



**MIROSLAW BISKUP**

mbiskup@ibdim.edu.pl



**JULIUSZ CIEŚLA**

jciesla@ibdim.edu.pl



**ANDRZEJ GAŁAT**

agalat@ibdim.edu.pl



**MARIAN SKAWIŃSKI**

mskawinski@ibdim.edu.pl



**ŁUKASZ TOPCZEWSKI**

ltopczewski@ibdim.edu.pl

Institut Badawczy Dróg  
i Mostów w Warszawie

## Kalobetonowy most łukowy po 54 latach eksploatacji

Most zlokalizowany jest w ciągu jednotorowej linii kolejowej nr 34 Ostrołęka – Siedlce i stanowi przeprawę przez rzekę Orz w pobliżu miejscowości Tomasze. Oddano go do użytkowania w 1959 roku. Jest jednym z najstarszych mostów kalobetonowych w Polsce i pierwszym tego typu obiektem kolejowym. Projektantami mostu byli Andrzej Brenneisen i Waldemar Pietura, ówczesni pracownicy II Katedry Budowy Mostów Politechniki Warszawskiej kierowanej przez profesora Zbigniewa Wasiutyńskiego, który był inicjatorem budowy obiektu [1]. Most został wykonany z zastosowaniem sprzężenia dwukierunkowego. Idea sprzężenia wielokierunkowego i wynikające stąd korzyści były propagowane przez Profesora.

Ogólny widok mostu przedstawiono na fot. 1.

### Charakterystyka konstrukcji i technologii sprzężenia

#### Opis konstrukcji

Ustrój niosący przęsła o rozpiętości teoretycznej 44,22 m, stanowią dwa wiotkie łuki usztywnione sprężonymi ściągami, zespolonymi ze sprężoną poprzecznie płytą pomostową. Dodatkowo, łuki stężono w zworniku poziomą płytą o grubości 0,20 m. Płyta pomostu o grubości 0,30 m razem ze ściągami podwieszona jest do łuków za pomocą wieszaków wykonanych ze stalowych płaskowników. Ściągami o przekroju ceowym sprężono podłużnie, każdy za pomocą 28 cięgien z lin o średnicy  $\varnothing 35,5$  mm i nośności charakterystycznej 1050 kN, złożonych z 37 drutów o średnicy 5 mm. Cięgna te usytuowano w specjalnie uformowanych prostokątnych kanałach, po dwa na górnej i dolnej powierzchni ściągow. W każdym



Fot. 1. Widok mostu

kanałach umieszczono siedem cięgien. Płyce pomostowej nadano obustronne spadki poprzeczne, o nachyleniu umożliwiającym zastosowanie prostoliniowych kabli sprzężenia poprzecznego. Do sprzężenia poprzecznego zastosowano kable typu Freyssineta z drutów równoległych 12  $\varnothing 5$  mm o nośności charakterystycznej 393 kN. Konstrukcję płyty podzielono na pasma o szerokości 4,30 m. Każde z pasm sprężono 35 kablami. Prawdopodobnie ze względu na dwukierunkowe sprzężenie przęsła, na górnej powierzchni płyty pomostowej nie zastosowano izolacji wodoodpornej.

