrukcji i tak wykonstruować przeciwstrzałkę za pomocą wspomnianych wcześniej wypór SLS aby ostatecznie uzyskać projektowaną linię niwelety przed sprężeniem płyty (Fot. 20).



Fot.20. Model obliczeniowy RSTAB i analiza wartości ugięć maksymalnych u_z .

Kolejnym etapem było przygotowanie szczegółowych rysunków warsztatowych zaprojektowanych modułów kratownic VRB, zmontowanie ich na zakładzie montażowym PERI w jednostki transportowe, ponumerowanie oraz przetransportowanie na plac budowy. Tam po scaleniu tandemów za pomocą sworzni $\varnothing 50$ w ostateczne jednostki kratownic o długości 27,60m nastąpił ich montaż na belki transferowe. Takie podejście znacząco przyspiesza harmonogram prac na budowie i eliminuje potencjalne błędy w konstruowaniu zaawansowanego systemu (Fot. 21).



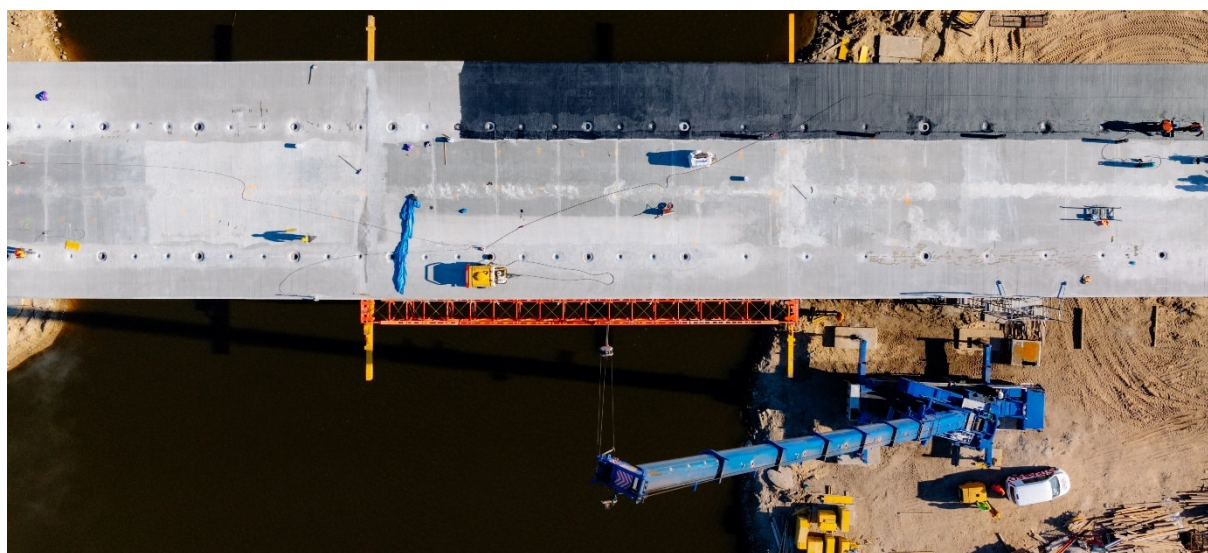
Fot.21. Pierwomontaż kratownic VRB w PERI i montaż gotowych jednostek nad rzeką.

Cały układ został zaprojektowany tak aby po zabetonowaniu i sprężeniu płyty można było wysunąć kratownice VRB na łożyskach poza ustrój a następnie zdemontować. W tym celu na belkach transferowych 2xHEB400 ustawiono kliny odciążające HD a na nich stalowe belki podwalinowe HEB 300 dające posadowienie kratownicom VRB. Pomiedzy kliny odciążające HD wpasowano łożyska toczne (Fot. 22).



Fot.22. Widok na belki transferowe 2xHEB400, kliny odciążające HD i łożyska toczne.

Po betonowaniu ostatniego etapu płyty i jej sprężeniu opuszczono na klinach HD górne belki podwalinowe HEB 300 wraz z kratownicami VRB i całym deskowaniem VARIO na wcześniej wspomniane łożyska. Po zdemontowaniu deskowania VARIO wokół belek i pod płytą, można było wysuwać kolejne tandemy kratownic poza ustrój ciągnąc wyciągarkami ręcznymi typu Ruckzug a następnie wystawiać je na brzeg za pomocą dźwigu (Fot.23).



Fot.23. Demontaż kratownic VRB dźwigiem.

5. Podsumowanie

Współczesne realizacje obiektów mostowych, wykonywanych w ciągu nowo budowanych dróg, wymagają od wykonawców umiejętności rozwiązywania skomplikowanych zadań inżynierskich, a od dostawców rusztowań podporowych i deskowań – opracowywania odpowiednich rozwiązań technologicznych. Często konieczne jest zastosowanie zupełnie nowych systemów rusztowań, szybszych w montażu i finalnie tańszych w eksploatacji.

Przedstawione przykłady praktycznego zastosowania kratownic podporowych PERI ALPHAKIT oraz VRB potwierdzają słuszność takiego podejścia. Dowodzą również technicznych możliwości dostosowania się do niemal nieograniczonych wymagań realizacyjnych, stawianych wykonawcom obiektów inżynierskich.

Ścisła współpraca na każdym etapie pomiędzy Kierownictwem Budowy firmy STRABAG Sp. z o.o. a zespołem PERI Polska usprawniła i skróciła czas budowy. Dodatkowo, wykorzystanie istniejących podpór przy realizacji przęsła nurtowego przyczyniło się do uzyskania korzystnych efektów ekonomicznych.

Sukces można definiować na wiele sposobów. W tym przypadku jednym z kluczowych elementów sukcesu było uniezależnienie realizacji od zmiennych poziomów wody w rzece, bezpieczne prowadzenie robót, szybkie projektowanie oraz terminowa dostawa deskowań i rusztowań – wszystko po to, by znów połączyć oba brzegi rzeki Narwi.

6. Literatura

- [1] PERI SE, Dokumentacja techniczno-ruchowa pt.: „ALPHAKIT Rusztowanie podporowe” Wersja 2.1. 2021
- [2] PERI SE, ALPHAKIT – The easy-to-handle shoring construction kit for truss girders, shoring towers and pedestrian bridges, Product Brochure, Issue 04/2019, Weissenhorn, Niemcy.
- [3] PERI SE, Dokumentacja techniczno-ruchowa pt.: VARIOKIT VRB Heavy-Duty Truss Girder - Version 2.0
- [4] Polska Izba Inżynierów Budownictwa, Nowy most w Wiźnie na Narwi – realizacja z wykorzystaniem ALPHAKIT, Biuletyn Informacyjny PIIB, 2024.
- [5] DK64. Będzie nowy most na Narwi w rejonie Wizny
<https://www.gov.pl/web/gddkia-bialystok/dk64-bedzie-nowy-most-na-narwi-w-rejonie-wizny>
- [6] Wikipedia – Obrona Wizny: https://pl.wikipedia.org/wiki/Obrona_Wizny
- [7] Byrka G., Jażdżyk Z., „System ALPHAKIT jako odpowiedź na wyzwania współczesnego budownictwa inżynieryjnego”. Czasopismo ZMRP: Mosty Dolnośląskie 2025.
- [8] Kapała K. „Kratownice VRB - innowacyjne rozwiązanie Peri dla budownictwa infrastrukturalnego”. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne Listopad – Grudzień 2018
- [9] Most na Narwi – Wizna: <https://www.peri.com.pl/projekty/most-na-narwi-wizna-alphakit.html#zdjecia>
- [10] Budownictwo inżynieryjne PERI: <https://www.peri.com.pl/produkty/przeglad-produktow/inzynieria-ladowa.html>



Deskowania
Rusztowania
Doradztwo techniczne
www.peri.com.pl
info@peri.com.pl



Fot.24. Widok na most w Wiźnie nad Narwią.

**dr inż. Bartosz Piątek¹, dr inż. Tomasz Howiacki², dr inż. Maciej Kulpa¹,
prof. dr hab. inż. Tomasz Siwowski¹**

¹ Politechnika Rzeszowska

² Politechnika Krakowska, SHM System

Diagnostyka uszkodzeń w konstrukcjach sprężonych za pomocą geometrycznie ciągłych pomiarów światłowodowych (DFOS)

Damage diagnostics in prestressed structures using distributed fiber optic sensing (DFOS)

Streszczenie

W referacie przedstawiono wyniki badań nad implementacją technologii geometrycznie ciągłych pomiarów światłowodowych (DFOS) w elementach kablobetonowych w skali zbliżonej do naturalnej (o rozpiętości 7,7 m). Głównym celem badań było zweryfikowanie możliwości wykorzystania czujników DFOS do identyfikacji uszkodzeń (np. w postaci rys oraz zasymulowanych pustek w kanałach kablowych) oraz monitorowania stanu odkształceń i przemieszczeń elementów z betonu sprężonego. Przetestowano różne rodzaje czujników światłowodowych oraz różne techniki ich montażu (wewnątrz przekroju przed betonowaniem, wklejane w bruzdę, przyklejane do powierzchni). Na podstawie przeprowadzonych badań dowiedziono, że odpowiednio dobrane czujniki światłowodowe mogą stanowić wartościowy element systemu diagnostyki obiektów budowlanych wykonanych w technologii betonu sprężonego.

Abstract

The paper presents the results of a study on the implementation of distributed fiber optic sensing (DFOS) technology in near full-scale post-tensioned concrete elements (with a span of 7.7 m). The main objective of the research was to verify the feasibility of using DFOS sensors to identify damage (e.g., in the form of cracks and simulated voids in cable ducts) and to monitor the state of deformation and displacement of prestressed concrete elements. Different types of fiber-optic sensors were tested, as well as different installation techniques (inside the section before concreting, in near-to-surface grooves, glued to the surface). On the basis of the study, it was proved that properly selected fiber-optic sensors can be a valuable component of the diagnostic system for building structures made in prestressed concrete technology.

