

Rekonstrukcja mostu na rzece Dunajec

Dr hab. inż. Andrzej Seruga, mgr inż. Marcin Midro, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

W artykule opisano historię, procesy degradacji, demontaż artykuły w wersji monolitycznej oraz etapy przebudowy obiektu z zastosowaniem betonu sprężonego i elementów prefabrykowanych. Obiekt mostowy oddany do użytkowania w 1934 roku przetrwał okres wojny i wielkie powodzie bez remontów do 2010 roku. Przedstawiono konstrukcję i ocenę stanu technicznego obiektu. Zgodnie z projektem remontu odcinka drogi zakładającym podniesienie nośności i zwiększenie przepustowości przez wybudowanie w pobliżu drugiego mostu, istniejący most o silnie skorodowanych elementach konstrukcyjnych i posiadający niskie parametry nośności został gruntownie przebudowany. Przebudowa obejmowała demontaż istniejącej konstrukcji nośnej obiektu (łuki, belki poprzeczne, belki podłużne, płyty) oraz budowę mostu w wersji prefabrykowanej z jednoczesnym zachowaniem istniejącego kształtu.

Opisano etapy i problemy związane z demontażem elementów konstrukcyjnych mostu oraz etapy realizacji przebudowy mostu, w którym elementy konstrukcji łukowej, belki poprzeczne, podłużne oraz płyty wykonano w wersji prefabrykowanej. Dodatkowo przedstawiono wyniki badań właściwości mechanicznych betonu obu mostów. Próbkę betonu pobrano podczas demontażu dotychczasowej monolitycznej konstrukcji oraz podczas betonowania pomostu, miejsc zespolenia elementów prefabrykowanych nowej konstrukcji.

2. Budowa mostu, eksploatacja oraz przyczyny degradacji

W latach 1928–34 zrealizowano most żelbetonowy na rzece Dunajec w miejscowości Krościenko. Od początku eksploatacji pełnił on funkcję głównej przeprawy przez Dunajec i drogi do miejscowości uzdrowiskowej Szczawnica. Most został wybudowany jako trójprzęsłowy obiekt łukowy w pełni żelbetonowy. Most budowała firma „Kilof” z Krakowa pod nadzorem inż. J. Kwiatkowskiego. Do budowy wykorzystywano materiały wysokiej jakości, których próbki sprawdzano w warszawskich laboratoriach. Z powodu braku hut w Polsce w tym okresie, stal (pręty gładkie o średnicy 16, 28 i 50 mm) zastosowana do konstrukcji mostu została sprowadzona ze Szwecji. Kruszywo otoczakowe, głównie granitowe było pozyskiwane z rzeki Dunajec, sortowane i składowane w pobliżu mostu. Piasek pozyskiwano ze specjalnego, koncesjonowanego pokładu z doliny powyżej

osiedla Strugi, gdzie w XIX wieku biegła dawna odnoga Dunajca. Otwarcie i poświęcenie mostu imieniem Józefa Piłsudskiego dokonano w 1936 roku.

Całkowita długość trójprzęsłowego mostu żelbetonowego wynosiła 115,30 m (rozpiętość teoretyczna przęseł skrajnych – 37,31 m, przęsło środkowe – 37,43 m) (rys. 1). Przęsła oparte były na łożyskach stalowych. Betonowe filary stanowiące podpory konstrukcji nośnej posadowiono bezpośrednio na płaskich stopach betonowych. Konstrukcją nośną do czasu zdemontowania stanowiły żelbetonowe dźwigary łukowe o stałym przekroju poprzecznym 0,75 x 1,30 m, które były połączone czterema żelbetowymi stężeniami poprzecznymi. Całkowita wysokość łuku wynosiła 7,40 m. Pod każdym dźwigarem łukowym znajdowało się 14 wieszaków żelbetonowych o przekroju prostokątnym 0,30 x 0,50 m. Przekrój pomostu wykonano w formie rusztu belkowe-



Rys. 1. Widok ogólny mostu od strony dolnej wody z prawego brzegu Dunajca

go, składającego się z podłużnic, żeber poprzecznych oraz żeber podłużnych. W każdym przęśle występowały 2 podłużnice o wymiarach przekroju poprzecznego 0,52 x 0,90 m, 18 żeber poprzecznych o wymiarach 0,34 x 0,45 m w rozstawie osiowym 2,20 m oraz dodatkowo dwa żebra podłużne o wymiarach 0,20 x 0,25 m w rozstawie osiowym 2,15 m. Grubość płyty mostu wynosiła 0,20 m, a na wspornikach 0,14 m.

Most przetrwał okres wojenny i późniejsze „wielkie powodzie” w 1956 i 1971 roku bez zniszczeń oraz w niezmiennym kształcie do 2010 roku. Jednak most od początku eksploatacji był narażony na niekorzystne działanie środowiska zewnętrznego: wpływ temperatury powietrza w rocznym cyklu, zmiennej wilgotności powietrza, jak również obecność jonów chlorkowych w wyniku zimowego utrzymania dróg (planowe odladzanie mostu).

Wymienione czynniki doprowadziły do korozji zbrojenia w belkach poprzecznych i obniżenia parametrów nośności obiektu. Przeprowadzona inwentaryzacja uszkodzeń elementów mostu wykazała, iż poprzeczne belki żelbetowe pozbawione były lokalnie otuliny betonowej, a most nie nosił widocznych śladów wykonywanych napraw i remontów. Największą degradację (brak otuliny betonowej, jak również silne skorodowane zbrojenie) zaobserwowano na wszystkich belkach poprzecznych w pobliżu łożysk mostu. Belki te były najbardziej narażone na działanie środków odladzających ze względu na profil podłużny mostu i dylatacje.