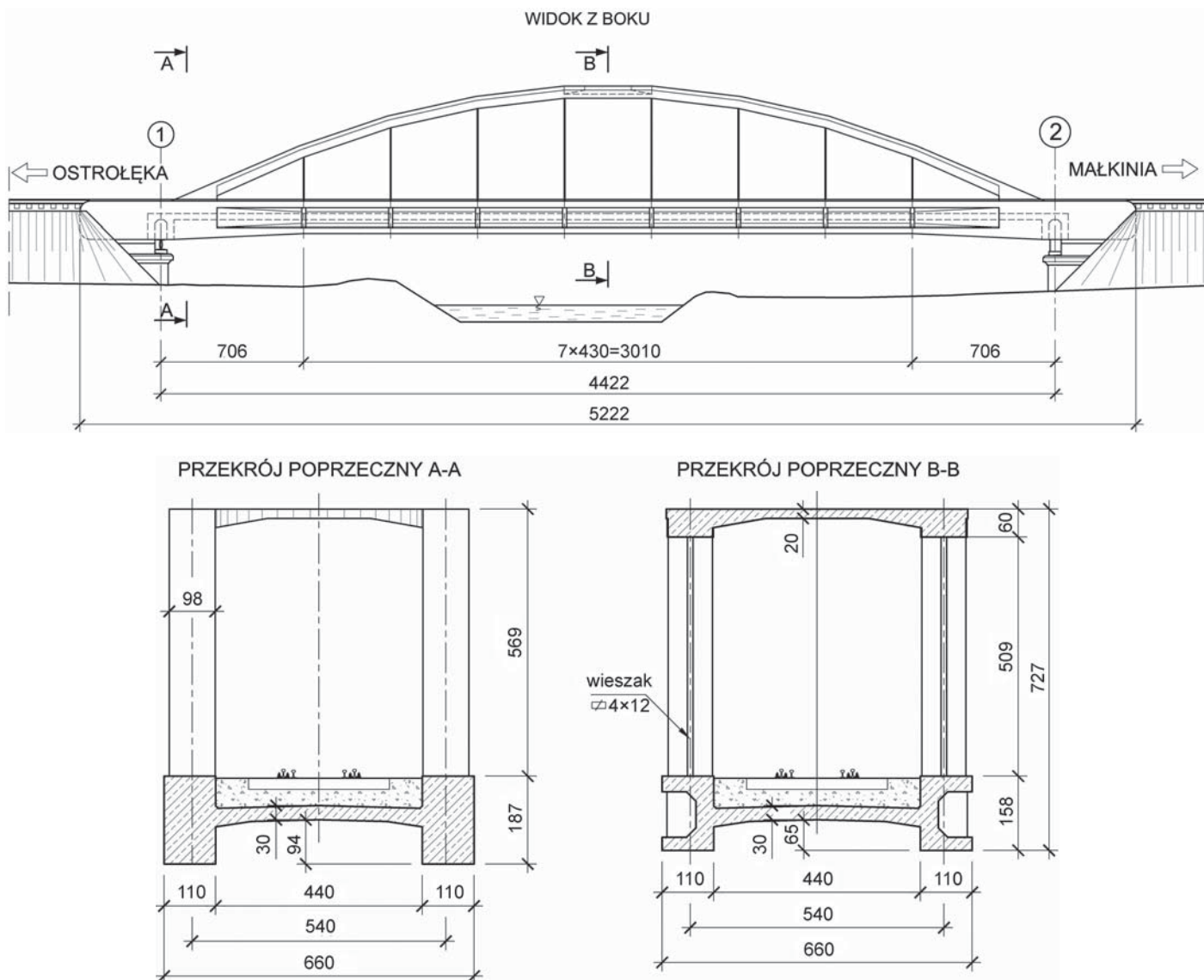
Według informacji uzyskanych z dostępnej literatury, most był projektowany do przenoszenia obciążenia według tzw. „normy ciężkiej” z torem na podsypce, a we wszystkich elementach konstrukcji przęsła przewidziano zastosowanie betonu ówczesnej marki  $R_w = 400$  kg/cm<sup>2</sup>.

Elewację i przekroje konstrukcji mostu przedstawiono na rys. 1.

#### Technologia sprzężenia

Na specjalną uwagę zasługuje przyjęty system sprzężenia podłużnego przęsła. Kable linowe  $\varnothing 35,5$  mm zostały nawinięte na belkach ściągu i położonych na ich końcach blokach oporowych, a ich końce zabetonowano. Dzięki umieszczeniu kabli w otwartych kanałach (fot. 2) uproszczone było nawijanie lin, a w czasie naciągu możliwe było obserwowanie równomierności naciągu kabli oraz ewentualne zmniejszanie oporów tarcia.

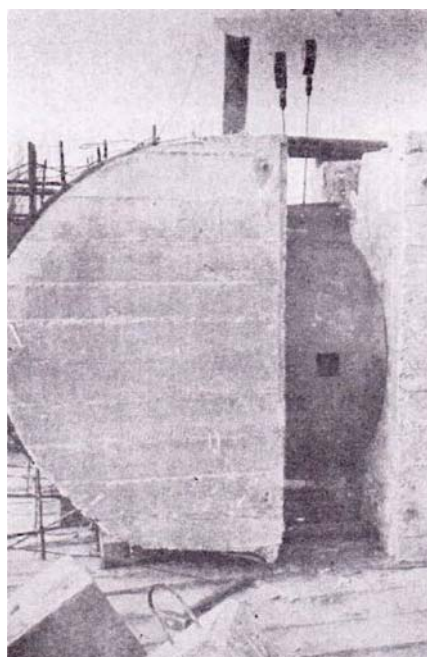
Naciąg kabli odbywał się jednostronnie za pomocą płaskich pras hydraulicznych, umieszczonych jedna na drugiej w poprzecznych wnękach pomiędzy ściągami a blokami opo-



Rys. 1. Elewacja i przekroje konstrukcji mostu



Fot. 2. Kanały na kable sprężające w ściągę [1]