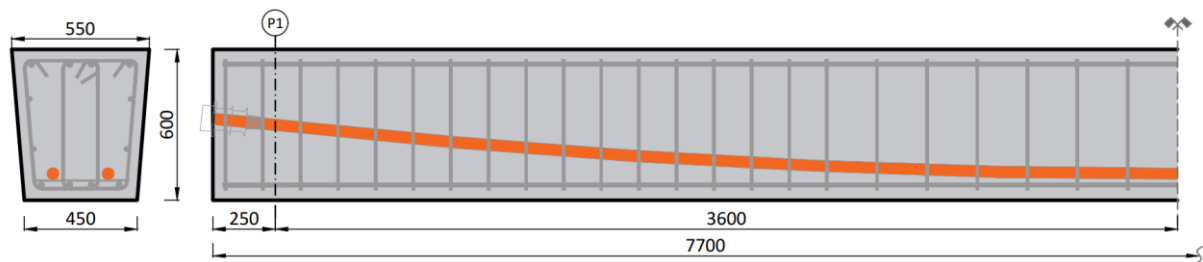
1. Wprowadzenie

Elementy konstrukcyjne z betonu sprężonego są dziś powszechnie wykorzystywane zarówno w budownictwie kubaturowym, jak i infrastrukturalnym. Konstrukcje kablobetonowe uchodzą za bardzo trwałe pod warunkiem ich prawidłowego wykonania i utrzymania. Niemniej jednak znane są przypadki uszkodzeń oraz awarii, które są spowodowane głównie korozją cięgien sprężających [1-5]. Problemy te najczęściej objawiają się dopiero, gdy dochodzi do poważnego uszkodzenia cięgna skutkującego zmianami w globalnej pracy konstrukcji [6]. Identyfikacja lokalnych uszkodzeń mostów sprężonych jest trudna do wykonania i bardzo pracochłonna obecnie stosowanymi metodami ze względu na zlokalizowanie cięgien sprężających wewnątrz przekroju betonowego [7]. Diagnostyka uszkodzeń na wczesnym etapie ich rozwoju pozwala zapobiegać dalszemu pogarszaniu się stanu technicznego do poziomu zagrażającemu bezpieczeństwu konstrukcji i szybko podejmować środki zaradcze, które najczęściej są na tym etapie mniej kosztowne [8-10]. Obiecującą i stale rozwijającą się techniką w zakresie diagnostyki i monitoringu konstrukcji betonowych są pomiary za pomocą ciągłych (rozłożonych na długości włókna) czujników światłowodowych DFOS (distributed fiber optic sensors) [11-19]. Referat stanowi kontynuację tematu poruszonego na poprzedniej konferencji Dni Betonu 2023. W poprzednim referacie przedstawiono najważniejsze wyniki badań elementów w małej skali [20]. W niniejszej publikacji zaprezentowano wyniki pomiarów w elementach kablobetonowych w skali zbliżonej do naturalnej ($L=7,7$ m). W ramach badań przeanalizowano dwie belki o przekroju trapezowym, z których jedna była belką referencyjną, bez uszkodzeń, a w drugiej zasymulowano uszkodzenia, głównie w postaci pustek w kanałach kablowych. Celem badań było sprawdzenie możliwości identyfikacji wprowadzonych uszkodzeń przy użyciu czujników DFOS. Przetestowano kilka rodzajów czujników światłowodowych, część z nich zamontowano przed betonowaniem i sprężaniem, na etapie wytwarzania zbrojenia, pozostałe do powierzchni betonu po wykonaniu elementów. Wyniki pomiarów światłowodowych porównano z konwencjonalnymi pomiarami za pomocą tensometrów elektrooporowych oraz z inwentaryzacją zarysowań. Dzięki wbudowaniu czujników już na etapie wytwarzania elementu sprężonego można uzyskać wiele cennych informacji na temat jego zachowania podczas betonowania, sprężania i dojrzewania betonu oraz dalej monitorować zmiany odkształceń i przemieszczeń pod obciążeniami zewnętrznymi [16-19]. Ponadto zastosowanie ciągłych geometrycznych pomiarów czujnikami DFOS umożliwia uzyskanie pełnego obrazu odkształceń, przemieszczeń czy rozkładu rys na długości elementu, co jest nieosiągalne przy użyciu typowych czujników punktowych [21-23].

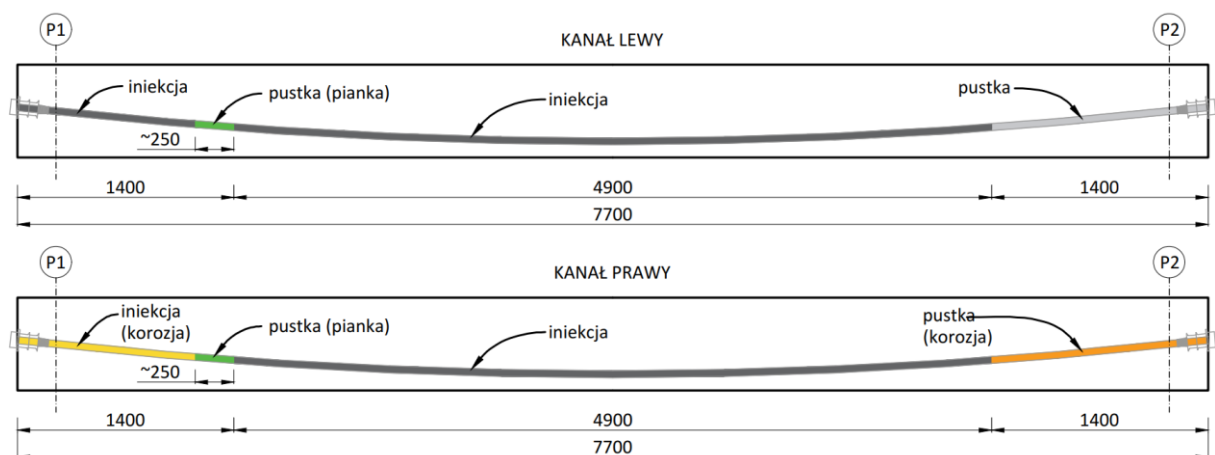
2. Program badań

2.1. Charakterystyka badanych elementów

Belki kablobetonowe miały przekrój trapezowy o wysokości 60 cm i szerokości od 45 do 55 cm (rys. 1). W belkach przewidziano po 2 kable. W każdym z nich umieszczono po 4 sploty sprężające o średnicy $\phi 15,7$ mm (stal Y1860S7). Po zabetonowaniu kable zostały sprężone siłą początkową równą 1500 kN. W belkach przewidziano zbrojenie miękkie ze stali B500SP w postaci prętów $\phi 16$ przy dolnej i górnej krawędzi oraz zbrojenie obwodowe z prętów $\phi 10$. Zastosowano również zbrojenie strzemiona czterocięte o średnicy $\phi 12$ mm. Belka K1 była belką referencyjną (bez uszkodzeń). W belce K2 pozostawiono pustki przy końcach kanałów kablowych, wewnątrz których również wywołano korozję (rys. 2).



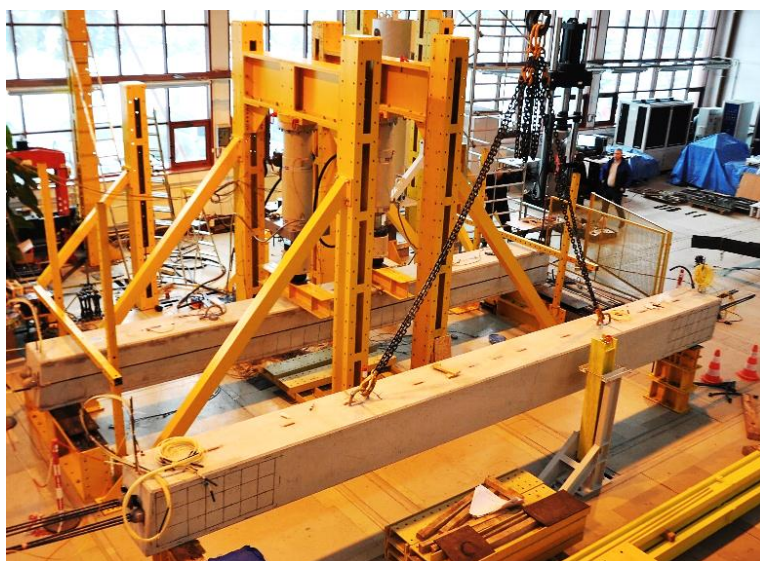
Rys. 1. Przekrój poprzeczny i podłużny belek.



Rys. 2. Lokalizacja uszkodzeń w belce K2.

2.2. Schemat obciążenia

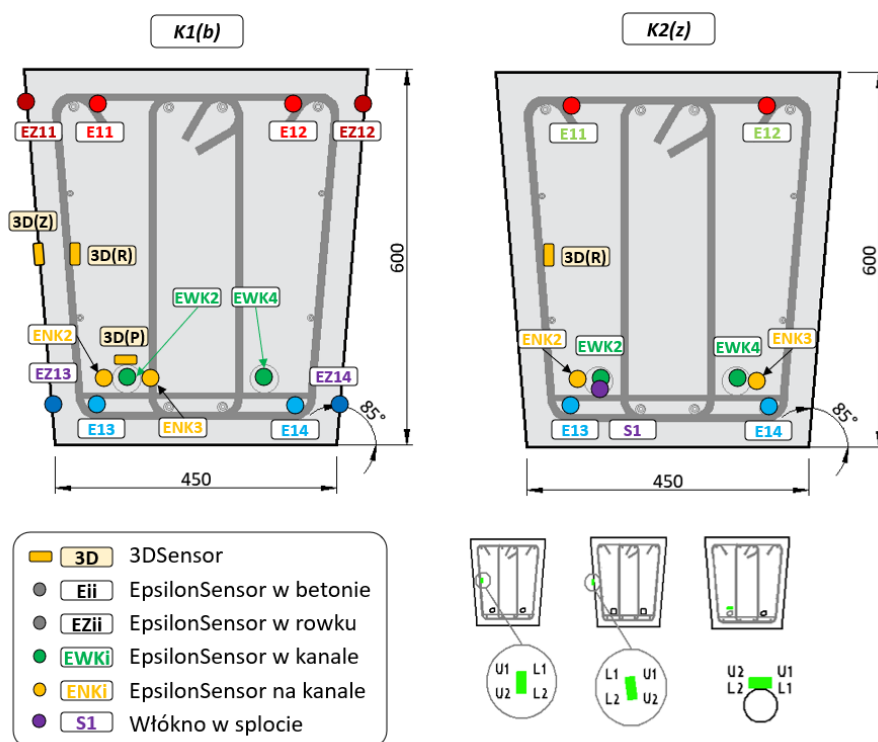
Belki obciążano w schemacie czteropunktowego zginania na specjalnie skonstruowanym stanowisku badawczym wyposażonym w dwa siłowniki hydrauliczne o maksymalnej sile nacisku 2x630 kN. Rozpiętość teoretyczna belek w osiach podparcia wynosiła 7,2 m. Widok przykładowej belki na stanowisku przedstawiono na Fot. 1.



Fot. 1. Widok belek oraz stanowiska badawczego.

2.3. Charakterystyka i rozmieszczenie czujników pomiarowych

Podczas badań wykorzystano następujące czujniki światłowodowe DFOS: włókna światłowodowe w powłoce pierwotnej, kompozytowe czujniki monolityczne EpsilonRebar (ER) i EpsilonSensor (ES) oraz opracowane w ramach projektu czujniki światłowodowe zintegrowane ze splotem sprężającym. Na Rys. 3 zaprezentowano oznaczenia i numerację czujników światłowodowych w przekrojach poprzecznych poszczególnych belek, a na Fot. 2. Wybrane czujniki podczas instalacji. Dodatkowo prowadzono pomiary metodami referencyjnymi w celu porównania z techniką DFOS. Do pomiarów odkształceń wykorzystano tensometry elektrooporowe, a do pomiarów przemieszczeń czujniki indukcyjne. Pomiar sił odbywał się za pomocą siłomierzy zintegrowanych z układem obciążającym. Pomiary odkształceń z czujników światłowodowych realizowano przy użyciu reflektometru optycznego Luna OBR4600 z wykorzystaniem rozpraszania Rayleigha. Rozdzielczość geometryczna czujników wynosiła 10 mm, co oznacza ok. 770 pomiarów na długości belki dla każdego czujnika.



Rys. 3. Rozmieszczenie czujników światłowodowych w badanych belkach.

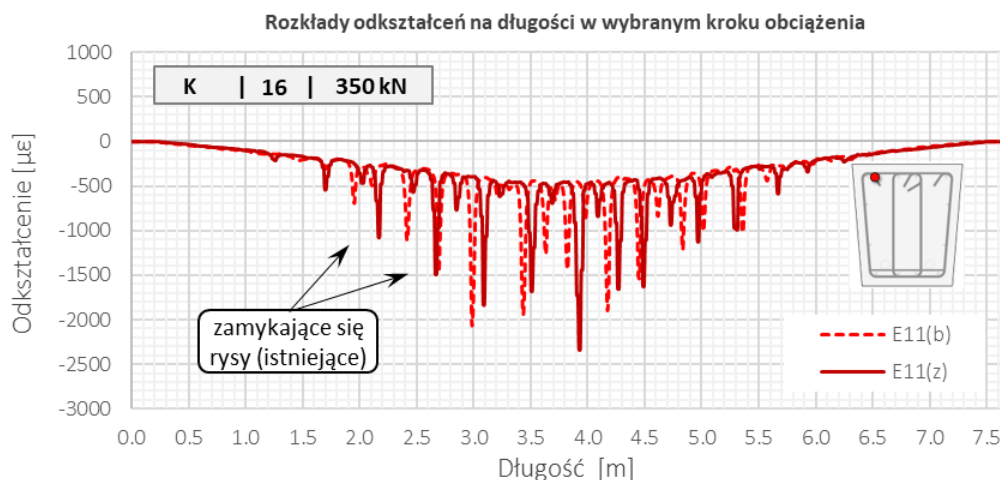


Fot. 2. Instalacja przykładowych czujników w belkach.