Powiatowy Zarząd Dróg w Nowym Targu jako obecny administrator mostu nie posiadał żadnej dokumentacji archiwalnej obiektu, jak również żadnych informacji pozwalających odtworzyć historię budowy i eksploatacji mostu. Zachowanymi przez administratora opracowaniami są inwentaryzacja geometryczna mostu [1] oraz projekt remontu obiektu z 1984 roku [2], który nie został jednak zrealizowany.

W 2007 roku powstał projekt remontu odcinka drogi powiatowej Krościenko – Szczawnica [3, 8] zakładający podniesienie nośności i zwiększenie przepustowości przez przebudowę istniejącego mostu, będącego w stanie alarmowym oraz budowę nowej, bliźniaczej przeprawy, identycznej z istniejącą. Nowym mostem miał zostać poprowadzony ruch w kierunku Krościenka, a starym w kierunku Szczawnicy. Dodatkowo, na zrekonstruowanym moście postanowiono utworzyć dwukierunkową ścieżkę rowerową prowadzącą z rynku w Krościenku do ciągu pieszo-rowerowego biegnącego wzdłuż bulwarów Dunajca. Rozbudowa mostu miała również na celu dostosowanie konstrukcji mostu do wymaganego przepisami wysokości spodu, dla zapewnienia swobodnego przepływu wielkiej wody w czasie powodzi. W grudniu 2008 roku projekt zakładający poprawę ruchu drogowego w Krościenku został wybrany do dofinansowania decyzją Zarządu Województwa Małopolskiego, a umowa o dofinansowanie została podpisana w 2009 roku. Realizację przedsięwzięcia rozpoczęto w lipcu 2009 roku. Generalnym wykonawcą inwestycji została firma **MOSTMAR S.A.** Pierwszy etap projektu zakładał budowę nowego, bliźniaczego mostu. Nowy most o nośności 50 ton został wybudowany zgodnie z harmonogramem i po uzyskaniu pozwolenia na użytkowanie, w sierpniu 2010 roku został na niego przekierowany ruch samochodowy.

3. Demontaż konstrukcji nośnej mostu

W kolejnym etapie realizacji projektu remontu odcinka drogi powiatowej Krościenko – Szczawnica [3] stary istniejący obiekt żelbetowy posiadający niższe parametry nośności został gruntownie przebudowany. Konstrukcja nośna mostu (od roku 1999 nośność ograniczona do 12 ton) została zdemontowana. Demontaż trwał od listopada 2010 roku do lutego 2011.

Ze względu na bezpośrednie sąsiedztwo z nowo wybudowanym obiektem z betonu sprężonego, wybrano wieloetapową metodę demontażu konstrukcji nośnej, a roboty rozbiórkowe były wykonywane ręcznie i mechanicznie wykorzystując m.in. hydrauliczne maszyny do kruszenia. Ponadto, metoda demontażu i zastosowany przy prowadzeniu robót sprzęt nie mogły spowodować żadnych uszkodzeń pozostałych elementów mostu (filary, podpory). Wykonawca prac rozbiórkowych zapewniał robotników prac rozbiórkowych, sprzęt i maszyny do kruszenia. Wykonawca nowego mostu zapewnił pomoc w pracach polegających na podniesieniu konstrukcji, usztywnieniu i zamontowaniu szeregu stalowych podpór pośrednich pod każdym przęsłem demontowanego mostu. Wzmocnienie i podparcie każdego z pomostów związane było z metodą prowadzenia prac, w wyniku której ciężkie maszyny tnące stal i kruszące beton poruszały się po płycie demontowanego pomostu. Ponadto, wykonawca udostępniał podnośniki, rusztowania i dźwig do transportu wielkogabarytowych, demontowanych elementów na placu budowy.

Przed przystąpieniem do robót rozbiórkowych, wszystkie instalacje (elektryczne, teletechniczne) na obiekcie zostały odłączone od sieci głównej, łuki i inne elementy nowo powstałego mostu zabezpieczono, a miejsce prac odgradzono i oznakowano zgodnie z wymogami BHP. Na czas prowadzenia prac rozbiórkowych przygotowano miejsca manewrowe dla samochodów, kontenery na stal i inne materiały oraz wydzielono stanowisko tymczasowego składowania gruzu, skąd był on sukcesywnie wywożony w miarę postępu robót rozbiórkowych. Gruz i zbrojenie były ładowane na samochody ciężarowe na terenie budowy i wywożone na autoryzowane wysypiska i składowiska złomu. Po przeprowadzonych pracach przygotowawczych, zabezpieczeniu, wzmocnieniu i podparciu przęseł mostu przystąpiono do głównych robót rozbiórkowych. Podczas prowadzenia tych prac szczególny nacisk położono na dobór maszyn i kolejność niszczenia poszczególnych elementów mostu.

Plan rozbiórki zakładał dwa etapy, które różniły się sposobem niszczenia konstrukcji pomostu (ruszt belkowy – belki podłużne, belki poprzeczne). Pierwszy etap obejmował rozbiórkę konstrukcji nośnych dwóch przęseł mostu (przęsło skrajne od strony ulicy Zdrojowej, przęsło środkowe). Pod tymi przęsłami, w wyniku przeprowadzonych wcześniej robót ziemnych na etapie wznoszenia nowego mostu, nie płynęła rzeka Dunajec. Prace rozbiórkowe rozpoczęto od przęsła skrajnego od strony ulicy Zdrojowej, następnie prowadzono rozbiórkę przęsła środkowego. Pierwszy etap trwał 6 tygodni. Drugi etap obejmował rozbiórkę konstrukcji nośnej trzeciego przęsła mostu, które było zlokalizowana bezpośrednio nad spiętrzoną rzeką. Ten etap trwał 4 tygodnie.