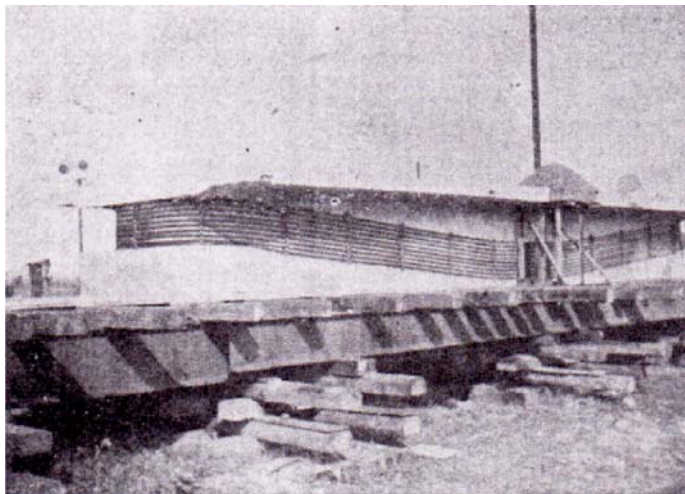


Fot. 3. Blok oporowy na końcu ściągę [1]



rowymi (fot. 3). Ustawienie pras hydraulicznych jedna na drugiej było podyktowane uzyskaniem odpowiednich wydłużeń kabli. W celu zapewnienia równomiernego naciągu wzdłuż konstrukcji połowę kabli naciągano z jednej strony, a połowę z drugiej. Po naciągnięciu kabli położenie bloków było stabilizowane mechanicznie, a następnie przestrzeń pomiędzy blokami a ściągami wypełniano betonem. W kolejnym etapie podłużne wnęki z kablami linowymi wypełniano torkretem.

Przyjęty sposób sprężania oparto na znanym systemie Baur – Leonhardta, którego zaletą była możliwość stosowania kabli dużych nośności, skupionych na stosunkowo niedużej przestrzeni i ułatwiająca odpowiedni rozdział siły sprężającej w przekroju.



Fot. 4. Próbné przęsło przygotowane do sprężania [1]

Autorzy projektu mostu prowadzili również prace projektowe i doświadczalne mające na celu skonstruowanie prefabrykowanego, sprężonego przęsła obiektu kolejowego (fot. 4).



Fot. 5. Próbné przęsło po badaniach niszczących, odnalezione w sąsiedztwie mostu łukowego

Przęsło było przeznaczone do ułożenia jednego toru normalnej szerokości, a jego ciężar i wymiary były przystosowane do przewożenia na wagonach kolejowych oraz montażu

przy użyciu dźwigu. Zaplecze budowy mostu łukowego było wykorzystane jako poligon doświadczalny, gdzie wykonywano badania przesł próbnych w skali naturalnej. Elementy te znajdują się tam do dziś (fot. 5).

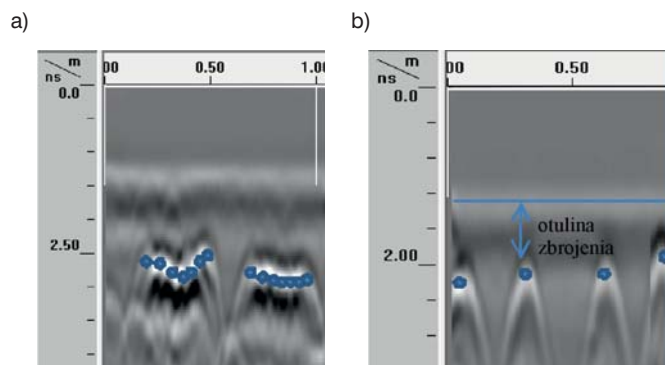
## Badania mostu

### Inwentaryzacja i przegląd konstrukcji

Ze względu na brak dokumentacji technicznej, wykonano szczegółową inwentaryzację konstrukcji w zakresie umożliwiającym opracowanie modelu do analiz obliczeniowych oraz zweryfikowania informacji posiadanych na podstawie dokumentów archiwalnych.

Dokonano również sprawdzenia lokalizacji i liczby kabli sprężających oraz zbrojenia łuków. Zastosowano do tego celu georadar wyposażony w anteny 900 i 1600 MHz. Metodę badań przy użyciu georadaru szerzej omówiono w pracy [2].

Przykładowe wyniki skanowania przedstawiono na fot. 6.



Fot. 6. Przykładowe wyniki skanowania georadarem: a) dwie grupy cięgien sprężających na górnej powierzchni belki ściągu, b) pręty zbrojenia na dolnej powierzchni łuku [1]

Wyniki badań georadarem potwierdziły informacje uzyskane z dostępnych materiałów archiwalnych.

Na podstawie szczegółowego przeglądu obiektu stwierdzono, że podpory mostu nie wykazują istotnych uszkodzeń, które mogłyby bezpośrednio wpłynąć na bezpieczeństwo użytkowania mostu. Elementy konstrukcji ustroju niosącego noszą ślady typowych niedoskonałości wykonawczych z tego okresu w postaci braku lub zbyt małej grubości otuliny prętów zbrojeniowych (fot. 7a). W kilku miejscach widoczne są efekty nieszczelności pomostu (brak hydroizolacji), w postaci lokalnych zacieków i wapiennych wykwitów. Na dolnej powierzchni ściągu zaobserwowano zniszczenie otuliny betonowej i korozję siatek zbrojeniowych zastosowanych w betonie wypełniającym podłużne kanały mieszczące kable sprężające. W skrajnych przypadkach uszkodzenia są na tyle duże, że wystąpiła korozja odsłoniętych kabli sprężających (fot 7b). W jednej z lin sprężających stwierdzono ubytek trzech drutów. Odkrytki kabli sprężających wykonane tuż obok miejsc odsłoniętych wykazały, że poza obszarem odsłoniętym stal sprężająca jest w bardzo dobrym stanie. Uszkodzenia betonu obu łuków ograniczają się do miejscowych złuszczeń na ich powierzchni.