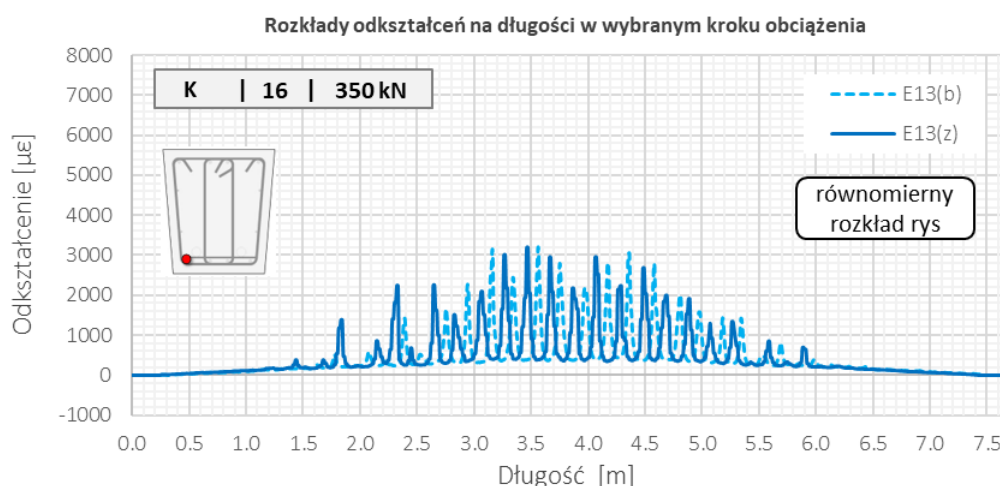
3. Wyniki badań i ich analiza

3.1. Identyfikacja lokalizacji rys

W tym punkcie porównano odczyty czujników zainstalowanych w dokładnie tych samych miejscach i w ten sam sposób, jednak na dwóch różnych belkach: jednej bez uszkodzeń (K1) i jednej z uszkodzeniami (K2). Aby ułatwić interpretację pomiarów, dane dla nieuszkodzonej belki oznaczono linią przerywaną, podczas gdy dane dla uszkodzonej belki oznaczono linią ciągłą. Wyniki przedstawiono dla czujników umieszczonych wewnątrz betonu. Przykładowe wyniki porównania dwóch belek pod obciążeniem 350 kN w górnej i dolnej strefie belki przedstawiono odpowiednio na Rys. 4 i Rys. 5.



Rys. 4. Rozkład odkształceń na długości belek zmierzony za pomocą czujnika ES11 zlokalizowanego w górnej części przekroju pod obciążeniem 350 kN.



Rys. 5. Rozkład odkształceń na długości belek zmierzony za pomocą czujnika ES14 zlokalizowanego w dolnej części przekroju pod obciążeniem 350 kN.

Na podstawie pomiarów DFOS możliwe było zidentyfikowanie istniejących rys w górnej części belek, zamykających się pod wpływem ściskania wywołanego zginaniem, a także nowych rys tworzących się w dolnej części belek w wyniku działania sił rozciągających wywołanych obciążeniem testowym. Rysy w górnej części belek powstały w wyniku odkształceń termiczno-skurczowych oraz pod wpływem procesu sprężania,

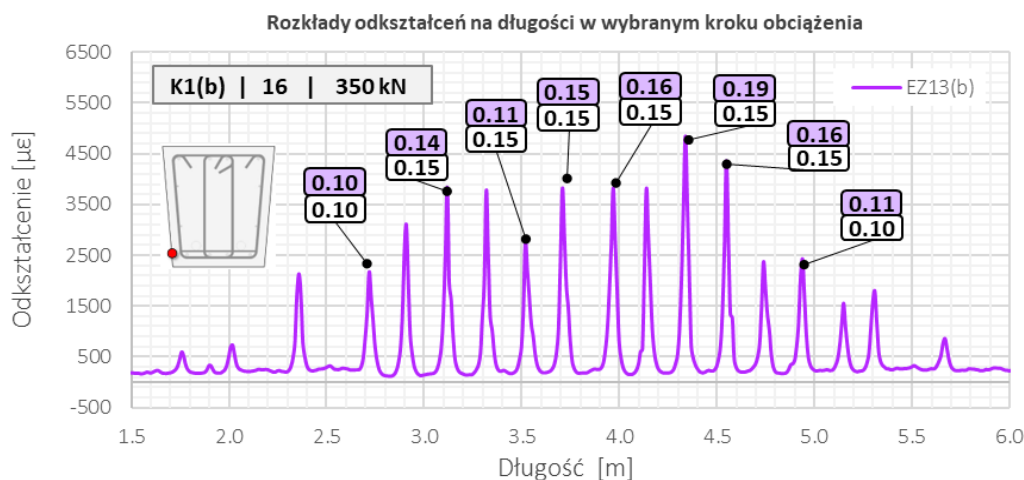
powodującego rozciąganie górnych włókien. Charakterystyczny i symetryczny rozkład rys wskazuje, że decydujący wpływ miały odkształcenia mechaniczne powstałe w wyniku sprężania. Pomimo wykonania zerowych pomiarów, gdy rysy istniały już w górnej części belki, zmiana odkształceń pod wpływem zginania pozwoliła na ich jednoznaczną identyfikację.

Identyfikacja nowych rys w dolnej części belek była możliwa, ponieważ zerowe odczyty zostały wykonane tuż przed testem, tj. po sprężeniu elementu. Z perspektywy pomiarowej czujnik był poddawany rozciąganiu od samego początku (analiza nie uwzględnia ściskania od sprężania). W następnym podrozdziale przedstawiono analizę mającą na celu oszacowanie szerokości rozwarcia rys. Ponieważ symulowane uszkodzenia w belce K2 nie były znaczące i znajdowały się tylko w pobliżu końcowych odcinków belek, nie miały one wpływu na globalny wynik analizy zarysowania.

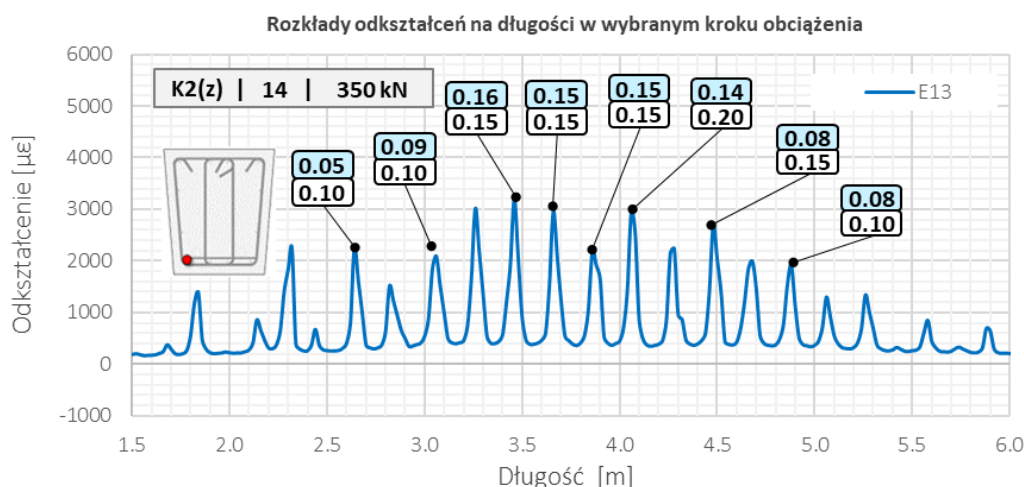
3.2. Obliczanie szerokości rozwarcia rys

Istnieje kilka sposobów oszacowania szerokości rys na podstawie zmierzonego profilu odkształcenia [12, 17]. Podstawowe podejście stosowane w tej analizie polega na całkowaniu (sumowaniu) odkształceń na długości efektywnej. W przypadku ustabilizowanego stanu zarysowania, długość tę można przyjąć między punktami środkowymi segmentów wyznaczonych między rysami. Należy jednak zauważyć, że podejście to opiera się na założeniu, że odkształcenia w betonie między rysami wynoszą zero, co nie zawsze musi być prawdą. W rzeczywistości na krawędzi rysy beton całkowicie się rozluźnia, ale w miarę oddalania się od niej naprężenia rozciągające mogą się kumulować (do wartości odpowiadającej wytrzymałości betonu na rozciąganie). Szerokości rys uzyskane przy użyciu powyższej metody będą zatem nieco zawyżone, ale wcześniejsze doświadczenia wskazują, że można bezpiecznie założyć dokładność nie gorszą niż 0,05 mm. Z punktu widzenia inżynierskiej oceny stanu konstrukcji taką dokładność można uznać za wystarczającą.

Graficzną interpretację przykładowych wyników pod obciążeniem 350 kN przedstawiono na Rys. 6 i 7, odpowiednio dla czujników wpustowych w belce K1 i K2. Szerokości wybranych rys podano bezpośrednio w milimetrach i przedstawiono w różowych i niebieskich polach, podczas gdy pomiary referencyjne są pokazane w białych polach.



Rys. 6. Porównanie zinwentaryzowanych szerokości rys [mm] na bocznej powierzchni z szerokościami obliczonymi na podstawie pomiarów DFOS w belce K1 przy obciążeniu 350 kN (czujnik zamocowany do zewnętrznej powierzchni betonu w bruździe)

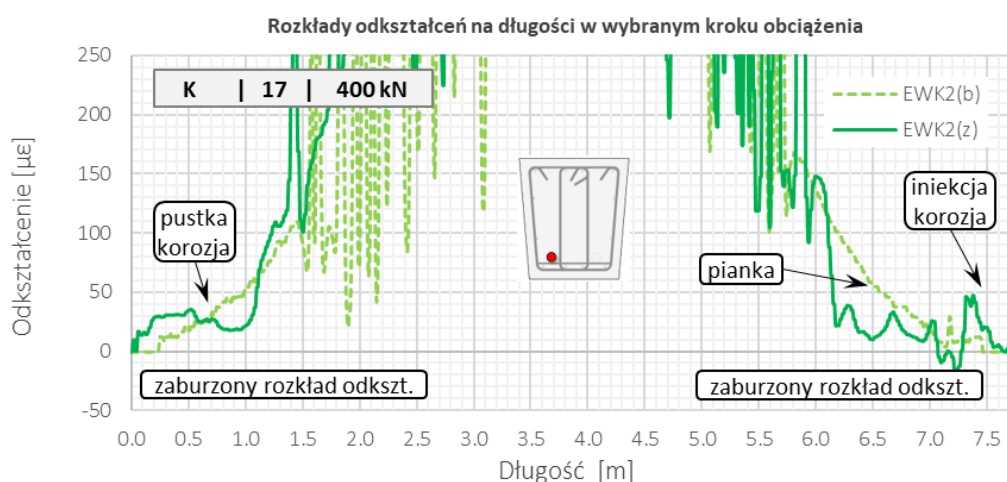


Rys. 7. Porównanie zinwentaryzowanych szerokości rys [mm] na bocznej powierzchni z szerokościami obliczonymi na podstawie pomiarów DFOS w belce K2 przy obciążeniu 350 kN (czujnik zamocowany wewnątrz przekroju betonowego przed betonowaniem)