W obu etapach demontażu konstrukcji nośnej mostu, roboty rozbiórkowe były prowadzone w następującej kolejności:

- **Demontaż odłączonych urządzeń, kabli i przyłączy instalacyjnych.**

Stanowił początkowy etap rozbiórki, wykonywany ręcznie przez robotników prac rozbiórkowych. Zdemontowane kable, skrzynki instalacyjne, koryta wpustowe składowano w przystosowanym, zamkniętym kontenerze i w końcowym etapie rozbiórki wywieziono na autoryzowane wysypisko.

- **Prace rozbiórkowe konstrukcji wieszaków mostu.**

Wszystkie żelbetowe wieszaki znajdujące się pod każdym dźwigarem łukowym mostu zostały zniszczone. Z poziomu pomostu maszyny o napędzie gąsienicowym skuwały i wykruszały beton w miejscach połączeń wieszaków z dźwigarami łukowymi i płytą pomostu. Hydraulicznie przecinano pręty zbrojeniowe wieszaków, a następnie pozostałą część kruszono oddzielając zbrojenie od betonowego gruzu. Nagromadzony gruz, aby nie stanowił dodatkowego obciążenia i nie blokował miejsca był sukcesywnie transportowany z pomostu na stanowisko tymczasowego składowania, a stamtąd wywożony. Posortowane zbrojenie transportowano i składowano w zamkniętych kontenerach, a po ich wypełnieniu wywożono na składowiska złomu. Na rysunku 2 przedstawiono przęsło mostu po etapie rozbiórki wieszaków.



Rys. 2. Widok konstrukcji mostu po demontażu wieszaków

- **Prace rozbiórkowe konstrukcji łukowych dźwigarów mostu.**

Z poziomu pomostu, maszyny z każdej strony skuwały i wykruszały beton w węzłach żelbetonowych dźwigarów łukowych. Stopniowe wykruszanie betonu osłabiało połączenie i powodowało powolne opadanie (obsuwanie) dźwigarów. W celu niedopuszczenia do niekontrolowanego przewrócenia się łuków na nowo powstały most, w każdym przęśle mostu pozostawiano cztery żelbetowe stężenia poprzeczne dźwigarów. Przez wcześniejsze wycięcie wieszaków, częściowe wykruszenie węzłowi (brak oporu, klinowania) zbrojenie w łukach „poddawało się” i następowało opadanie łuków, które wykonawca przez odginanie kolejnych prętów mógł

kontrolować. W przypadku przęsła środkowego, dodatkowo osłabiono konstrukcję łuków przez hydraulicznie przecięcie w węzłach górnych pręty zbrojeniowych. Na rysunku 3 przedstawiono dźwigary łukowe spoczywające na płycie mostu.



Rys. 3. Widok zdemontowanych dźwigarów łukowych mostu

- **Skuwanie elementów na płycie pomostu.**

Po złożeniu łuków wraz ze stężeniami na płycie pomostu, nastąpił etap ich skuwania. Ze względu na dodatkowy ciężar, drgania dynamiczne i ograniczone miejsce na pomoście, na początku tego etapu pracowała tylko jedna maszyna o napędzie gąsienicowym. Maszyna skuwała i wykruszała beton oddzielając zbrojenie. Nagromadzony gruz, aby nie blokował miejsca, był sukcesywnie transportowany z pomostu na stanowisko tymczasowego składowania. Po 2 dniach pracy maszyna była już wspomagana przez kolejne. Posortowane zbrojenie magazynowano w kontenerach i wywożono na składowiska złomu.

- **Rozbiórka płyty pomostu.**

Plan rozbiórki mostu zakładał odmienny sposób końcowego niszczenia rusztu belkowego pomostu, składającego się z podłużnic, belek poprzecznych i żeber podłużnych.

W pierwszym etapie rozbiórki (dwa przęsła) maszyny pracujące z poziomu pomostu (wzmocniony dodatkowymi podporami pośrednimi) rozpoczęły jego skuwanie od belki poprzecznej nad skrajną podporą przy przyczółku od ul. Zdrojowej. Następnie wykuwały pola między belkami, beton z podłużnic i przesuwali się w kierunku kolejnego przęsła. Tym sposobem zostały zniszczone pomost przęsła skrajnego i 2/3 pomostu przęsła środkowego. Nagromadzony gruz pod demontowaną konstrukcją nośną mostu, aby nie blokować miejsca, był sukcesywnie transportowany ładowarkami na stanowisko tymczasowego składowania. Wykorzystując hydrauliczne maszyny tnące i palniki, oddzielano beton od zbrojenia. Posortowane zbrojenie składowano w kontenerach i wywożono na składowiska złomu,



Rys. 4. Demontowanie konstrukcji pomostu (przęsło środkowe)



Rys. 5. Demontowanie konstrukcji pomostu przęsła nad korytem rzeki Dunajec

a gruz betonowy przewożono na autoryzowane wysypisko. W końcowych dniach pierwszego etapu prac rozbiórkowych skuwanie odbywało się z poziomu terenu (rys. 4). Celem tak prowadzonych prac było wycięcie i przetransportowanie belki poprzecznej, silnie skorodowanej o częściowo utraconej otulinie i widocznym zbrojeniu głównym.

