

NOSNOŚĆ EKSPLOATACYJNA „WARSZAWSKICH CZTERDZIESTEK” PO REMONCIE¹

Przemysław MOSSAKOWSKI, Wojciech TROCHYMIAK
Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów

Pożar Mostu Łazienkowskiego w dniu 14 lutego 2015 roku spowodował wyłączenie go z ruchu wraz z estakadami dojazdowymi decyzją Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego do czasu usunięcia „nieprawidłowości”. Pożar mostu stalowego nie spowodował uszkodzeń konstrukcji kablobetonowej estakad sąsiadujących z mostem, poza uszkodzeniami termicznymi podpory rozdzielczej znajdującej się między ustrojami, wyczerpaniem możliwego odkształcenia dylatacji (zaciśnięcia jej i wypchnięcia stalowych wkładek urządzenia dylatacyjnego) oraz osmalenia czoła, wnętrza i spodu konstrukcji kablobetonowej sąsiadującej z mostem po praskiej stronie Wisły. Zarządca obiektu postanowił, korzystając niejako „z okazji zamknięcia Mostu Łazienkowskiego”, przeprowadzić również konieczny remont przęseł kablobetonowych. W referacie przedstawiono opis kablobetonowych konstrukcji „warszawskich czterdziestek”, głównych założeń projektu remontu oraz pojawiających się wraz z postępami prac remontowych nowych wyzwań projektowych i wykonawczych.

Słowa kluczowe: most, estakada, konstrukcja sprężona, uszkodzenia, remont, nośność eksploatacyjna.

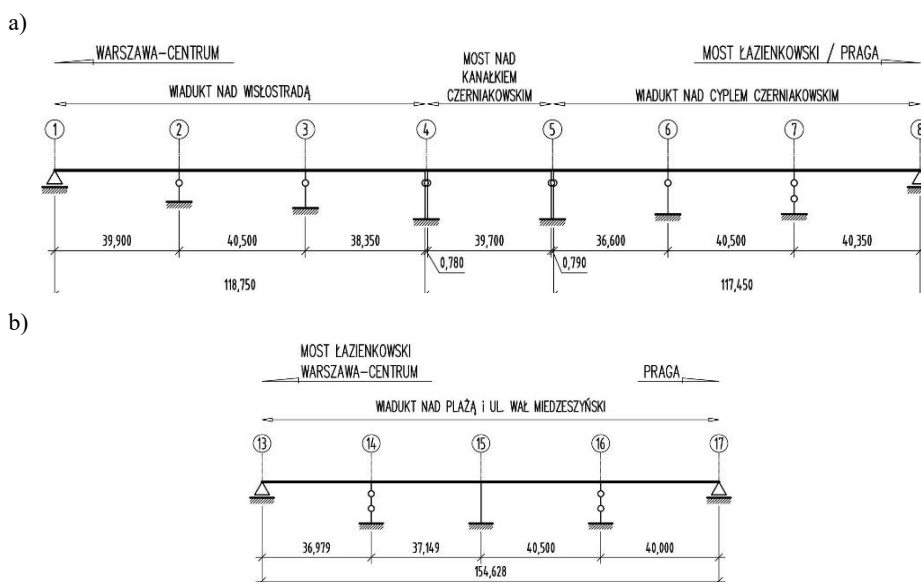
1. WPROWADZENIE

Warszawskie „czterdziestki” to estakady kablobetonowe znajdujące się w ciągu Trasy Mostu Łazienkowskiego w Warszawie. Pierwsze wstępne projekty Trasy Łazienkowskiej wraz z obiektami inżynierskimi powstały pod koniec lat sześćdziesiątych XX wieku. Na początku lat siedemdziesiątych XX wieku projekty zostały zweryfikowane i zmodernizowane [1]. Projekty techniczne ustroju niosącego „warszawskich czterdziestek” opracowano na podstawie projektów wstępnych, wykonanych przez Pracownię Mostową Centralnego Biura Studiów i Projektów Dróg, Mostów i Lotnisk – CBSiPDMiL (wcześniejsza nazwa Warszawskie Biuro Studiów i Projektów Transportu Drogowego i Lotniczego – WBSiPTDiL) w Warszawie, obecnie Biuro Projektowo-Badawcze Dróg i Mostów (BPBDM) TRANSPROJEKT-WARSZAWA Sp. z o. o. oraz na podstawie projektu drogo-