a)



b)



Fot. 7. Typowe uszkodzenia konstrukcji: a) odsłonięte pręty zbrojeniowe ściągu, b) korozja odsłoniętych kabli sprężających

Biorąc pod uwagę wiek obiektu oraz brak śladów jakichkolwiek zabiegów konserwacyjnych, stan mostu można ocenić jako dość dobry. Ustrój niosący nie wykazuje uszkodzeń czy deformacji, świadczących o niedostatecznej nośności, głównymi przyczynami występujących usterek są braki otuliny betonowej zbrojenia oraz destrukcyjne działanie wody, która poprzez nieszczelności w pomoście dociera do newralgicznych elementów konstrukcji.

## Badania betonu

### Badania wytrzymałości betonu na ściskanie

Z elementów konstrukcji mostu pobrano odwierty rdzeniowe  $\varnothing 100$  mm, z których wykonano próbki o długości 100 mm, przeznaczone do badania wytrzymałości na ściskanie. Wyniki badania próbek sprowadzono do wytrzymałości próbki sześcienniej o boku 150 mm. Wytrzymałość gwarantowaną betonu obliczono metodą według normy PN-S-10040:1999 [3]. Określono również ciężar objętościowy betonu w próbkach.

W sąsiedztwie odwiertów wykonano badania sklerometryczne betonu, które w połączeniu z wytrzymałością betonu

zbadaną na próbkach, pozwoliły na opracowanie krzywej skalowania młotka Schmidta (R-L). Na jej podstawie określono metodą sklerometryczną wytrzymałość betonu na ściskanie w wybranych elementach konstrukcji.

Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie zestawiono w tab. 1.

Na podstawie przeprowadzonych badań wytrzymałości betonu na ściskanie stwierdzono, że w moście występuje beton następujących klas:

- w podporach C30/37 (~B40),
- w ustroju niosącym C40/50 (B50).

### Badanie chemiczne i głębokość karbonatyzacji betonu

Badania chemiczne polegały na pomiarze obecności oraz stężenia chlorków, siarczanów i azotanów a także głębokości karbonatyzacji betonu.

Materiał do badań stężenia chlorków, siarczanów i azotanów, w postaci mączki betonowej, pobrano z otworów  $\varnothing 18$  mm na trzech głębokościach: 5–25 mm, 25–55 mm i 55–75 mm. Badaniami objęto główne elementy mostu: przyczółki, ściami, płytę pomostową i łuki.

Badania głębokości karbonatyzacji wykonano określając przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu. Odczyn pH równy 11, uznawany jest za wartość graniczną, poniżej której zmniejsza się naturalna zdolność betonu do pasywacji zbrojenia. Odczyn pH wynoszący 9 wskazuje na potencjalne zagrożenie korozyjne zbrojenia. Badania wykonano w otworach  $\varnothing 18$  mm, z których pobierano mączkę betonową do badań chemicznych.

Wyniki badań chemicznych i głębokości karbonatyzacji betonu zestawiono w tab. 2.

Tabela 1. Wyniki badania wytrzymałości betonu na ściskanie

Lp.	Element konstrukcji	Badanie próbek $\varnothing 100/100$ mm		Badania sklerometryczne	
		Wytrzymałość gwarantowana $R_{b,n}^c$ [MPa]	Ciężar objętościowy $g_o$ [ $g/cm^3$ ]	Wytrzymałość gwarantowana $R_{b(L)}^c$ [MPa]	Ocena betonu pod względem jednorodności
1	Przyczółek 1	–	–	51,10	dobra
2	Przyczółek 2	44,45	2,32	48,26	bardzo dobra
3	Płyta pomostu	53,36	2,57	52,45	dobra
4	Łuk prawy	–	–	53,67	dobra



Tabela 2. Wyniki badań chemicznych i głębokości karbonatyzacji betonu

Lp.	Element konstrukcji	Zawartość związków chemicznych				Karbonatyzacja	
		chlorków		siarczanów	azotanów	Odczyn pH	
		Stężenie wagowe w % w stosunku do masy				9	13
		betonu	cementu	betonu	betonu	Głębokość [mm]	
1	Przyczółek 1	0,010–0,020	0,050–0,100	0,5–0,8 0,9–1,4	0,00	0–1 0–7	3–75
2	Przyczółek 2	0,010–0,020	0,050–0,100	0,5–0,8	0,00	0–2 0–3	3–75
3	Ściąg prawy	0,014–0,030	0,058–0,125	0,3–0,4 0,5–0,8	0,00	0–1	0–75 3–75
4	Ściąg lewy	0,016–0,020	0,042–0,083	0,3–0,4 0,5–0,8	0,00	0–1 0–2	3–75
5	Płyta	0,010–0,020	0,042–0,083	0,5–0,8	0,00	–	0–75
6	Łuk prawy	0,010–0,020	0,042–0,083	0,5–0,8	0,00	0–1 0–2	3–75
7	Łuk lewy	0,014–0,020	0,058–0,083	0,3–0,4 0,5–0,8	0,00	0–1 0–3	3–75