W drugim etapie (przęsło bezpośrednio nad korytem rzeki) maszyny pracowały z poziomu pomostu oraz z poziomu terenu. Skuwanie rozpoczęło od skrajnej belki poprzecznej nad podporą między przęsłami, a następnie wykrywano pola między belkami poprzecznymi i podłużnymi. Nad stalowymi podporami pośrednimi skuwano również belki poprzeczne. Wykorzystując maszyny hydrauliczne, w połowie przęsła wykruszono beton z głównych belek podłużnych i przecięto ich zbrojenie (rys. 5). Przyjęcie takiego rozwiązania miało na celu nie dopuścić do ewentualnego wpadania elementów konstrukcyjnych mostu do koryta rzeki. Po-

nadto, wykorzystując możliwości dużego dźwigu gąsienicowego, przetransportowano pozostawione belki poprzeczne na poziom terenu. W trakcie drugiego etapu rozbiórki pomostu zostały pozyskane belki o różnym stopniu korozji zbrojenia.

Po zakończeniu robót rozbiórkowych, pozostały betonowe filary i przyczółki. Wykonawca oczyścił całą strefę objętą robotami oraz okoliczne tereny wraz z korytem rzeki Dunajec. Pozyskanie belek podczas obu etapów rozbiórki było możliwe na podstawie wcześniejszych uzgodnień pisemnych z Powiatowym Zarządem Dróg w Nowym Targu i Urzędem Gminy w Krościenku. Belki będą stanowiły przedmiot badań laboratoryjnych analizujących wpływ korozji zbrojenia na nośność i trwałość konstrukcji żelbetowej.

4. Przebudowa mostu – zastosowanie elementów prefabrykowanych oraz sprężonych belek podłużnych

Po zdemontowaniu konstrukcji nośnej starego obiektu żelbetowego, na trasie przeprawy wodnej pozostały tylko betonowe filary i przyczółki. Zgodnie z projektem [3, 8] przystąpiono do realizacji konstrukcji, której kształt miał nawiązywać do starego żelbetowego mostu, a elementy konstrukcji łukowej, belki poprzeczne, podłużne oraz częściowo płyty wykonano w wersji prefabrykowanej. Przebudowę konstrukcji rozpoczęto od skrajnego przęsła przy ulicy Zdrojowej. Roboty budowlane dla każdego z trzech przęseł mostu przebiegały analogicznie.

Pozostałe po demontażu betonowe filary mostu zostały obwodowo poszerzone o 0,20 m. W dokończonym paśmie betonowym na obwodzie filarów rozmieszczono pręty zbrojeniowe o średnicy 12 i 16 mm, zamocowane do haków zakotwionych za pomocą kleju epoksydowego w dotychczasowych betonowych podporach. Wzmocnione filary zostały dodatkowo podwyższone o 0,65 m przez nadłanie warstwy betonu C35/45 celem uzyska-



Rys. 6. Stalowe podpory pośrednie pod każdym przęsłem wznoszonego mostu

nia aktualnie wymaganej przepisami wysokości spodu mostu, dla zapewnienia swobodnego przepływu wielkiej wody w czasie powodzi. Następnym etapem realizacji inwestycji było zamontowanie szeregu stalowych podpór pośrednich pod każdym przęsłem mostu, ich usztywnienie i ułożenie rusztu ze stalowych dwuteowników (rys. 6).



Rys. 7. Rozmieszczone elementy prefabrykowane mostu

Zgodnie z projektem, na tak przygotowanej konstrukcji rozmieszczono prefabrykowane elementy przęsła: podłużnice zaprojektowane jako kablobetonowe belki sprężone o przekroju poprzecznym 0,50 x 0,55 m plus warstwa nadbetonu oraz 18 żeber poprzecznych o wymiarach 0,34 x 0,40 m w rozstawie osiowym 2,20 m. W każdej podłużnicy wykonano dwa kanały umożliwiające wprowadzenie dwóch cięgien sprężających skła-



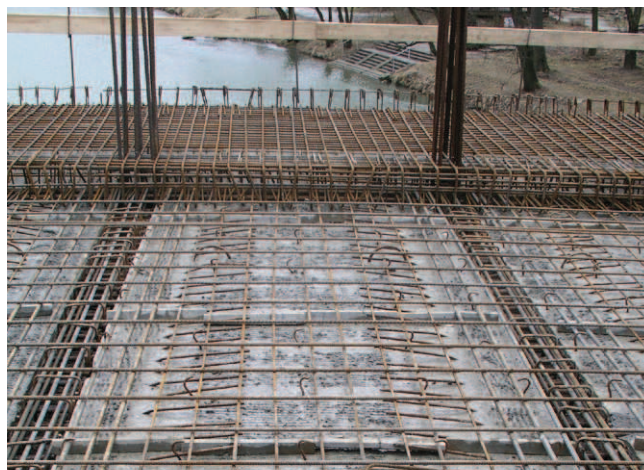
Rys. 8. Zbrojenie miejsca uciąglenia kanałów belek sprężonych

dających się z 12 splotów typu 7ø5 mm wykonanych ze stali Y 1860 S7C. Dla większości elementów konstrukcyjnych zostały zachowane przekroje i rozstawy konstrukcji starego mostu. Elementami, których przekroje uległy zmniejszeniu były dwie główne belki podłużne w każdym z przęseł mostu, wykonane w wersji sprężonej.

Między belkami poprzecznymi umieszczono prefabrykowane płyty żelbetowe, które spoczywały na belkach podłużnych i dodatkowo na stalowych kształtownikach. Rozmieszczenie prefabrykowanych elementów przedstawiono na rysunku 7.