¹ DOI 10.21008/j.1897-4007.2017.24.15

wego i architektonicznego opracowanego przez Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego (BPK) „Stolica” z uwzględnieniem podkładów geodezyjnych Warszawskiego Przedsiębiorstwa Geodezyjnego (WPG). Głównymi projektantami Trasy Łazienkowskiej byli mgr inż. J. Lemański i mgr inż. W. Rososiński z BPK „Stolica”. Natomiast głównymi projektantami konstrukcji mostu i „czterdziestek” byli mgr inż. Jerzy Mazur i mgr inż. Jerzy Miturski z CBSiPDMiL [1]. Ostatecznie Trasa Łazienkowska została zaprojektowana i zrealizowana zgodnie z nowymi (początek lat 70. XX wieku) standardami przyjmowanymi do projektowania arterii szybkiego ruchu w mieście [1]. Trasę Łazienkowską budowano od września 1971 do lipca 1974 roku.

2. OPIS KONSTRUKCJI I WYPOSAŻENIA



Rys. 1. Schematy i przyjęta numeracja podpór konstrukcji kablobetonowych [1, 3, 4]; a) „warszawskie czterdziestki” (18Ł); b) „praskie czterdziestki” (30Ł)

W dokumentacji archiwalnej oraz w niniejszym opracowaniu przyjęto następującą numerację osi podpór i przęseł (rys. 1):

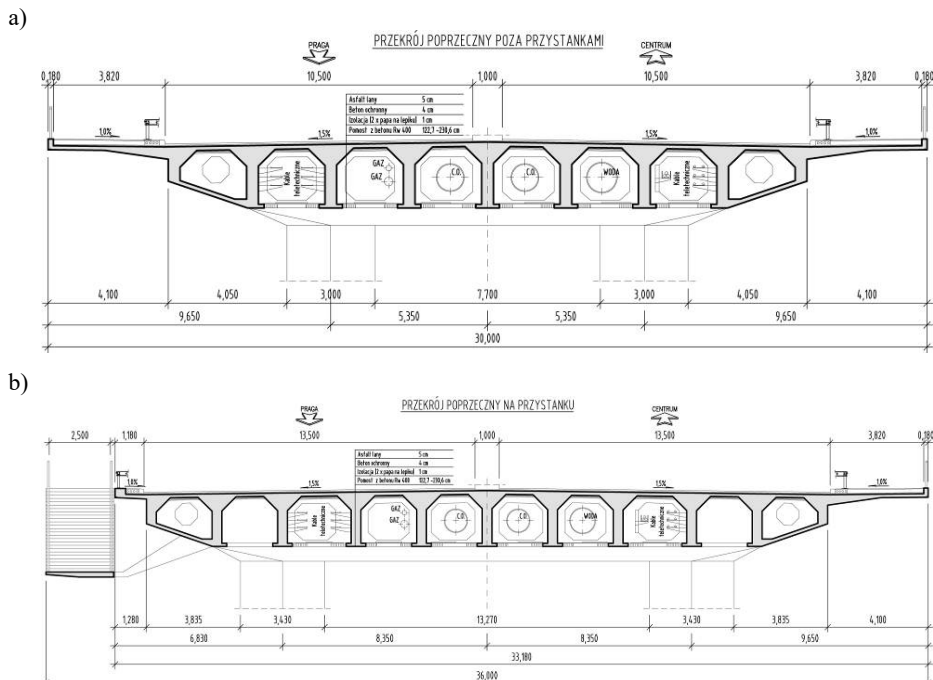
- oś podpór 1÷8 – konstrukcje kablobetonowe po stronie warszawskiej, wiadukt nad Wisłostradą – przęsła 1–2–3–4 (segment 1–2–3–4), most nad Kanałem Czerniakowskim – przęsło 4–5 (segment 4–5), wiadukt nad Cyplem Czerniakowskim – przęsła 5–6–7–8 (segment 5–6–7–8) – w skrócie warszawskie „czterdziestki”