– zawartość cementu w 1 m<sup>3</sup> betonu przyczółków (B40) – 20%,  
– zawartość cementu w 1 m<sup>3</sup> betonu ustroju niosącego (B50) – 24%,

Zbadana zawartość chlorków w stosunku do masy cementu wyniosła:

- w podporach – od 0,050 do 0,100%,
- w ściągach i w płycie (konstrukcja kablobetonowa) – od 0,042 do 0,125%,
- w łukach (konstrukcja żelbetowa) – od 0,042 do 0,083%.

Do oceny właściwości ochronnych betonowej otuliny zbrojenia na podstawie pomiaru zawartości chlorków jako kryterium, zgodnie z [4], przyjęto w stosunku do betonu sprężonego 0,2%, a do betonu zbrojonego 0,4% zawartości chlorków w stosunku do masy cementu, powyżej której istnieją warunki do chlorkowej korozji stali zbrojeniowej. We wszystkich elementach konstrukcji wyniki pomiarów są znacznie mniejsze od granicznej dopuszczalnej zawartości chlorków.

Korozja chlorkowa nie stanowi zagrożenia dla zbrojenia konstrukcji.

Zbadana zawartość siarczanów wyniosła:

- w podporach – od 0,5 do 1,4%,
- w ustroju niosącym – do 0,3 do 0,8%.

Graniczna dopuszczalna zawartość siarczanów wynosi 0,5%.

Można uznać, że zbrojenie konstrukcji w przyczółku jest zagrożone korozją siarczanową.

Badania nie wykazały obecności azotanów.

Zbadana głębokość karbonatyzacji betonu, na której występuje pH = 9, wyniosła:

- w podporach – od 1 do 7 mm,
- w ustroju niosącym – od 0 do 3 mm.

Wyniki wskazują, że warstwa zubożonego betonu jest nieznaczna i w żadnym przypadku nie przekracza grubości otuliny zbrojenia. A więc nie występuje zagrożenie korozyjne zbrojenia.

## Wnioski z badań betonu

Na podstawie przeprowadzonych badań sformułowano następujące uwagi ogólne:

- badania próbek betonowych i wyniki badań sklerometrycznych wykazały, że:
  - beton w przyczółkach jest klasy C30/37 (~B40),
  - beton w ustroju niosącym jest klasy C40/50 (B50),
- wyniki badań chemicznych, badania karbonatyzacji betonu i badania potencjometryczne wskazują, że:
  - we wszystkich badanych elementach konstrukcji mostu, beton stanowi dostateczne zabezpieczenie antykorozyjne zbrojenia konstrukcji i kabli sprężających, zarówno z uwagi na zawartość chlorków, głębokość

karbonatyzacji betonu, jak i rozkład potencjału stacjonarnego, – jedynym zagrożeniem konstrukcji może być korozja siarczanowa.

## Potencjometryczne badanie stanu korozji zbrojenia

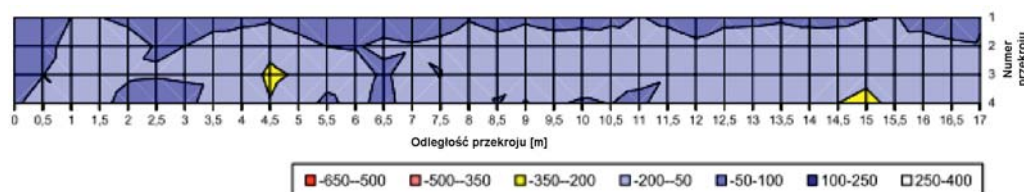
Pomiary rozkładu potencjału stacjonarnego przeprowadzono testerem korozji zbrojenia zaprojektowanym zgodnie z opracowaniem [5].

Dokonano oceny zagrożenia korozyjnego stali w belkach ściągów mostu, które stanowiły najbardziej newralgiczne elementy pod tym względem. Przykładowy rozkład potencjału stacjonarnego fragmentu ściagu przedstawiono na rys. 2.

Do oceny otrzymanych wyników stosowano następujące kryteria:

- brak korozji EST > –200 mV
- podejrzenie korozji –200 mV ≥ EST ≥ –350 mV
- pewność korozji EST ≤ –350 mV

W wyniku badania stwierdzono, że korozja zbrojenia i stali sprężającej występuje lokalnie, głównie w miejscach, gdzie jej oznaki są widoczne na powierzchni betonu.