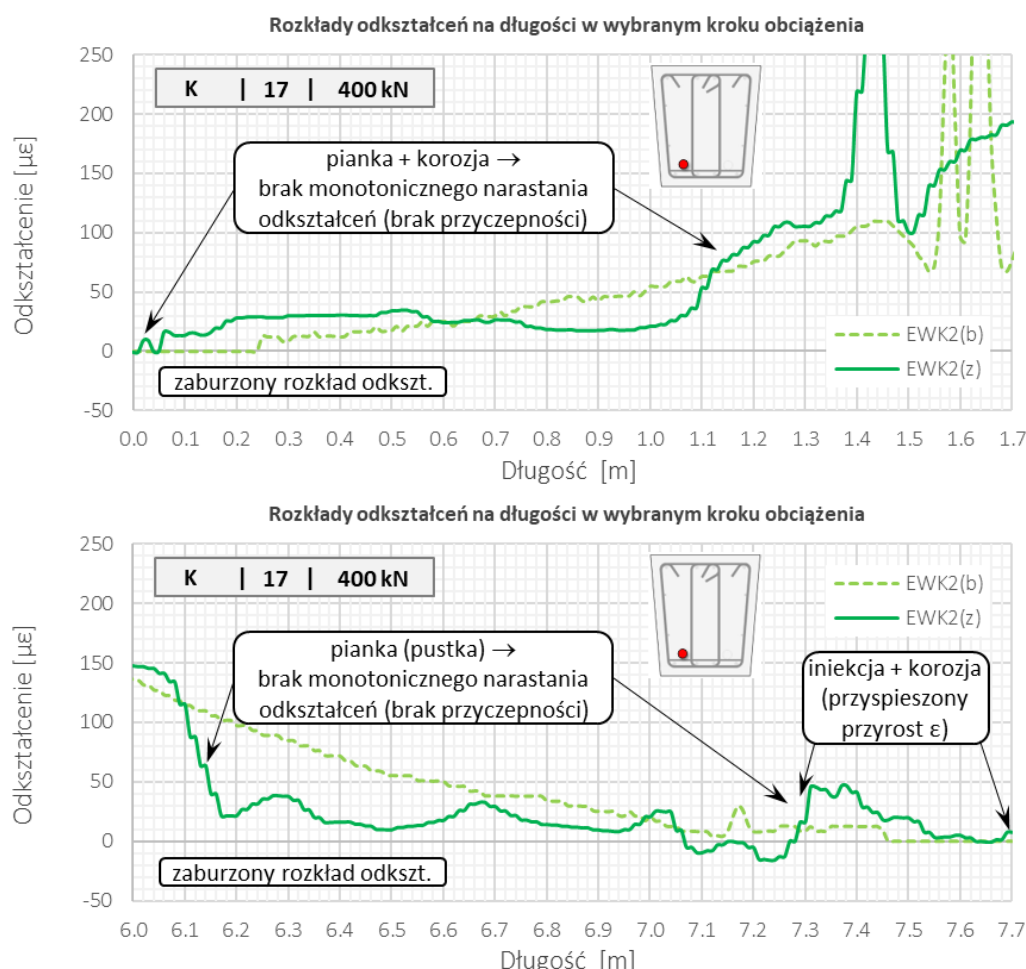
Odczyty referencyjne przeprowadzono na bocznej powierzchni dźwigara za pomocą plastikowego szczelinomierza płytkowego z dokładnością $\pm 0,05$ mm. Ze względu na różne lokalizacje pomiarów oraz nieprzewidywalny przebieg i szerokość pęknięć, porównanie w obrębie pojedynczego pęknięcia można uznać jedynie za przybliżone.

3.3. Identyfikacja uszkodzeń

Uszkodzenia były symulowane tylko w początkowej i końcowej strefie belki K2, które nie uległy zarysowaniu. W tych strefach można zauważyć znaczące różnice między dwiema belkami. Ze względu na utratę przyczepności czujnika EWK2 do betonu, nie występuje charakterystyczny, monolityczny wzrost odkształceń. Natomiast w miejscu iniekcji z symulowaną korozją (ostatnie 100-120 cm dźwigara) przyrost odkształceń jest przyspieszony w porównaniu do dźwigara nieuszkodzonego. Szczegóły analizy przedstawiono na Rys. 8 i 9.



Rys. 8. Porównanie odkształceń w końcowych strefach belek K1 i K2 przy obciążeniu 400 kN (czujnik zamocowany wewnątrz kanału kablowego)



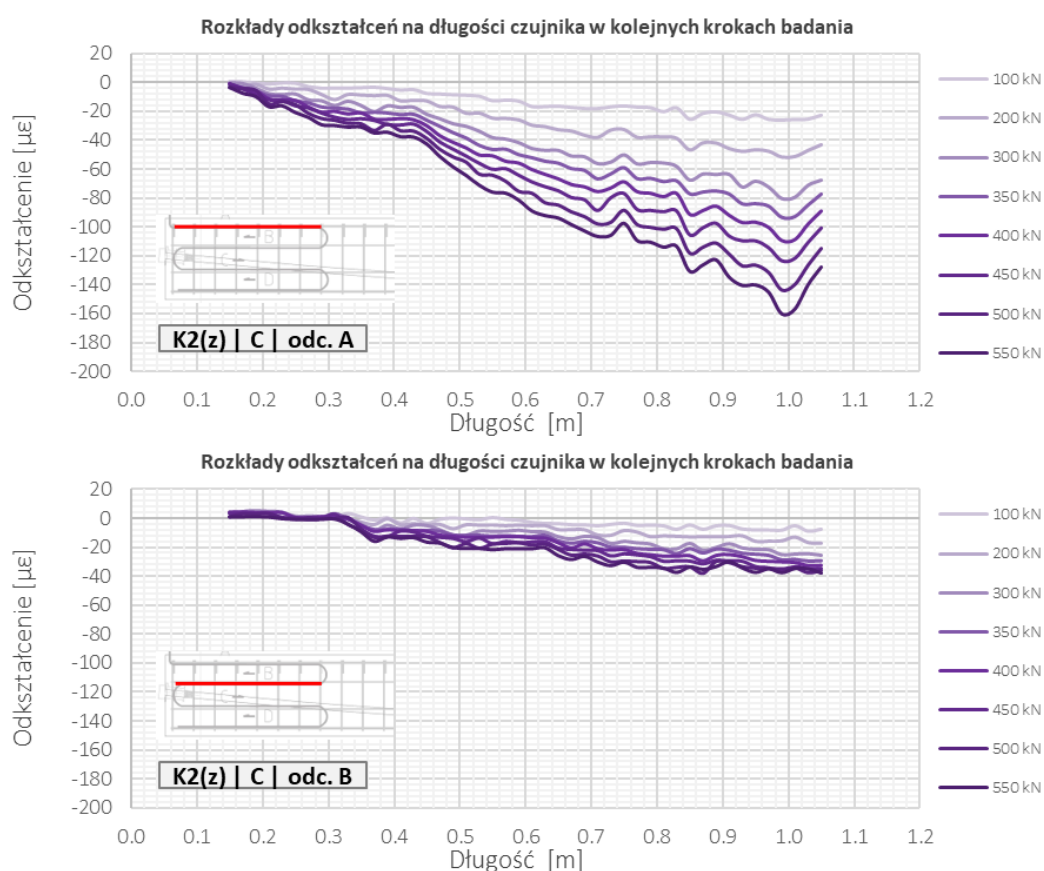
Rys. 9. Porównanie odkształceń w końcowych strefach belek K1 i K2 przy obciążeniu 400 kN (czujnik zamocowany wewnątrz kanału kablowego) – zbliżenie na końcowe odcinki belek

Analiza zjawisk lokalnych w początkowej i końcowej strefie dźwigara pozwoliła na zdiagnozowanie uszkodzeń. Istnieje również możliwość analizy globalnej pracy dźwigara, polegającej na obliczeniu statystyk (w tym wartości średnich) dla wybranych stopni obciążenia i porównaniu ich z wynikami dla nieuszkodzonego dźwigara przy tych samych siłach. Dla każdej pary czujników zarejestrowano wzrost średnich odkształceń. Najmniejsze wzrosty (rzędu kilku procent) zaobserwowano dla czujników w strefach ściskanych i rozciąganych, nie znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie symulowanego uszkodzenia. Z drugiej strony, największe przyrosty (rzędu kilkudziesięciu procent) wykazały czujniki EWK2 wewnątrz kanału i czujniki ES2 zainstalowane na kanale.

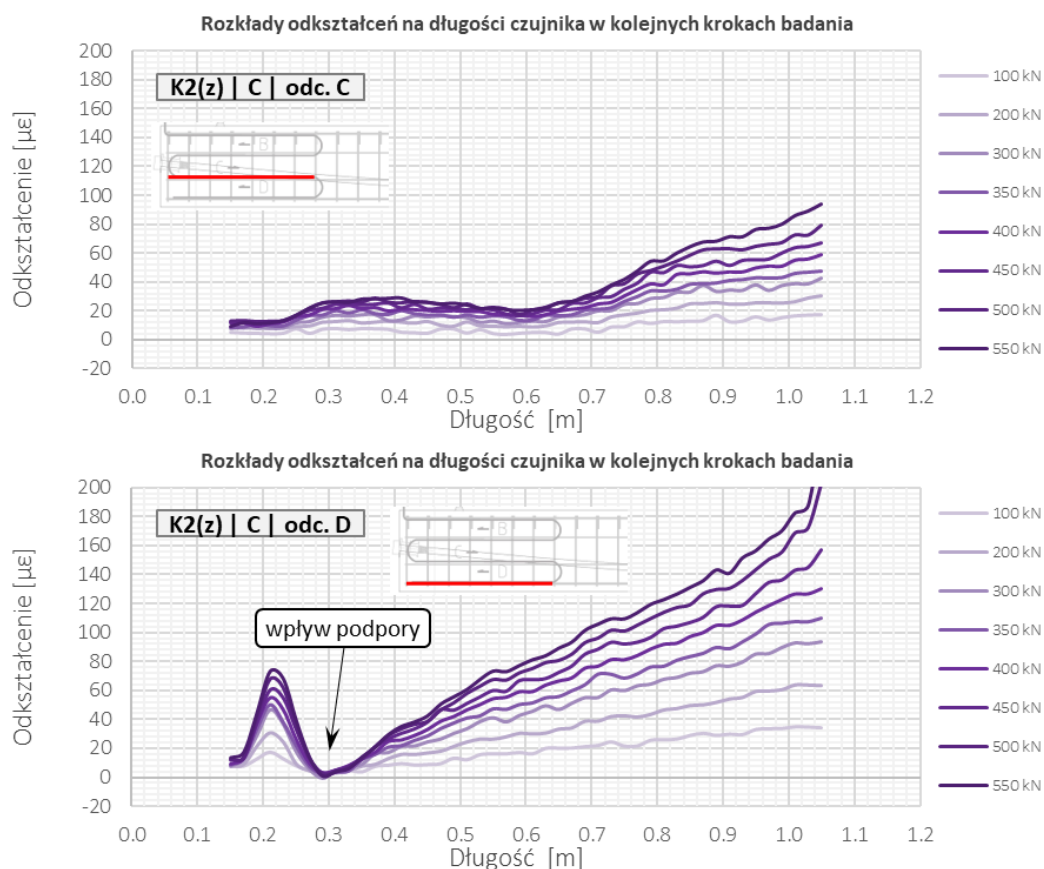
3.4. Analiza stref zakotwień

W niniejszym podrozdziale przedstawiono pomiary odkształceń w strefach zakotwień kabli sprężających, dzięki którym można było ocenić rzeczywistą wytrzymałość betonu na rozciąganie, co jest szczególnie istotne w konstrukcjach z betonu zbrojonego i sprężonego. Wiąże się to z porównaniem dwóch profili odkształceń: jednego tuż przed, a drugiego tuż po zarysowaniu. Dokładność tego podejścia zależy zatem od częstotliwości pomiarów w stosunku do szybkości obciążenia. W tym badaniu odczyty były dokonywane stopniowo

wraz ze wzrostem siły. Obecnie odczyty o wysokiej częstotliwości (od kilku do kilkudziesięciu Hz) są osiągalne przy użyciu odpowiedniego interrogatora opartego na DFOS. Rysunki 10 i 11 przedstawia poziome profile odkształceń w strefie zakotwienia belki PT2 w kolejnych etapach obciążenia. Wzdłuż odcinków A i B zarejestrowano odkształcenia ściskające (Rys. 10), natomiast wzdłuż odcinków C i D wystąpiły odkształcenia rozciągające (Rys. 11). Do 600 kN rozkłady odkształceń pozostają gładkie, bez charakterystycznych lokalnych pików wskazujących na zarysowanie. Jednak przy obciążeniu 650 kN w odległości ok. 0,9 m od powierzchni czołowej dźwigara wzdłuż sekcji D (najniższej) pojawia się pik (Rys. 11).