Po połączeniu wszystkich prefabrykowanych elementów rozpoczęto etap rozmieszczania zbrojenia monolitycznej płyty pomostu stanowiącej warstwę wierzchnią konstrukcji. Podłużnice w każdym przęśle składały się z 3 prefabrykowanych belek o przekroju 0,50 x 0,55 m, rozstawionych z pozostawieniem odstępów 1,40 m. W tych odstępach między belkami sprężonymi zostały ułożone osłonki kanałowe celem uciąglenia kanałów kablowych oraz umieszczono dodatkowe pręty zbrojeniowe. Na rysunku 8 przedstawiono sposób uciąglenia belek sprężonych przed ich zmonolityzowaniem. Trasa cięgna (ułożenie osłonek) była wyprofilowana zgodnie z założeniami projektowymi. Beton płyty pomostu zaprojektowano jako zwykły C40/50. Zbrojenie podłużne płyty stanowiły pręty Ø16 mm co 150 mm. Zbrojenie poprzeczne płyty w strefach przypodporowych tworzyły pręty Ø20 mm rozmieszczone co 100 mm, a w strefie przęsłowej pręty Ø12 mm co 150 mm. Na rysunku 9 widoczne jest zbrojenie wyprowadzone z belek podłużnych do wieszaków oraz zbrojenie płyty chodnikowej i pomostowej.

Po zamocowaniu prefabrykowanych desek gzymsowych, uszczelnieniu deskowania, sprawdzeniu rozstawu zbrojenia i grubości otuliny nastąpił etap betonowania płyty pomostu. Do wykonania betonu klasy C40/50 z dodatkami domieszki napowietrzającej, o wymaganej odporności na działanie mrozu i środków odladza-



Rys. 9. Zbrojenie górnego pasma płyty i wspornika chodnikowego



Rys. 10. Betonowanie zespolonej płyty mostu

jących, zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5. Na rysunku 10 przedstawiono etap betonowania płyty, z wyprowadzonym zbrojeniem w strefie wezłowi, łuków oraz w miejscach usytuowania wieszaków. Po uzyskaniu w płycie pomostowej odpowiedniej wytrzymałości betonu przystępowano do rozstawiania podpór, ułożenia i zamocowania skrajnych prefabrykowanych elementów łuków (4 elementy na każdym przęśle). Po ułożeniu tych prefabrykowanych elementów wzdłuż przęsła następowało sprężanie głównych belek podłużnych. Pierwsza faza sprężania obejmowała dwa przęsła mostu, a druga ostatnie, trzecie przęsło [9]. Na rysun-

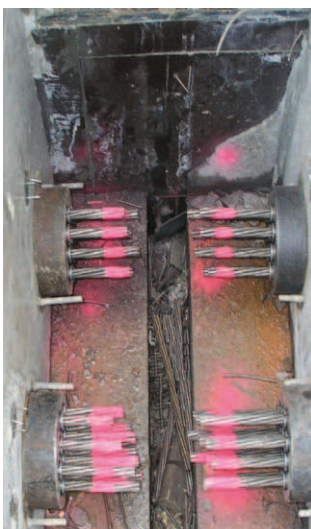
ku 11 przedstawiono schemat sprężania mostu. Każdą belkę sprężano przy zastosowaniu naciągu jednostronnego. Zakotwienie czynne w pierwszej fazie umieszczono po stronach skrajnych obu przęseł: od strony ulicy Zdrojowej i od strony trzeciego przęsła (punkty 1 i 3). W punkcie 2 usytuowano zakotwienia bierne dla obu przęseł. Zakotwienie czynne w drugiej fazie umieszczono na przyczółku od strony ulicy Jagiellońskiej (punkt 5), a zakotwienie bierne w punkcie 4. Na rysunku 12 zobrazowano etap sprężania belek, widok zakotwień biernych (punkt 2) oraz zakotwienia czynne przygotowane do wykonania iniekcji kanałów kablowych.

Po sprężeniu następowało dokończenie etapu układania prefabrykowanych elementów łuków. Pojedynczy łuk mostu w Krościenku składał się z 5 prefabrykatów wykonanych z betonu klasy C50/60, z których największy ważył ok. 21,3 ton. Po zamocowaniu wszystkich elementów wraz z poprzecznymi stężeniami łuków (rys. 13) następował etap ułożenia zbrojenia wieszaków, ich deskowania i zabetonowania. Do mieszanki betonowej wprowadzono dodatki opóźniające wiązanie z uwagi na pracochłonny zakres prac związanych z układaniem i zagęszczaniem mieszanki betonowej.

Kończącym etapem było wypełnienie miejsc zespolenia elementów prefabrykowanych betonem C45/55, z którego pobrane zostały próbki do dalszych badań, a ich wyniki przedstawiono w niniejszym artykule. Na rysunku 14 zaprezentowano widok obu przęseł mostu wraz z konstrukcją prefabrykowanych łuków na różnym etapie ich wykonania. Na płycie pomostu ukształtowano



Rys. 11. Schemat sprężania mostu



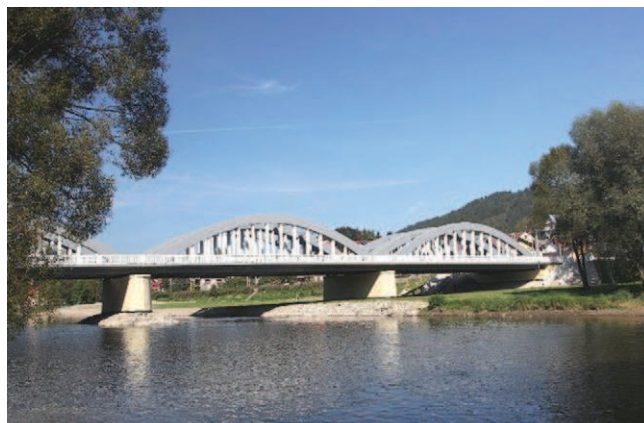
Rys. 12. Etapy sprężania mostu



Rys. 13. Połączenie prefabrykowanych elementów łuków ze stężeniem



Rys. 14. Widok prefabrykowanej konstrukcji łuków



Rys. 15. Ukończone mosty łukowe na Dunajcu

spadki poprzeczne 2% na jezdni i 3% pod chodnikiem od strony górnej wody oraz osadzono wpusty mostowe i sączki do odwodnienia izolacji.