Rys. 2. Przykładowy rozkład potencjału stacjonarnego na fragmencie ściagu

## Obliczeniowa analiza konstrukcji mostu

### Przebieg obliczeń

Celem analizy obliczeniowej było określenie przydatności obiektu do czasowej eksploatacji, z uwzględnieniem obecnego stanu technicznego.

Na podstawie ustaleń z użytkownikiem obiektu, obliczenia wykonano zgodnie z normami PN-85/S-10030 [6] i PN-91/S-10042 [7]. Zakres analizy obejmował obliczenia statyczne oraz obliczenia wytrzymałościowe konstrukcji nośnej.

Do obliczenia momentów zginających i sił w elementach głównych mostu zastosowano schemat rusztu przestrzennego. Elementy główne podłużne stanowiły łuki i ściągi wraz ze współpracującą częścią płyty, natomiast elementy poprzeczne stanowiła płyta pomostowa i poprzecznice.

Rozpatrzono następujące obciążenia:

- ciężar własny konstrukcji,
- obciążenia stałe – nawierzchnia kolejowa,
- obciążenie zmienne wg normy [6] dla klasy  $k = 0$  i  $k = +2$ ,
- przewidywane obciążenie charakterystyczne taborem kolejowym.

Przewidywane obciążenie eksploatacyjne przyjęto w najbardziej niekorzystnej konfiguracji na podstawie informacji otrzymanych od użytkownika obiektu.

Wartości parametrów sprężania przyjęto na podstawie materiałów archiwalnych oraz wyników inwentaryzacji i przeglądu mostu:

- siła montażowa  $P_{v1} = 0,714$  MN, odpowiadająca  $1/28$  20,000 MN,
- straty reologiczne oceniono na 20%, co odpowiada wartości 0,143 MN,
- trwała siła sprężająca w pojedynczym ciągnię wynosi  $P_v^1 = 0,571$  MN,
- przy założeniu możliwego ubytku przekroju na skutek korozji, wynoszącego 10%, obecną siłę sprężającą w pojedynczym ciągnię oceniono na  $P_{akt}^1 = 0,514$  MN, a sumaryczną siłę sprężającą ściągi na  $P_{akt} = 14,400$  MN.

Obliczenia siły sprężającej w paśmie płyty jezdni o szerokości 4,30 m przeprowadzono, przyjmując następujące założenia:

- nośność charakterystyczna pojedynczego kabla 12  $\varnothing 5$  mm wynosi  $P_{vk} = 0,393$  MN,
- siła montażowa  $P_{v1} = 0,275$  MN,
- straty doraźne 0,008 MN,
- straty reologiczne również oceniono na 20%, co odpowiada wartości 0,053 MN,
- trwała siła sprężająca w pojedynczym ciągnię wynosi  $P_v^1 = 0,214$  MN,
- przy założeniu możliwego ubytku przekroju na skutek korozji, wynoszącego 5%, obecną siłę sprężającą w pojedyn-

czym ciągnię oceniono na  $P_{akt}^1 = 0,203$  MN, a sumaryczną siłę sprężającą od 35 kabli w paśmie na  $P_{akt} = 7,126$  MN.

### Wyniki obliczeń i wnioski

Określone przy tak przyjętych założeniach siły sprężające wprowadzono w konstrukcję przęsla mostu, superponując je z siłami od obciążenia ciężarem własnym, wyposażenia i odpowiednimi obciążeniami taborem kolejowym. Przy określaniu obliczeniowych wartości sił wewnętrznych w elementach przyjmowano odpowiednie wartości obciążeniowych współczynników bezpieczeństwa zgodnie z normą [6], a charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości materiałów na podstawie normy [7]. Następnie obliczono globalne współczynniki bezpieczeństwa ściągi i pasma płytowego, porównując nośności przekrojów z siłami wewnętrznymi zgodnie z [7]. Wartości tych współczynników podano w tabelach 3 i 4.

Naprężenia obliczeniowe w łukach i wieszakach porównano z wytrzymałościami obliczeniowymi materiałów (tab. 5).

Analiza obliczeniowa konstrukcji mostu wykazała, że:

- Konstrukcja mostu spełnia praktycznie wymagania przy klasie obciążenia  $k = +2$  wg normy [6]. Co prawda w strefie dolnych włókien płyty pomostowej, występuje niewielkie rozciąganie o wartości 0,6 MPa, lecz jego wielkość wynika między innymi z przyjętego ubytku siły sprężającej na

Tabela 3. Współczynniki bezpieczeństwa w odniesieniu do ściągi

Współczynniki bezpieczeństwa ze względu na	Wartości współczynników przy obciążeniach			Wymagane przez normę wartości współczynników
	normowych $k=0$	normowych $k=+2$	eksploatacyjnych	
zarysowanie	2,03	1,67	2,72	1,3
wyczerpanie nośności strefy rozciąganej	5,38	4,84	6,22	2,0
wyczerpanie nośności strefy ściskanej	7,44	6,69	8,60	2,4