Rys. 10. Rozkłady odkształceń poziomych w strefie zakotwień belki K2 w kolejnych krokach obciążenia – odcinki pomiarowe A i B

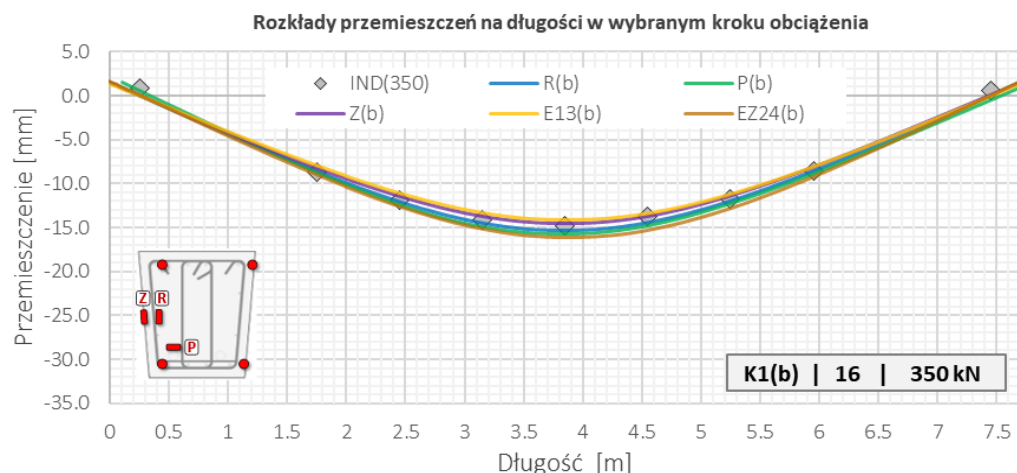


Rys. 11. Rozkłady odkształceń poziomych w strefie zakotwień belki K2 w kolejnych krokach obciążenia – odcinki pomiarowe C i D

Odkształcenie przed zarysowaniem w tym punkcie wynosiło $156 \mu\epsilon$, co po uwzględnieniu wartości modułu sprężystości $44,2 \text{ GPa}$ odpowiada wytrzymałości na rozciąganie $6,9 \text{ MPa}$. Należy zauważyć, że wartość ta nie jest typową właściwością materiałową samego betonu, ale charakterystyką całego elementu konstrukcyjnego, uwzględniającą obecność prętów zbrojeniowych i cięgien sprężających. Informacje te mogą być cenne dla projektantów w zarządzaniu konserwacją i eksploatacją tych dźwigarów oraz w optymalizacji podobnych elementów w przyszłości.

3.5. Ugięcia

W ramach badań sprawdzono również możliwość wykorzystania czujników DFOS do określania zmian przemieszczeń elementów sprężonych. Przeanalizowano zgodność wskazań czujników DFOS z pomiarami referencyjnymi, wykonywanymi w określonych lokalizacjach z wykorzystaniem punktowych czujników indukcyjnych. Przykładowe wykresy z belki kablobetonowej K1 przedstawione na Rys. 12, poza wskazaniem z 3DSensorów, uwzględniają także przemieszczenia obliczone i skalibrowane na podstawie odkształceń zmierzonych czujnikami monolitycznymi o zredukowanej sztywności (ES) zainstalowanymi w bruzdach przypowierzchniowych. W żadnym kroku obciążeniowym ani w żadnym czujniku różnice nie przekroczyły wartości $0,6 \text{ mm}$ przy mierzonych wartościach bezwzględnych na poziomie kilkunastu milimetrów. Zgodność należy zatem uznać za bardzo dobrą.



Rys. 12. Porównanie przemieszczeń belki K1 zmierzonych za pomocą różnych czujników

4. Podsumowanie

Technika pomiarowa wykorzystująca rozproszone czujniki światłowodowe (DFOS) okazuje się być cennym narzędziem do oceny stanu technicznego konstrukcji sprężonych. Badania wykazały skuteczność tej techniki w monitorowaniu zachowania sprężonych elementów betonowych pod obciążeniem oraz w wykrywaniu uszkodzeń, takich jak zarysowania lub pustki w kanałach kablowych. Pomiar DFOS zapewniają kompleksowy obraz zmian odkształceń i przemieszczeń na całej długości elementu konstrukcyjnego, przy czym wszystkie czujniki wnoszą cenne informacje do oceny stanu odkształcenia konstrukcji. Pomimo ograniczonego zakresu uszkodzeń w belkach, ich identyfikacja była możliwa dzięki analizie odczytów z czujników DFOS.

Obecnie interogatory DFOS umożliwiają pomiary o wysokiej częstotliwości, a czujniki monolityczne wykrywają przede wszystkim subtelne zmiany odkształcenia spowodowane mikrozarzysowaniami. Precyzja oszacowania szerokości rys jest nie niższa niż 0,05 mm, co jest wystarczające w ocenie stanu technicznego konstrukcji żelbetowej w praktyce inżynierskiej. Wytrzymałość na rozciąganie elementu konstrukcyjnego (betonu zbrojonego i sprężonego) można oszacować bezpośrednio, z dokładnością ograniczoną częstotliwością pomiaru w stosunku do szybkości obciążenia.

Starannie dobrane i zainstalowane czujniki mogą odgrywać kluczową rolę w systemie monitorowania konstrukcji sprężonych. Należy zauważyć, że wyniki uzyskane za pomocą pomiarów DFOS są porównywalne z wynikami uzyskanymi za pomocą uznanych metod konwencjonalnych. Jednak zdolność techniki DFOS do przechwytywania znacznie większego zakresu danych pomiarowych otwiera potencjał do opracowania technik automatycznego wykrywania uszkodzeń i systemów zdalnego powiadamiania dla zarządców infrastruktury i budynków. Trwające na całym świecie badania koncentrują się na ulepszeniu tej techniki i dostosowaniu jej do użytku w budownictwie, zwłaszcza w konstrukcjach sprężonych, przy jednoczesnym rozwijaniu metod interpretacji wyników, w tym zastosowaniu sztucznej inteligencji do algorytmów automatycznej identyfikacji uszkodzeń [24]. Czynniki te sugerują, że pomiary światłowodowe DFOS mogą stać się jedną z wiodących technik pomiarowych w budownictwie w najbliższej przyszłości.

5. Literatura

- [1] Jarominiak, A. (2019). Zagrożenia cięgien sprężających w mostach kablobetonowych. *Inżynieria i Budownictwo*, 75.
- [2] Jarominiak, A. (2019). Zagrożenia mostów kablobetonowych powodowane wadliwym iniektem. *Drogownictwo*, (9), 243-249.
- [3] Jarominiak, A. (2019). Problemy trwałości kabli mostów podwieszonych. *Inżynieria i Budownictwo*, 75.
- [4] NCHRP 14-28. Condition Assessment of Bridge Post-Tensioning and Stay Cable Systems Using NOE Methods. Final Report. 2016.
- [5] H.L. Yip, F.T.K. Au, S.T. Smith, Serviceability Performance of Prestressed Concrete Buildings Taking into Account Long-Term Behaviour and Construction Sequence, *Procedia Engineering*. 14 (2011) 1384–1391. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.174>.
- [6] Powers R.G., Sagi.ies A.A., Virmani Y.P.: Corrosion of Post-Tensioned Tendons in Florida Bridges. Florida Department of Transportation. Tallahassee, 2002.
- [7] Jarominiak, A. (2019). Nieniszczące metody kontroli stanu kabli mostów kablobetonowych i podwieszonych. *Drogownictwo*, (12).
- [8] D.M. Frangopol, D. Saydam, S. Kim, Maintenance, management, life-cycle design and performance of structures and infrastructures: a brief review, *Structure and Infrastructure Engineering*. 8 (2012) 1–25. <https://doi.org/10.1080/15732479.2011.628962>.
- [9] W. Derkowski, P. Skupien. Safety of precast prestressed concrete structures after design life period. In: *Proceedings of the 2018 fib Congress, Melbourne, Australia (2018)*, 2080–2090.
- [10] W. Derkowski, R. Walczak, Problem of condition assessment of precast, posttensioned concrete crane beams in an extended period of use. In: *Proceedings of the fib Symposium, Krakow, Poland (2019)*, 1507–1514.
- [11] Alj, I.; Quiertant, M.; Khadour, A.; Grando, Q.; Benzarti, K. Environmental Durability of an Optical Fiber Cable Intended for Distributed Strain Measurements in Concrete Structures. *Sensors* 2022, 22, 141. <https://doi.org/10.3390/s22010141>.
- [12] Buda-Ożóg, L.; Zięba, J.; Sieńkowska, K.; Nykiel, D.; Zuziak, K.; Sieńko, R.; Bednarski, Ł. Distributed fibre optic sensing: Reinforcement yielding strains and crack detection in concrete slab during column failure simulation. *Measurement* 2022, 195, 111192. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2022.111192>.
- [13] Sieńko, R.; Bendarski, Ł.; Howiacki, T. Distributed fibre optic sensing for safety monitoring of concrete, steel and composite bridges. In *Bridge Safety, Maintenance, Management, Life-Cycle, Resilience and Sustainability*, 1st ed.; Casas, J.R., Frangopol, D.M., Turmo, J., Eds.; CRC Press: London, UK, 2022. <https://doi.org/10.1201/9781003322641>.
- [14] Barrias, A.; Casas, J.R.; Villalba, S. Embedded Distributed Optical Fiber Sensors in Reinforced Concrete Structures—A Case Study. *Sensors* 2018, 18, 980. <https://doi.org/10.3390/s18040980>.
- [15] Alj, I.; Quiertant, M.; Khadour, A.; Grando, Q.; Terrade, B.; Renaud, J.-C.; Benzarti, K. Experimental and Numerical Investigation on the Strain Response of Distributed Optical Fiber Sensors Bonded to Concrete: Influence of the Adhesive Stiffness on Crack Monitoring Performance. *Sensors* 2020, 20, 5144. <https://doi.org/10.3390/s20185144>.
- [16] Ł. Bednarski, R. Sieńko, T. Howiacki, Analysis of post-tensioned girders structural behaviour using continuous temperature and strain monitoring, *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* 92 (2017) 012003. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/92/1/012003>.