Na żelbetowej płycie pomostu wykonano izolację z papy termozgrzewalnej, a na niej warstwy bitumiczne jezdni o łącznej grubości 0,09 m. Na płycie ustawiono wcześniej kamienne krawężniki mostowe. Chodnik pieszo-rowerowy oddzielono od jezdni również krawężnikiem. Na krawędzi mostu od strony górnej wody wykonano żelbetową balustradę o wysokości 1,1 m. Do odprowadzenia wód powierzchniowych z jezdni i chodników zastosowano wpusty mostowe połączone kolektorem. Ścieki będą odprowadzane poza przyczółek do wykonanej kanalizacji. Zainstalowano oświetlenie, a instalacje elektryczne i teletechniczne na obiekcie zostały podłączone od sieci głównej. Dodatkowo tuki, balustrady i inne elementy obu bliźniaczych mostów zostały podświetlone. Rysunek 15 przedstawia widok na bliźniacze mosty po ukończeniu realizacji inwestycji.

5. Właściwości mechaniczne betonu zastosowanego do budowy obu mostów

5.1. Badanie betonu pobranego podczas demontażu dotychczasowej monolitycznej konstrukcji mostu

Po zatwierdzeniu częściowego demontażu mostu pobrano materiał do badań doświadczalnych w postaci odkuwek betonu, odwiertów oraz zwiercin. Wykonano 17 odwiertów przelotowych i pobrano zwierciny z otworów o głębokości 0–50 mm zebranych oddzielnie dla każdego 10 mm.

• Badanie alkaliczności betonu oraz zawartości chlorków.

Próbki betonu do badań chemicznych pobrano z belek poprzecznych i płyty mostu w miejscach charakterystycznych uszkodzeń. Beton poddano analizie chemicznej zgodnie z BS 1881: Part 124 [4], PN-EN 196-2 [5] oraz PN – EN 12504-1 [6]. Obejmowała ona oznaczenie odczynu wyciągu wodnego oraz procentowej zawartości jonów chlorkowych w spoiwie. Wyniki analizy chemicznej zwiercin wykazały zbliżoną wartość pH

dla każdego ze stanowisk. Odczyn pH zewnętrznej części otuliny (od 0 do 10 mm) dla wszystkich pobranych zwiercin wynosił w granicach 9,1–9,6 i był poniżej wartości progowej 11,8, która jest wartością graniczną zapewniającą pasywny stan stali zbrojeniowej [7]. Wybrane wyniki przedstawiono w tabeli 1.

Skażenie jonami chlorkowymi otuliny belek poprzecznych, płyty obiektu przekraczało dopuszczalną wartość, która wynosi 0,4% masy spoiwa dla konstrukcji żelbetowych. Analiza chemiczna pozwoliła na określenie zmienności procentowej zawartości jonów chlorkowych na rosnącej głębokości w betonie oraz jednocześnie umożliwiła wyznaczenie głębokości, na jaką przeniknęły jony chlorkowe. Przykładowo, dla belki poprzecznej przęsła środkowego średnie nasycenie jonami chlorkowymi było powyżej wartości granicznej (0,4% masy spoiwa) do głębokości 70 mm, a na styku beton-stal zbrojeniowa (30 mm) wartość ta została przekroczona ponad czterokrotnie.

• Gęstość pozorna, wytrzymałość na ściskanie oraz moduł sprężystości betonu przy ściskaniu.

Do badań wytrzymałości na ściskanie z betonowych rdzeni wycięto walce o wysokości równej ich średnicy, następnie przeciwległe płaszczyzny szlifowano w celu

Tabela 1. Wyniki badań właściwości chemicznych betonu pobranego z belek poprzecznych i płyty mostu

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [cm]	pH	Zawartość jonów Cl ⁻ [% masy spoiwa]
1	Belka poprzeczna płyty pomostu, przęsło 2	0,0–1,0	9,10	0,60
		1,0–2,0	9,80	1,09
		2,0–3,0	10,25	1,86
		3,0–4,0	11,70	1,37
2	Płyta pomostu, przęsło 2	4,0–5,0	11,75	0,81
		0,0–1,0	9,45	0,51
		1,0–2,0	9,90	0,60
		2,0–3,0	10,70	0,44
		3,0–4,0	10,75	0,33
		4,0–5,0	11,30	0,33

Tabela 2. Wyniki badań właściwości fizycznych betonu po 28 dniach, zastosowanego do zespolenia elementów prefabrykowanych

Lp.	Gęstość pozorna		Wytrzymałość betonu na ściskanie			
	próbki sześciennie 150 x 150 x 150 mm	próbki cylindryczne 150 x 300 mm	próbki sześciennie 150 x 150 x 150 mm		próbki cylindryczne 150 x 300 mm	
			P [kN]	f_c [MPa]	P [kN]	f_c [MPa]
1	2,53	2,52	1250	55,56	762,89	43,17
2	2,55	2,53	1300	57,78	865,64	48,99
3	2,55	2,54	1280	56,88	800,12	45,28