Tabela 4. Współczynniki bezpieczeństwa pasma płytowego

Współczynniki bezpieczeństwa ze względu na	Wartości współczynników przy obciążeniach			Wymagane przez normę wartości współczynników
	normowych $k=0$	normowych $k=+2$	eksploatacyjnych	
zarysowanie	1,73	1,43	2,43	1,3
wyczerpanie nośności strefy rozciąganej	3,27	2,91	3,95	2,0
wyczerpanie nośności strefy ściskanej	3,99	3,55	4,82	2,4

Tabela 5. Maksymalne naprężenia w łukach i wieszakach

Maksymalne naprężenia	Wartości przy obciążeniach [MPa]			Wytrzymałości obliczeniowe [MPa]
	normowych $k=0$	normowych $k=+2$	eksploatacyjnych	
w łukach	12,1	13,0	10,0	18,5
w wieszakach	139,6	151,2	112,8	190,0

skutek korozji kabli poprzecznych. Założenie to przyjęto nieco asekuracyjnie, chociaż nie stwierdzono objawów takiego zjawiska. Zakładając brak korozji kabli sprężających w płycie pomostowej, rozciąganie w dolnych włóknach nie występuje,

- b) Obciążenie eksploatacyjne taborem kolejowym z lokomotywą ST44 i wagonami o naciskach na osie wynoszącymi 200 kN, wywołuje oddziaływania, które obiekt jest w stanie w bezpieczny sposób przenieść.

## Podsumowanie

W wyniku wykonanych badań i obserwacji stwierdzono, że ustrój niosący mostu nie wykazuje objawów świadczących o utracie nośności, a występujące usterki są spowodowane brakiem dostatecznej otuliny betonowej zbrojenia oraz destrukcyjnym działaniem wody penetrującej płytę pomostową. Korozja kabli sprężających występuje jedynie lokalnie w ściągach, w miejscach uszkodzenia betonu wypełniającego kanały kablów. W skrajnym przypadku stwierdzono ubytek trzech drutów jednej z lin.

W moście zastosowano beton wysokiej wytrzymałości na ściskanie, co wpłynęło na zachowanie ogólnie dobrej kondycji konstrukcji. Dobra jakość betonu i dwukierunkowe sprężenie

prześla nie zapewniły jednak odpowiedniej szczelności pomostu. Wyniki badań chemicznych, badania karbonatyzacji betonu oraz badania potencjometryczne wykazały, że beton stanowi dostateczne zabezpieczenie antykorozyjne dla stali zbrojeniowej i kabli sprężających.

Analiza obliczeniowa obiektu wykazała, że most w obecnym stanie technicznym nadal może bezpiecznie przenosić obciążenia eksploatacyjne. W celu zachowania jego trwałości wymagane jest wykonanie napraw betonu i uszczelnienie pomostu.

## Bibliografia

- [1] Brenneisen A., Pietura W., *Mosty kolejowe z betonu sprężonego w Polsce*. „Drogownictwo” nr 4/1960: 85-92.
- [2] Topczewski Ł., *Guidelines for the application of ground penetrating radar (GPR) to inspection of concrete bridges – reflection mode*. Roads and Bridges – „Drogi i Mosty” nr 4, 2012: 329-343.
- [3] PN-S-10040:1999 Obiekty mostowe – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Wymagania i badania.
- [4] Wesołowski P., *Wytyczne badań właściwości ochronnych betonu względem zbrojenia w mostach*. Seria I, zeszyt 39, IBDiM, 1992.
- [5] Wawrusiewicz A., *Wstępne wytyczne potencjometrycznego wykrywania stref korodującego zbrojenia w mostach betonowych*. Seria I, zeszyt 36, IBDiM, 1992.
- [6] PN-85/s-10030 Obiekty mostowe – Obciążenia.
- [7] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Projektowanie.

## Serwis GDDKiA • Aktualności

### Międzynarodowa współpraca na rzecz Via Carpatia

Nowe połączenie północy z południem Europy, integrujące systemy transportowej Litwy, Polski, Słowacji, Węgier, Rumunii, Bułgarii i Grecji, utworzenie pewnego i bezpiecznego korytarza transportowego na wschodnich rubieżach Unii Europejskiej oraz rozwój wymiany gospodarczej między krajami Regionu Bałtyckiego i Regionu Karpackiego to główne cele międzynarodowego szlaku drogowego Via Carpatia.

W międzynarodowej konferencji w sprawie dalszej współpracy w rozwoju korytarza oraz aktualizacji jego przebiegu, zorganizowanej 3 marca 2016 r. w Warszawie z inicjatywy ministra infrastruktury i budownictwa Andrzeja Adamczyka, wzięli udział ministrowie transportu oraz przedstawiciele państw, przez które przebiega szlak Via Carpatia – Węgier, Ukrainy, Słowacji, Czech, Rumunii, Bułgarii, Litwy i Turcji.