- [17] Bado, M.S.; Casas, J.R.; Kaklauskas, G. Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation. *Eng. Struct.* 2021, 226, 111385. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111385>.
- [18] Bednarski, Ł.; Sieńko, R.; Howiacki, T.; Zuziak, K. The Smart Nervous System for Cracked Concrete Structures: Theory, Design, Research, and Field Proof of Monolithic DFOS-Based Sensors. *Sensors* 2022, 22, 8713. <https://doi.org/10.3390/s22228713>.
- [19] Sieńko, R.; Bednarski, Ł.; Howiacki, T. About Distributed Internal and Surface Strain Measurements Within Prestressed Concrete Truck Scale Platforms. In *Proceedings of the 3rd World Multidisciplinary Civil Engineering—Architecture—Urban Planning Symposium WMCAUS, Prague, Czech Republic, 18–22 June 2018*.
- [20] Piątek, B.; Howiacki, T.; Kulpa, M.; Siwowski, T.; Sieńko, R.; Bednarski, Ł. Zastosowanie pomiarów światłowodowych DFOS do identyfikacji uszkodzeń w konstrukcjach sprężonych. *Materiały z konferencji Dni Betonu 2023*.
- [21] Rodríguez, G.; Casas, J.R.; Villalba, S. Cracking assessment in concrete structures by distributed optical fiber. *Smart Mater. Struct.* 2015, 24, 035005. <https://doi.org/10.1088/0964-1726/24/3/035005>.
- [22] Liu, T.; Huang, H.; Yang, Y. Crack Detection of Reinforced Concrete Member Using Rayleigh-Based Distributed Optic Fiber Strain Sensing System. *Adv. Civ. Eng.* 2020, 2020, 8312487. <https://doi.org/10.1155/2020/8312487>.
- [23] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S. Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures. *Civ. Eng. Des.* 2019, 1, 97–105. <https://doi.org/10.1002/cend.201900008>.
- [24] Liu, Y.; Bao, Y. Intelligent monitoring of spatially-distributed cracks using distributed fiber optic sensors assisted by deep learning. *Measurement*. 2023, 220, 113418.

prof. dr hab. inż. Anna Siemińska-Lewandowska
prof. dr hab. inż. Elżbieta Szmigiera
prof. dr hab. inż. Piotr Woyciechowski
Politechnika Warszawska

Beton ze zbrojeniem rozproszonym jako materiał konstrukcyjny segmentów obudowy tunelu metra

Fiber reinforced concrete (FRC) as a structural material for segmental TBMs tunnel linings

Streszczenie

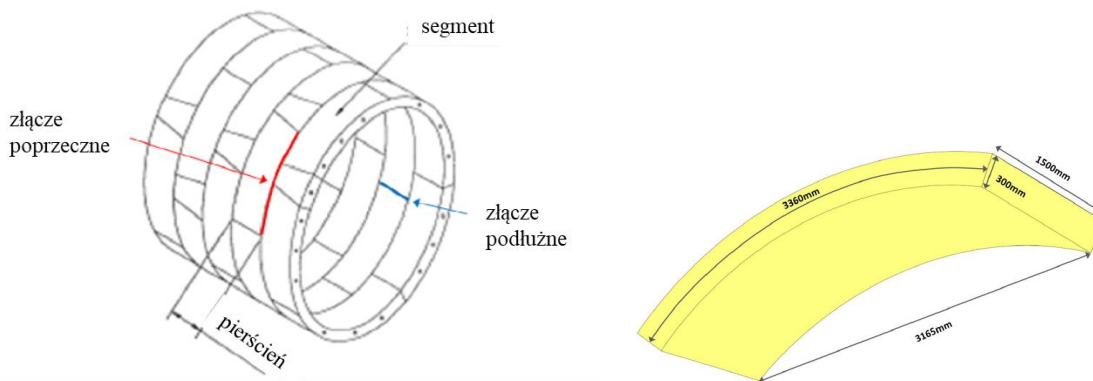
Fibrobeton ze zbrojeniem rozproszonym stalowym lub hybrydowym (stalowym i polipropylenowym) od dawna jest stosowany na świecie do produkcji prefabrykowanych segmentów obudowy tuneli, w tym tuneli metra, obejmując także rozwiązania, w których włókna w pełni zastępują zbrojenie ciągłe. Celem niniejszego artykułu jest ukazanie zalet i uwarunkowań formalnych, które uzasadniają zastosowanie takiego rozwiązania w realizacji kolejnych etapów rozbudowy sieci warszawskiego metra i podobnych inwestycji tunelowych w Polsce. Rozważania oparte są na własnych doświadczeniach autorów z badań laboratoryjnych, badań w skali technicznej i kilkudziesięcioletniej działalności eksperckiej związanej z powstawaniem obiektów metra warszawskiego.

Abstract

Steel or hybrid fiber reinforced concrete has been used in the world for a long time in the production of precast segments of tunnel linings, including metro tunnels, also in cases when fibers fully replaced continuous reinforcement. The aim of this article is to show the advantages and formal conditions that justify the use of such a solution in subsequent stages of the development of the Warsaw metro network and similar tunnels investments in Poland. The considerations are based on the authors' own experience from laboratory tests, technical scale tests and several decades of expert activity related to the construction of Warsaw metro facilities.

1. Prefabrykowane segmenty obudowy tunelu metra – charakterystyka ogólna

W przypadku tuneli drążonych tarczami zmechanizowanymi tzw. TBM, obudowę tunelu stanowią prefabrykowane segmenty tworzące w miarę postępu drążenia kolejne pierścienie obudowy stałej tunelu – rys. 1



Rys.1. Schemat segmentowej, żelbetowej obudowy tunelu szlakowego II linii metra w Warszawie [1]

Technologia drążenia tuneli wynika z typu zastosowanej tarczy. W realiach Polski, w tym na II linii metra stosuje się obecnie tarcze zmechanizowane typu EPB, czyli wyrównywanych ciśnień gruntowych. Tunel powstaje w kolejno powtarzających się fazach – urabianie gruntu głowicą skrawającą, przesuw tarczy – siłowniki hydrauliczne odpychają się od już ułożonej segmentowej obudowy tunelu, układanie kolejnego pierścienia obudowy składającej się z segmentów, za pomocą urządzenia nazywanego erektorem, iniekcja uszczelniająca pustki za obudową. W tym rodzaju tarcz stateczność przodka tj. zrównoważenie zewnętrznego parcia gruntu i ciśnienia wody gruntowej zapewnia urobiony przez głowicę skrawającą grunt, wypełniający komorę roboczą. Jest ona oddzielona od reszty tarczy i tunelu bardzo masywną ścianą ciśnieniową. W niej osadzony jest przenośnik ślimakowy z cylindryczną, szczelną obudową. Za pomocą tego przenośnika urobiony grunt jest usuwany z komory roboczej i zrzucany na kołowe lub szynowe środki transportu albo na przenośnik taśmowy, którymi ewakuowany jest z tunelu.

Rozwiązanie klasyczne konstrukcji obudowy, stosowane m.in. na I i II linii metra w Warszawie, zakłada wykonanie segmentów w konstrukcji żelbetowej. Przykładowe dane geometryczne i materiałowe dla jednego z tuneli metra warszawskiego o średnicy zewnętrznej pierścienia obudowy 6,0 m, i średnicy tarczy TBM 6,3 m, składającego się z 5 segmentów i klucza, są następujące:

- grubość segmentu $d=300$ mm;
- długość segmentu $b=1500$ mm;
- promień zewnętrzny $R_e= 3000$ mm;
- promień wewnętrzny $R_i= 2700$ mm;
- beton klasy C40/50 użytkowany w klasach ekspozycji XC (ewentualnie innych zależnie od specyfiki warunków gruntowych);
- wytrzymałość rozformowania związana ze specyfiką produkcji prefabrykatu - 12 MPa;

- właściwości mieszanki betonowej: $w/c = 0,4$; maksymalna średnica ziaren kruszywa 16 mm; konsystencja mieszanki betonowej wg metody opadu stożka S4;
- zbrojenie prętami żebrowanymi ze stali B500B o średnicach od 8 do 32 mm.

W składzie betonu przewiduje się zazwyczaj także obecność włókien polipropylenowych, w ilości wystarczającej do pełnienia funkcji antyśpalinowej, na przykład - 1,5 kg/m³.

W projekcie żelbetowej obudowy segmentowej rozpatruje się następujące fazy jej pracy:

- podczas produkcji - wyjęcie gotowego segmentu z formy, ułożenie na płaskim podłożu, składowanie tymczasowe i długoterminowe oraz transport na miejsce wbudowania;
- podczas drażenia tunelu - instalacja poszczególnych segmentów w pierścieniu obudowy, przesuw tarczy – nacisk dźwigników hydraulicznych na obudowę segmentową w kierunku podłużnym, wykonanie iniekcji uszczelniającej za obudową;
- po wykonaniu obudowy i podczas eksploatacji - obciążenie obudowy parciem gruntu i wody.

Alternatywą wobec rozwiązania klasycznego – żelbetowego, jest zastosowanie SFRC (Steel Fibre Reinforced Concrete), polegające na częściowym lub całkowitym zastąpieniu zbrojenia ciągłego segmentów – zbrojeniem rozproszonym, najczęściej w formie hybrydowej, tj. włókna stalowe konstrukcyjne i włókna z tworzywa sztucznego poprawiające bezpieczeństwo pożarowe obiektu i redukujące wczesny skurcz betonu.

2. Stosowanie SFRC w realizacjach tuneli na świecie

Beton zbrojony włóknami stalowymi (SFRC) stosowany jest do produkcji segmentowej obudowy stałej tuneli drażonych tarczą TBM od ponad 20 lat [2]. Pierwsze wykorzystanie SFRC to lata 80-te i 90-te we Włoszech i w Wielkiej Brytanii. W Londynie już w 1993r wybudowano tunel kolejowy o średnicy 5,7 m, zastępując w segmentach żelbetowych o grubości 0,22 m zbrojenie tradycyjne włóknami stalowymi, dozując 30 kg włókien stalowych na 1 m³ betonu. Podobnie we Włoszech, w Neapolu, w tunelu metra o średnicy 5,8 m i grubości obudowy 0,30 m, segmenty wykonano w technologii SFRC, stosując 40 kg włókien stalowych na 1 m³ betonu [3].

Dynamiczny rozwój tej technologii w zastosowaniu do obudowy segmentowej rozpoczął się w latach 2007 - 2010 i trwa do chwili obecnej. W raporcie Grupy Roboczej Nr 2 ITA-AITES [2] można znaleźć przykłady 73 wykonanych już tuneli, w których tradycyjne zbrojenie częściowo lub całkowicie zastąpiono włóknami stalowymi. Są to tak duże obiekty, jak tunele metra w Barcelonie, Londynie, Madrycie, Singapurze oraz na czterech liniach metra w Doha w Katarze. Inne prestiżowe realizacje to tunele kolejowe, w tym brytyjskie: Channel Tunnel Rail Link (CTRL) czy Crossrail oraz projektowany obecnie Brenner Base Tunnel (najdłuższy tunel na świecie o długości 64 km). Średnice tych tuneli wynoszą od 2,7 m (tunele wodociągowe) do 13,4 m (tunel kolejowy w Japonii).

Pośród 73 zrealizowanych tuneli, w 71% z nich zastosowano tylko zbrojenie z włókien stalowych. Dominują wśród nich tunele o średnicach 4 ÷ 8 m (51%). Tunele o średnicach poniżej 4 m stanowią 36%, natomiast tunele o średnicach powyżej 8 m – 13%. W opracowaniu [2] wskazano, że w realizacji obudów 16 tuneli całkowicie wyeliminowano zbrojenie z prętów, wykorzystując elementy jedynie ze zbrojeniem rozproszonym.

Obudowa segmentowa wykonana w technologii betonu z włóknami stalowymi, w porównaniu z tradycyjną technologią żelbetową, ma wiele zalet, z których najważniejsze to:

- Zdolność do absorpcji energii i plastycznej deformacji bez nagłego pęknięcia;
- Korzystne zachowanie przekroju po zarysowaniu, rozumiane jako zachowanie znaczącej sztywności przekroju mimo zarysowania. Jest to wynikiem zdolności włókien stalowych do mostkowania rys i prowadzi do ograniczenia zniszczenia, m.in. ze względu na uderzenie. Ograniczenie zarysowania poprawia szczelność obciążonego betonu, co zwiększa trwałość elementu;
- Zwiększenie wytrzymałości na obciążenia dynamiczne;
- Łatwiejsza i szybsza produkcja segmentów, ze względu na wyeliminowanie czasu potrzebnego do wykonania i montażu prętów zakrzywionych w planie; potrzebna powierzchnia magazynowania jest mniejsza ze względu na brak konieczności składowania gotowych szkieletów zbrojeniowych;
- Rozkład włókien stalowych jest równomierny w przestrzeni segmentu. Brak prętów eliminuje otulinę, która w tradycyjnym rozwiązaniu musi być stosunkowo gruba, aby spełnić wymagania ochrony przeciwpożarowej prętów, a jako strefa niezbrojona często ulega zarysowaniu;
- Poprawa trwałości segmentu ze względu na ograniczenie znaczenia zjawiska korozji, która w przypadku tradycyjnego zbrojenia jest problemem;
- Ograniczenie zjawiska spallingu i poprawa wytrzymałości ogniowej obudowy segmentowej tunelu;
- Rozwiązanie problemu prądów błędzących.