Kostki: $f_{cm, exp} = 56,75$ MPa przy odchyleniu standardowym $\sigma = 0,91$ MPa i $v = 1,6\%$

Walce: $f_{cm, exp} = 45,81$ MPa przy odchyleniu standardowym $\sigma = 2,40$ MPa i $v = 5,2\%$

Tabela 3. Wyniki badań właściwości fizycznych betonu po 300 dniach, zastosowanego do zespolenia elementów prefabrykowanych

Lp.	Gęstość pozorna		Wytrzymałość betonu na ściskanie			
	próbki sześciennie 150 x 150 x 150 mm	próbki cylindryczne 150 x 300 mm	próbki sześciennie 150 x 150 x 150 mm		próbki cylindryczne 150 x 300 mm	
			P [kN]	f_c [MPa]	P [kN]	f_c [MPa]
1	2,53	2,52	1760	78,82	1245,87	70,50
2	2,54	2,54	1800	80,00	1229,83	69,60
3	2,55	2,51	1810	80,05	1200	69,91
4	–	2,50	–	–	1160	65,65
5	–	2,49	–	–	1120	63,39

Kostki: $f_{cm, exp} = 79,62$ MPa przy odchyleniu standardowym $\sigma = 0,57$ MPa i $v = 0,72\%$

Walce: $f_{cm, exp} = 67,81$ MPa przy odchyleniu standardowym $\sigma = 2,79$ MPa i $v = 4,1\%$

uzyskania gładkich i równoległych powierzchni. Tak przygotowane próbki przeznaczono do badań wytrzymałości na ściskanie. Na próbkach przed ich zniszczeniem określono gęstość pozorną w stanie wilgotności naturalnej, która wynosiła średnio 2,31 kg/dm³. Wytrzymałość betonu na ściskanie określona w badaniach sześciu próbek cylindrycznych wyniosła $f_{cm} = 39,32$ MPa. Dodatkowo, przeprowadzono badania modułu sprężystości przy ściskaniu. Średni moduł sprężystości betonu na poziomie 0,4 obciążenia niszczonego, określony na sześciu próbkach cylindrycznych o wysokości $h = 150$ mm (dwukrotna średnica próbki) wynosi $E = 28,41$ GPa przy odchyleniu standardowym $s = 0,56$ GPa i współczynniku zmienności $v = 1,97\%$.

5.2. Badanie betonu pobranego podczas budowy nowego prefabrykowanego mostu

Podczas betonowania miejsc zespolenia elementów prefabrykowanych wykonano próbki betonowe walcowe typu 150 x 300 mm oraz sześciennie o boku 150 mm. Próbki po rozformowaniu podano procesowi dojrzewania w warunkach pełnej wilgotności. W programie badań doświadczalnych przewidziano określenie właściwości mechanicznych betonu w dwóch etapach, tj. po 28 i 300 dniach dojrzewania. Po 28 dniach przetrzymywania w wodzie, powierzchnie górne próbek szlifowano w celu uzyskania gładkich i równoległych powierzchni, prostopadłych do tworzącej. Część próbek przeznaczono do badań doświadczalnych w pierwszym etapie, a pozostałe przeznaczono do badań w drugim etapie. Próbki przeznaczone do badań doświadczalnych w drugim etapie przechowywane były w warunkach powietrzno-suchych. Na próbkach w obu etapach

bezpośrednio przed badaniami określono gęstość pozorną w stanie wilgotności naturalnej.

Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie i gęstości pozornej, określone po 28 i 300 dniach dojrzewania na próbkach walcowych i kostkowych zestawiono odpowiednio w tabelach 2 i 3. Średnie wartości wytrzymałości betonu i parametry rozkładu podano pod tabelami.

Wyniki badań wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe i przez rozłupanie oraz gęstości pozorne, określone po 300 dniach dojrzewania na próbkach walcowych i kostkowych zestawiono odpowiednio w tabeli 4. Wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe została określona w próbie jednoosiowego stanu naprężenia przy obciążeniu elementów stałym przyrostem przemieszczenia w jednostce czasu. Średnie wartości wytrzymałości betonu i parametry rozkładu podano pod tabeli 4.

Współczynnik odkształcenia poprzecznego na poziomie naprężeń 0,2÷0,5 maksymalnej wytrzymałości na ściskanie określony na dwóch próbkach walcowych oraz wartości modułu sprężystości na poziomie 0,4 obciążenia niszczonego określone na trzech próbkach walcowych zestawiono w tabeli 5. Średni moduł sprężystości wynosił $E = 40,33$ GPa przy odchyleniu standardowym $s = 0,96$ GPa i współczynniku zmienności $v = 2,39\%$.

6. Podsumowanie

Niezadawalający stan techniczny, jak również wzmożony ruch drogowy były podstawą do podjęcia decyzji o renowacji istniejącego mostu oraz budowie bliźniaczego obiektu mostowego. Przebudowa istniejącego obiektu polegała na demontażu monolitycznej konstrukcji nośnej i budowie nowej prefabrykowanej konstrukcji.