W konferencji uczestniczyli także Marszałek Sejmu RP Marek Kuchciński, wiceminister rozwoju Jerzy Kwieciński, wiceministrowie infrastruktury i budownictwa Jerzy Szmít i Piotr Stomma, europosłowie Tomasz Poręba, Edward Czesak, Kosma Złotowski, przedstawiciele zarządców infrastruktury drogowej i kolejowej, pracodawców branży budownictwa drogowego i przewoźników.

Via Carpatia jest szlakiem rozwoju państw Europy środkowo-wschodniej. Nasze wspólne zaangażowanie pozwala na budowanie szkieletu komunikacyjnego, dzięki któremu państwa uczestniczące w projekcie będą mogły się rozwijać. Ta inicjatywa wpisuje się w proces postępującej spójności gospodarczej i terytorialnej Unii Europejskiej – powiedział minister infrastruktury i budownictwa Andrzej Adamczyk otwierając konferencję.

Korytarz transportowy Via Carpatia to szansa na pomyślny rozwój z poszanowaniem interesów poszczególnych państw uczestniczących w projekcie. Jestem przekonany, że szlak Via Carpatia będzie stanowił dźwignię rozwoju gospodarczego regionu i Unii Europejskiej – dodał minister Andrzej Adamczyk.

Polska wraz z innymi krajami Europy Środkowo-Wschodniej zaangażowana



Fot. 1. Prezentacja Deklaracji Współpracy





Rys. 1. Schemat trasy Via Carpatia

jest w rozwijanie międzynarodowego szlaku drogowego Via Carpatia, który w ramach negocjacji wytycznych UE dla sieci TEN-T z Komisją Europejską w 2013 r. został uwzględniony jako element tej sieci.

Minister Adamczyk podkreślił, że w tym roku obchodzimy 10 rocznicę Deklaracji Łańcuckiej, zainicjowanej przez Prezydenta Lecha Kaczyńskiego, która zapoczątkowała starania na rzecz powstania tego niezwykle ważnego dla państw Europy środkowo-wschodniej połączenia.

W 2006 roku z inicjatywy Polski odbyła się międzynarodowa konferencja w Łańcucie, z udziałem ministrów ds. transportu Litwy, Polski, Słowacji i Węgier, na której formalnie utworzono międzynarodowy szlak drogowy łączący te kraje.

W 2010 roku odbyła się kolejna konferencja, podczas której podpisano kolejną Deklarację ws. powstania Via Carpatia. Jej sygnatariuszami były: Litwa, Polska, Słowacja, Węgry, Rumunia, Bułgaria i Grecja. W konferencji uczestniczyła również Republika Czeska jako obserwator. Głównym celem tej inicjatywy było uzyskanie poparcia w UE dla włączenia szlaku Via Carpatia do sieci bazowej TEN-T.

Podczas dzisiejszej konferencji przedstawiciele państw uczestniczących w projekcie podpisali Deklarację w sprawie dalszej współpracy w rozwoju korytarza oraz aktualizacji jego przebiegu.

Jej celem jest potwierdzenie wysokiej rangi korytarza, w związku z koniecznością zapewnienia środków europejskich w obecnej perspektywie oraz wpisaniem korytarza do sieci bazowej TEN-T na całym przebiegu,

przy kolejnej aktualizacji sieci. Deklaracja jest także potwierdzeniem priorytetu realizacji inwestycji wchodzących w skład Via Carpatia w krajowych programach inwestycyjnych. Wzmocnienie współpracy pomiędzy krajami, przez które przebiega korytarz, pomoże w ubieganiu się o środki europejskie, w tym o środki w ramach instrumentu CEF (*Connecting Europe Facility*). Ważnym elementem dzisiejszej Deklaracji jest przystąpienie Ukrainy i Turcji do współpracy w zakresie Via Carpatia oraz otwarcie inicjatywy na inne kraje, w tym spoza UE. Pozwoli to na wzmocnienie współpracy w ramach partnerstwa wschodniego i wymiany gospodarczej z państwami bliskiego wschodu.

Na terenie Polski, w skład szlaku drogowego Via Carpatia wchodzi odcinki dróg: S61, DK8, S19 pomiędzy m. Budzisko, Suwałki, Białystok, Lublin, Rzeszów, Barwinek.

Szlak drogowy Via Carpatia w Polsce w większości został włączony do sieci kompleksowej TEN-T. Odcinek Lublin – Rzeszów, ze względu na wysoki poziom ruchu, został zakwalifikowany do drogowej sieci bazowej TEN-T. Wyjątkiem jest odcinek drogi krajowej nr 8: Augustów – Korycin, który nie został włączony przez Komisję Europejską do sieci TEN-T z uwagi na uwarunkowania środowiskowe.

Źródło: Ministerstwo Infrastruktury i Budownictwa  
03-03-2016

(TS)