3. Koncepcja wykorzystania SFRC w Metrze Warszawskim

Rozwiązania techniczne, w tym materiałowe stosowane w budowie tuneli metra w Polsce, podlegają wymogom sformułowanym w *Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 16 maja 2023 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane metra i ich usytuowanie* [4] w §2 p. 30. W dokumencie tym podano określenie tunelu jako budowli „...między stacjami metra, stanowiącej szlak metra lub część szlaku metra obudowanego całkowicie lub częściowo, jeżeli suma powierzchni otworów nie przekracza 20% całkowitej powierzchni obudowy”. W Dziale III Rozporządzenia podane są Ogólne wymagania techniczne dla obiektów budowlanych metra. Paragraf 6.1 oraz przywołane w nim załączniki zawierają wymagania jakie powinny spełniać obiekty budowlane metra, w tym tunele, w zakresie, między innymi drgań, prądów błędzących, materiałów, w tym prętów zbrojeniowych, betonów cementowych, grubości otuliny zbrojenia głównego, technologii układania betonu, odlewów żeliwnych. W Paragrafie 7.1 stwierdza się, że „Konstrukcje obiektów budowlanych metra projektuje się i buduje z materiałów trwałych i w niewielkim stopniu ulegających korozji, takich jak beton lub żeliwo, z uwzględnieniem następujących wymagań: w elementach żelbetowych stosuje się zbrojenie z uwzględnieniem aktualnego poziomu wiedzy i techniki, w tym wymagania norm PN-EN 1992-2 [5,6], PN-EN 14889-1 i PN-EN 14889-2 [8]...”

Natomiast w Załączniku nr 1 do Rozporządzenia, zawarte są wymagania w zakresie zapewnienia bezpieczeństwa pożarowego obiektów budowlanych metra. Oprócz zapisanych w załączniku ogólnych wymagań, dotyczących warunków jakie powinny spełniać tunele w przypadku wystąpienia pożaru, sformułowane są również wymagania szczegółowe, w tym m.in.: „...tunele i stacje metra w stanie surowym

wykonuje się z materiałów klasy reakcji na ogień A1; klasa odporności ogniowej konstrukcji tunelu i podziemnych stacji metra, z uwagi na kryterium nośności ogniowej, jest nie niższa niż R 120.”

Z powyższych przepisów wynika, że beton ze zbrojeniem rozproszonym może być rozważany jako materiał konstrukcyjny do obudowy tuneli metra.

4. Uwarunkowania normowe projektowania i produkcji obudowy tunelu z fibrobetonu

W dotychczasowych regulacjach normowych z zakresu projektowania konstrukcji z betonu nie było zaleceń dotyczących specyfiki fibrobetonu, jako materiału konstrukcyjnego. Alternatywą w tym zakresie mógł być w pewnym stopniu Model Code [9]. Najnowsza generacja Eurokodów uwzględnia pewne rodzaje stosowanych od dawna materiałów konstrukcyjnych, takich jak beton ze zbrojeniem niemetalicznym FRP, czy właśnie fibrobeton.

Konstrukcjom wykonanym z betonu zbrojonego włóknami stalowymi poświęcony jest Załącznik L w nowej edycji EC2 [5]. Zalecenia obejmują konstrukcje wykonane z fibrobetonu, zarówno bez dodatkowego zbrojenia prętami stalowymi, jak i z dodatkowym zbrojeniem. Kluczową właściwością włóknobetonu jest jego resztkowa wytrzymałość po zarysowaniu. Ta cecha, zapewniona przez zbrojenie z włókien, stanowi podstawę projektowania konstrukcji z fibrobetonu według Stanu Granicznego Nośności i Stanu Granicznego Użytkowalności. Sklasyfikowanie wytrzymałości włóknobetonu po zarysowaniu wymaga określenia wartości charakterystycznych resztkowej wytrzymałości na zginanie f_{R1k} , istotnej w SGU oraz f_{R3k} , niezbędnej przy ocenie SGN. Reasumując, zgodnie z punktem L.5.1 w [5], klasy wytrzymałości SC (Strenght Classes), określa się na podstawie dwóch parametrów: f_{R1k} ($f_{R1k} \geq SC$) oraz klas ciągliwości (Ductility Classes), oznaczonych literami od a do e, wyrażającymi stosunek f_{R3k} / f_{R1k} , w odpowiednich granicach wartości (tab. L.2 w [5]). Zarówno klasa wytrzymałości SC, jak i stosunek f_{R3k} / f_{R1k} wymaga sprecyzowania w procesie projektowania konstrukcji.

Właściwości sprężyste i wytrzymałość na ściskanie betonu ze stalowym zbrojeniem rozproszonym nie różnią się znacząco, w stosunku do betonu bez włókien. Zależności te mogą natomiast ulec zmianie, w przypadku wysokiego udziału włókien. W Załączniku L. do [5] rekomenduje się przyjęcie wartości modułu sprężystości, współczynnika Poissona oraz współczynnika rozszerzalności cieplnej, jak dla betonu bez włókien, zaznaczając jednocześnie, że w przypadku określania tych cech fibrobetonu, można uzyskać znacznie większy zakres zmienności.

W przypadku projektowania konstrukcji wykonanych z fibrobetonu, określenie wielkości otuliny ze względu na trwałość $c_{min,dur}$ jest wymagane tylko wtedy, gdy w elemencie znajduje się także zbrojenia zwykłe. W celu uniknięcia koncentracji włókien, zaleca się, by minimalna otulina prętów zbrojenia wynosiła $c_{min} = 20$ mm. Klasy ekspozycji betonu segmentów wykonanych z fibrobetonu są ustalane tak samo jak w przypadku elementów żelbetowych.

W tablicy 1 zamieszczono przykładowe sformułowanie wymagań co do betonu konstrukcyjnego ze zbrojeniem rozproszonym, zastosowane w analizach projektowych, produkcji testowej i badaniach segmentów obudowy tunelu metra w Warszawie.

Tab. 1 Przykładowe założone właściwości fibrobetonu do segmentów obudowy

Charakterystyka materiałowa	Zależność wg EC2 i MC 2010	28 dni [MPa]	7 dni [MPa]
Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie	f_{ck}	50	31
Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie, ULS	$f_{cd} = f_{ck} \alpha_{cc} / \gamma_c$	28.3	20.6
Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie, ALS		35.4	25.8
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie osiowe (5% kwantyl)	$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.9	1.9
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	$f_{ct,sp} = f_{ctk,0.05} / 0.9$	3.2	2.75
Obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	$f_{ctd,sp} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$	1.93	1.83
Wytrzymałość resztkowa wg CMOD ₁	f_{R1k}	5.0	2.5
Wytrzymałość resztkowa wg CMOD ₃	f_{R3k}	5.5	2.5
Wytrzymałość resztkowa w SGU	$f_{Fts} = 0.45 f_{R1}$	2.25	1.12
Obliczeniowa wytrzymałość resztkowa w SGN	$f_{Ftu} = f_{R3k} / 3 \gamma_c$	1.2	0.5

Biorąc pod uwagę powyższe wymagania oraz technologię produkcji segmentów, w praktyce projektowej formułowane są zazwyczaj dodatkowe wymagania materiałowe, na przykład takie, jak poniżej:

- maksymalne ziarno kruszywa D_{max} - 16mm;
- klasa zawartości chlorków - Cl 0.10;
- rodzaj cementu – wynikający z klas ekspozycji, tradycyjnie - CEM I 42,5, ale inne rodzaje także są możliwe;
- rodzaj kruszywa – kruszywo łamane, na przykład grys granitowy, z uwagi na wysoką wymaganą wytrzymałość na ściskanie;
- rodzaj włókien – stalowe, na przykład 80/0.60 i polipropylenowe, na przykład o długości 12 mm;
- konsystencja - opad stożka S2, z uwagi na zapobieganie segregacji włókien.

Zawartość włókien stalowych w betonie SFRC segmentów wynika przede wszystkim z konieczności spełnienia założonych wartości wytrzymałości resztkowych i najczęściej są to zawartości 40-60kg/m³. Zawartość włókien polipropylenowych wynika z ich funkcji poprawy bezpieczeństwa pożarowego, związanej z ograniczeniem zjawiska spallingu i wynosi co najmniej 1,5kg/m³. Warto zauważyć, że z praktyki wiadomo, iż w przypadku rozproszonego zbrojenia hybrydowego (włókna stalowe i polipropylenowe) do skutecznego działania antyspallingowego wystarczają mniejsze dozowania włókien PP, niż w przypadku elementów żelbetowych lub niezbrojonych. Wynika to ze wspomagającej włókna PP w tym zakresie roli włókien stalowych.

Technologia produkcji prefabrykowanych segmentów jest najczęściej zorganizowana w sposób typowy dla linii przedmiotowo-potokowych. Formy przemieszczają się w określonym rytmie przez kolejne stanowiska przygotowania formy, zbrojenia i betonowania oraz zagęszczania. Z reguły, w produkcji stosowane jest dojrzewanie przyspieszone w warunkach obróbki cieplnej w tunelu potokowym lub w stacjonarnej komorze. Kluczowym wyróżnikiem tej produkcji są specjalistyczne formy o wyjątkowo wysokich wymaganiach w zakresie tolerancji wymiarowych prefabrykatu oraz stanowisko zagęszczania, z wykorzystaniem wibrowania objętościowego, umożliwiające zachowanie jednorodnego rozmieszczenia włókien w betonowej

matrycy. Ważnym elementem technologii produkcji jest odpowiednie zorganizowanie dostaw mieszanki betonowej z uwzględnieniem zachowania wymaganej konsystencji w okresie transportu, betonowania i zagęszczania. Jest to o tyle kłopotliwe, że wysoka zawartość rozproszonego zbrojenia hybrydowego pogarsza urabialność mieszanki i sprzyja szybszej utracie konsystencji. Koniecznym elementem kontroli dostaw, oprócz rutynowego pobierania próbek do kontroli cech mechanicznych, jest także kontrola jednorodności mieszanki z włóknami, w tym pomiar zawartości włókien w porcjach mieszanki pobranych na różnych etapach procesu technologicznego, który jednak dotyczy tylko włókien stalowych, z uwagi na możliwości techniczne metod kontrolnych. Zastąpienie prętów zbrojeniowych hybrydowym zbrojeniem rozproszonym okazuje się być także zasadne ekonomicznie, jak dowodzi zestawienie wyników przeprowadzonej przez autorów analizy kosztów jednego segmentu obudowy, w wariacie żelbetowym i fibrobetonowym (tab. 2), według cen na rok 2020. Łączny koszt segmentu fibrobetonowego w analizowanym przypadku jest o ok. 11% niższy niż żelbetowego.

Tab. 2 Koszty jednego segmentu obudowy w wariacie żelbetowym i fibrobetonowym

Składowe kosztów	Wariant żelbetowy	Wariant ze zbrojeniem rozproszonym
Koszt zbrojenia	3448,53 zł	2655,37 zł
Koszt mieszanki betonowej	2254,00 zł	2415,00 zł
Łączny koszt	5702,53 zł	5070,37 zł

W tym kontekście warto także zauważyć, że zamiana zbrojenia tradycyjnego na stalowe zbrojenie rozproszone powoduje zmniejszenie sumarycznego śladu węglowego materiałów do wytworzenia obudowy, które dla analizowanego w tab. 2 przypadku oszacowano również na ok. 11%.

5. Właściwości SFRC do wytwarzania segmentów – badania własne i analizy

Analiza literatury przedmiotu wskazuje, że w kontekście stosowania SFRC jako materiału konstrukcyjnego segmentów obudowy tunelu metra, pojawiają się pewne wątpliwości i problemy, które wynikają z faktu, że elementy SFRC, jakkolwiek stosowane od dziesięcioleci, nie są dostatecznie dobrze znane w środowisku inżynierskim. Do głównych zagadnień budzących pytania i wątpliwości należą:

- urabialność – weryfikacja i zachowanie w czasie, odporność na segregację mieszanki betonowej z włóknami,
- cechy mechaniczne fibrobetonu – wpływ włókien na moduł sprężystości, relacje wytrzymałości kostka/walec (różnice między betonem zwykłym i SFRC),
- odporność ogniowa fibrobetonu,
- aspekty trwałościowe - odporność włókien na korozję,
- podatność fibrobetonu na przewodzenie prądów błądzących.