Tabela 4. Wyniki badań właściwości fizycznych betonu po 300 dniach, zastosowanego do zespolenia elementów prefabrykowanych

Lp.	Gęstość pozorna		Wytrzymałość betonu na rozciąganie			
	próbki sześciennie 150 x 150 x 150 mm	próbki cylindryczne 150 x 300 mm	przez rozłupanie		osiowe	
			próbki sześciennie 150 x 150 x 150 mm		próbki cylindryczne 150 x 300 mm	
			P [kN]	fct' [MPa]	P [kN]	fct [MPa]
1	2,53	2,52	177,5	5,02	41,50	3,67
2	2,53	2,54	169,0	4,78	52,36	4,63
3	2,55	2,51	181,0	5,12	47,50	4,20

Kostki: $f_{ctm, exp} = 4,97$ MPa przy odchyleniu standardowym $\sigma = 0,14$ MPa i $v = 2,81\%$

Walce: $f_{ctm, exp} = 4,16$ MPa przy odchyleniu standardowym $\sigma = 0,39$ MPa i $v = 9,40\%$

Tabela 5. Współczynnik Poissona oraz moduł sprężystości betonu po 300 dniach, zastosowanego do zespolenia elementów prefabrykowanych

Lp.	Poziom obciążenia $f_{c, nr7} = 70,5$ MPa $f_{c, nr10} = 69,6$ MPa	Obciążenie [MPa]		Współczynnik Poissona Nr 7	Współczynnik Poissona Nr 10	Moduł sprężystości [GPa]		
		Nr 7	Nr 10			Nr 3	Nr 8	Nr 9
1	0,2	14,10	13,92	0,167	0,192	42,29	40,97	42,75
2	0,3	21,15	20,88	0,185	0,199	41,62	39,97	42,02
3	0,4	28,20	27,84	0,193	0,204	40,79	39,22	40,97
4	0,5	35,25	34,80	0,201	0,212	39,73	38,56	40,00
5	0,6	42,30	41,76	0,207	0,219	39,08	37,36	38,87

Prace rozbiórkowe prowadzone były przy zachowaniu ciągłości ruchu na sąsiednim nowo wybudowanym obiekcie mostowym. Dodatkowym utrudnieniem były warunki okresu zimowego oraz ciąg instalacji teletechnicznej zainstalowanej na oddanym do eksploatacji nowym moście odległym zaledwie 1,0 m od płyty mostu rozbieranego. Czynniki te uniemożliwiły zastosowanie metody minerskiej z wykorzystaniem materiałów wybuchowych. Kluczowym elementem było położenie łuku na płytę. Sam sposób demontażu płyty pomostowej z wykorzystaniem tymczasowych podpór pośrednich był tak opracowany, aby można było pozyskać belki konstrukcyjne do badań doświadczalnych w Laboratorium IMiKB Politechniki Krakowskiej.

Po demontażu monolitycznej konstrukcji nośnej rozpoczęto etap budowy mostu, w którym pomost i łuki wykonano w wersji prefabrykowanej, a główne belki podłużne z betonu sprężonego splotami typu 7ø5 mm wykonanych ze stali Y 1860 S7C. Wykonanie podłużnic z betonu sprężonego umożliwiło zwiększenie nośności mostu do 50 ton, przy jednoczesnym zmniejszeniu przekroju poprzecznego tych elementów.

Wybrana technologia budowy nowego mostu z zastosowaniem prefabrykowanych elementów pozwoliła w szybkim czasie na realizację inwestycji. Oba bliźniacze obiekty zachowały proporcje i kształt mostu istniejącego do 2010 roku, nawiązujący w zamyśle projektanta do sylwetki Trzech Koron. Ponadto, elementy prefabrykowane, jak również płyta nośna i zespolenia elementów prefabrykowanych wykonane zostały z betonu o bardzo dobrej jakości, na kruszywie bazaltowym o uziarnieniu do 16 mm, co powinno zapewnić okres trwałości konstrukcji mostu na najbliższe 100 lat. Świadczy to dobrze o projektantach i wykonawcach mostu, którzy zadbał o zastosowanie materiałów odpowiedniej jakości.

Analizując rozwiązanie konstrukcyjne zdemontowanego mostu i jakość zastosowanych materiałów do jego wykonania, należy z uznaniem podkreślić umiejętności i wiedzę ówczesnej kadry inżynierskiej. W warunkach okresu międzywojennego doprowadzili do wykonania mostu, który spełniał swoją funkcję przez 80 lat eksploatacji. Decyzja o jego rozbiórce była wynikiem postępującej degradacji elementów konstrukcyjnych spowodowanych szkodliwym oddziaływaniem środków odladzających, których stosowania nie uwzględniono na etapie projektowania. Problematyka związana z projektowaniem konstrukcji z uwagi na jej trwałość jest podstawowym zagadnieniem podjętym dopiero w ostatnim dziesięcioleciu.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Wanta Projektowanie Dróg i Mostów, Inwentaryzacja geometryczna oraz inwentaryzacja uszkodzeń, Inwentaryzacja mostu w Krościenku, Kraków, 2005
- [2] KBPDiM Transprojekt, Projekt remontu mostu przez rzekę Dunajec w Krościenku, Kraków, 1984
- [3] MP-Mosty, Rozbudowa mostu w ciągu drogi powiatowej nr K1636 Krościenko – Szczawnica w miejscowości Krościenko, Projekt mostu, Kraków, 2007
- [4] BS 1881: Part 124 Methods for analysis of hardened concrete.
- [5] PN – EN 196-2 2006: Metody badania cementu: Analiza chemiczna cementu
- [6] PN – EN 12504-1: Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Odwierty rdzeniowe – Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie
- [7] Wieczorek G., Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2002
- [8] Mostmar, Rozbudowa mostu w miejscowości Krościenko w ciągu drogi powiatowej nr K1636 w km 0+095.67 Krościenko – Szczawnica, Projekt Wykonawczy – Technologiczny, Pietrzykowice, 2009
- [9] Seruga A., Midro M., Przebudowa mostu w Krościenku nad Dunajcem, Konferencja Naukowo-Techniczna: Konstrukcje Sprężone 21–23 marca 2012, Kraków, materiały s. 211–212