Autorzy, w większości z tych zagadnień mają doświadczenia wynikające zarówno z własnych badań laboratoryjnych, jak i z badań, obserwacji i analiz w skali technicznej, wykorzystane w przedstawionych poniżej rozważaniach.

Urabialność

Autorzy artykułu uczestniczyli w badaniach nad urabialnością mieszanki z włóknami bezpośrednio na linii produkcji segmentów. Kontroli urabialności (konsystencji)

i zawartości włókien stalowych poddawano porcje mieszanki pobierane bezpośrednio z betonowozu, podczas formowania elementów, tj. po około 20 minutach od dodania wody do mieszanki betonowej w wytwórni betonu towarowego.

W tabeli 3 zestawiono wyniki normowych pomiarów opadu stożka i masowej zawartości włókien stalowych (włókna o długości 80mm i średnicy 0,6 mm) w mieszance z kolejnych dostaw (betonowozów) z kilku wybranych dni produkcji i porównano z wymaganiami.

Tabela 3 Wyniki oceny urabialności i odporności na segregację betonu z włóknami

Badana cecha	Wyniki badań	Wymaganie	Ocena wyników
Mieszanka betonowa z włóknami 80/60			
Opad stożka, mm	60; 70; 40; 40; 30; 40; 30; 40	S2 tj. 50-90 +/-20	zgodne z wymaganiami
Zawartość włókien stalowych, kg/m ³	44; 41, 44; 43	40	zgodne z wymaganiami

Można zauważyć, że zawartość włókien zbadana w pobranych próbkach jest zgodna z wymaganiem, z nieznacznym (do 10%) przekroczeniem zawartości deklarowanej. W założonym czasie transportu urabialność jest utrzymywana w dolnych granicach wartości, wymaganej z uwzględnieniem dopuszczalnej zmienności wyników badania. Jest to efekt korzystny, z uwagi na odporność mieszanki na segregację na stanowisku zagęszczania wibracyjnego. Przeprowadzone badania potwierdzają, że mieszanka betonowa z włóknami może być wytwarzana i transportowana w standardowych warunkach produkcji betonu towarowego, zachowując wymagane cechy technologiczne. Kluczowym czynnikiem w tym wypadku jest czas transportu, który powinien być relatywnie krótki, zbliżony do założonego w przeprowadzonych badaniach, tj. ok. 20-25 minut.

Cechy mechaniczne

Na podstawie wyników badań, publikowanych w literaturze światowej należałoby przyjąć, że moduł sprężystości betonu z włóknami stalowymi nie odbiega znacząco od wartości dla betonu zwykłego. Jednakże, zdaniem autorów, zawartość włókien a także zastosowanie dwóch rodzajów włókien (stalowych i polipropylenowych) w mieszance, może w jakimś stopniu zaburzyć powyższe założenie. Autorzy podjęli się sprawdzenia tych wątpliwości, wykonując pilotażowe badania w Laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej PW betonu, z różną zawartością włókien stalowych oraz z włóknami propylenowymi i hybrydowymi. Celem badań była weryfikacja cech mechanicznych fibrobetonów, w odniesieniu do betonu zwykłego. Wstępne wyniki badań potwierdziły wpływ dodatku włókien na wartość modułu sprężystości. W stosunku do betonu referencyjnego, bez dodatku włókien, największą wartość modułu otrzymano, w przypadku fibrobetonu z włóknami stalowymi i hybrydowymi (odpowiednio, wzrost wyniósł 13% i 16%). Spadek natomiast, zanotowano po dodaniu samych włókien polipropylenowych (około 3%), a także po trzykrotnym zwiększeniu zawartości włókien stalowych (około 1%). W drugim przypadku, powodem zmniejszenia modułu sprężystości było zapewne pogorszenie warunków urabialności mieszanki betonowej. Uzyskane wyniki badań pozwoliły także na ustalenie zależności wytrzymałości na ściskanie betonu, określonej na walcach i na kostkach. Na podstawie zawartych w tablicy 3.1, w [6] wartości obu wytrzymałości na ściskanie, można przyjąć, że relacja

wytrzymałości walcowej do kostkowej wynosi 0,8. Badania własne wykazały, że stosunek ten, w przypadku fibrobetonu różni się nieco, oscylując wokół wartości 0,85. Najniższą wartość (wynoszącą ok. 0,7) uzyskano, gdy trzykrotnie zwiększono zawartość włókien stalowych, w stosunku do składu z zawartością około 25 kg/m³. Należy jednak dodać, że również w przypadku betonu referencyjnego, stosunek dwóch analizowanych wytrzymałości, wyznaczony w badaniach, wyniósł 0,85.

Oczywiście, podane zależności uzyskano dla konkretnych składów mieszanki betonowej. Należy przypuszczać, że powyższe relacje mogą się różnić w innych przypadkach. Stąd wydaje się, że prowadząc analizy zachowania konstrukcji, wykonanych z fibrobetonu, wskazane byłoby, w miarę możliwości, wykonywanie własnych badań cech mechanicznych betonu ze zbrojeniem rozproszonym.

Odporność ogniowa

W rozdz. 3 podano wymagania związane z bezpieczeństwem pożarowym tuneli metra, z których wynika obowiązek stosowania materiałów klasy reakcji na ogień A1 i wykonania konstrukcji spełniającej kryterium nośności ogniowej nie niższej niż R 120. Autorzy uczestniczyli w badaniach ogniowych elementów wielkoskalowych z fibrobetonu przeznaczonego do wykonania segmentów obudowy tunelu, potwierdzających uzyskanie przez nie klasy odporności ogniowej R120. Ponadto, zgodnie z zapisem w PN-EN 206 [10], beton z włóknami, zgodnymi z tą normą, należy do klasy reakcji na ogień A1, bez potrzeby badań potwierdzających.

Trwałość i odporność na prądy błądzące

Zjawisko prądów błądzących występujące w podziemnych obiektach metra, związane jest głównie z funkcjonowaniem sieci trakcyjnej. Zagrożenie trwałości elementów konstrukcyjnych obudowy tunelu w wyniku oddziaływania prądów błądzących, polega na ryzyku wystąpienia korozji stali, tzn. prętów zbrojeniowych lub włókien stalowych. Generalnie, na podstawie dostępnej literatury [10,11], należy uznać, że zastąpienie zbrojenia ciągłego zbrojeniem rozproszonym jest korzystne, z punktu widzenia ochrony konstrukcji przed skutkami wystąpienia prądów błądzących. Składają się na to następujące uwarunkowania natury mechanicznej, fizycznej i chemicznej: przerwanie ciągłości zbrojenia w fibrobetonie, wyższa odporność fibrobetonu na korozję chlorkową, podobna wartość rezystancji żelbetu i fibrobetonu. Rezystancja skrośna segmentów z fibrobetonu jest nieco niższa, niż w przypadku elementów żelbetowych, ale jej wartość nie spada poniżej 250 Ω. Oznacza to, że konstrukcja z fibrobetonu spełni wymagania izolowania elektrycznego wnętrza konstrukcji od zewnętrznych pól elektrycznych – źródeł prądów błądzących.

Badania publikowane w literaturze (np. w [11]) dowodzą, że wystąpienie korozji wżerowej włókien jest obserwowane przy wyższych stężeniach chlorków (4% NaCl w stosunku do masy cementu), niż w przypadku zbrojenia z prętów stalowych (0,15-0,6% wg ACI 318 – 08 [13]). Można zatem wnioskować, że odporność fibrobetonu na korozję chemiczną jest lepsza niż żelbetu.

Trwałość korozyjna segmentów zależy w znacznym stopniu od stanu zarysowania. W przypadku braku rys w elemencie żelbetowym, inicjacja korozji zbrojenia związana jest z dotarciem frontu agresji chemicznej do powierzchni pręta. Natomiast w przypadku elementu fibrobetonowego, w którym stalowe elementy rozmieszczone są w sposób zrandomizowany, korozji najwcześniej ulegają włókna znajdujące się blisko powierzchni elementu. Proces ten jest ograniczony do płytkiej strefy przypowierzchniowej, o głębokości 1-5 mm, co nie wpływa na nośność przekroju i stanowi co najwyżej defekt estetyczny. Elementy żelbetowe zwykle pracują jako

zarysowane, co wpływa zarówno na sztywność przekroju, jak i podatność na korozję prętów. W przypadku segmentów fibrobetonowych struktura materiału, zapewniająca mostkowanie tworzących się rys przez włókna, pozwala na łatwiejszą kontrolę szerokości i propagacji rys.

6. Podsumowanie

Reasumując, zastosowanie stalowego zbrojenia rozproszonego SFRC do produkcji segmentowej obudowy tuneli drążonych tarczą zmechanizowaną ma wiele zalet i przynosi liczne korzyści, z których najistotniejsze to:

- ograniczenie zarysowania i w efekcie zwiększenie szczelności obudowy oraz poprawa trwałości,
- brak problemów z zachowaniem odpowiedniej otuliny zbrojenia tradycyjnego,
- zwiększenie wytrzymałości na obciążenia dynamiczne,
- poprawa bezpieczeństwa pożarowego obudowy, w tym eliminacja zjawiska spallingu,
- ograniczenie oddziaływania prądów błędzących.

Ponadto obecnie są krajowe regulacje prawne – norma PN-EN 1992-1-1:2024-05, która zawiera rekomendacje dotyczące projektowania konstrukcji żelbetowych ze zbrojeniem rozproszonym, w tym prefabrykatów, takich jak segmentowa obudowa tuneli tarczowych.

7. Literatura

- [1] Siemińska-Lewandowska A, Szmigiera E., Woyciechowski P., Opinia dotycząca zastosowania żelbetowych segmentów obudowy tuneli wykonanych z betonu zbrojonego włóknami stalowymi (SFRC) na budowie II linii metra w Warszawie, Politechnika Warszawska 2019 (raport niepublikowany)
- [2] Twenty Years of FRC Tunnel Segments Practice: Lessons Learnt and Proposed design Principles, ITA WG2 Report N° 16/2016 <https://about.ita-aite.org/publications/wg-publications/content/7/working-group-2-research>
- [3] Fib No. 83. Precast tunnel segments in fiber-reinforced concrete. State of the art report (162 p., ISBN 978-2-88394-123-6, October 2017)
- [4] Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 16 maja 2023 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane metra i ich usytuowanie
- [5] PN-EN 1992-1-1:2024-05 Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures
- [6] PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [7] PN-EN 1992-1-2, Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- [8] PN-EN 14889-1:2007, PN-EN 14889-2:2007 Włókna do betonu – cz. 1 i cz. 2
- [9] Model Code 2010
- [10] PN-EN 206:2014 Beton -- Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [11] Tang, Kangkang, Stray current induced corrosion of steel fiber reinforced concrete. Cement and Concrete Research. 100(10), 2017, 445-456
- [12] Sokółski W., Ochrona katodowa stali w betonie w świetle norm międzynarodowych, Przegląd Budowlany 6/2012
- [13] ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete

XIII
KONFERENCJA

DNI BETONU 2025

13-15 października 2025



DNI
BETONU
2025
TRADYCJA I NOWOCZESNOŚĆ

www.dnibetonu.com



PARTNERZY PROGRAMOWI



SPONSORZY / FIRMY



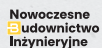
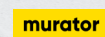
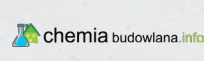
PATRONAT MEDIALNY



www.bta-czasopismo.pl



WSPÓŁPRACA MEDIALNA



ORGANIZATOR



Stowarzyszenie Producentów Cementu

30-003 Kraków • ul. Lubelska 29 • tel.: +48-12-423-33-55

biuro@polskicement.pl • dnibetonu@polskicement.pl

www.polskicement.pl

Bądź z nami w kontakcie:

www.facebook.com/PolskiCement

www.facebook.com/ArchitekturaBetonowa

x.com/polskicement

www.instagram.com/architektura_betonowa



ISBN: 978-83-61331-51-3