- oś podpór 8÷13 – konstrukcja stalowego mostu przez Wisłę, Most Łazienkowski,
- oś podpór 13÷17 – konstrukcja kablobetonowa po stronie praskiej, wiadukt nad plażą i ulicą Wał Miedzeszyński, w skrócie praskie „czterdziestki”.
W zestawieniach inwentarzowych Zarządu Dróg Miejskich w Warszawie (2015r.) wyszczególnione obiekty mają następujące oznaczenia:
- 18Ł – obiekt po stronie warszawskiej („warszawskie czterdziestki”) – między osiami podpór 1÷8,
- 29Ł – Most Łazienkowski, między osiami podpór 8÷13,
- 30Ł – obiekt po stronie praskiej („praskie czterdziestki”), między osiami podpór 13÷17.

Podczas projektowania przedmiotowych konstrukcji przyjęto następujące założenia dotyczące obciążeń, właściwości materiałów, stosowanych norm i wymagań konstrukcyjnych:

- klasa obciążenia obiektu według PN-B-02015:1966 Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania [7]: obciążenie taborem samochodowym – klasa I plus sprawdzenie na obciążenie ciągnikiem kołowym K-80 i na obciążenie ciągnikiem gąsienicowym T-80 [1],
- obciążenie tłumem,
- urządzenia obce: dwa przewody ciepłownicze Ø900mm, przewód wodociągowy Ø1000mm, przewody gazowe, kable teletechniczne, energetyczne i teletechniczne (rys. 2),
- właściwości materiałów według PN-B-03261:1958 Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie [6] oraz PN-B-03320:1966 Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie [8]:
- beton $R_w = 400 \text{ kG/cm}^2$ (konstrukcja nośna, podpory), $R_w = 250 \text{ kG/cm}^2$ (podpory, pale),
- stal zbrojeniowa: 18G2 $Q_r=3600 \text{ kG/cm}^2$, St3SX, St3SY; $Q_r=2500 \text{ kG/cm}^2$,
- stal sprężająca: II kl. wg PN-M-80014:1971 Druty stalowe gładkie do konstrukcji stalowych [9], PN-M-80236:1971 Liny na ciągną sprężające [10],
- kable sprężające: liny 61Ø5mm, $Q_{r 0,2}=136 \text{ kG/mm}^2$ (dźwigary główne) i kable ze splotów 7·7Ø5mm, $Q_{r 0,2}=136 \text{ kG/mm}^2$ (niektóre, skrajne elementy przekroju poprzecznego).

W ustrojach nośnych wszystkich obiektów kablobetonowych można wyróżnić cztery typy elementów głównych, z których składają się ruszty pomostów.



Rys. 2. Przekroje poprzeczne konstrukcji nośnych z zaznaczeniem infrastruktury miejscowej [5]; a) poza przystankiem; b) na przystanku

Belki główne, dwuteowe, w których górne pasy stanowią płytę pomostu, a dolne pasy, o zmiennej szerokości, tworzą charakterystyczny, niepowtarzalny spód konstrukcji nośnej z otworami między belkami w kształcie klepsydr. W przekroju poprzecznym rusztów zaprojektowano 9. lub 11. belek (rys. 2). Poza skrajnymi belkami, które są znacznie niższe od pozostałych, belki pośrednie zaprojektowano o niewiele różniącej się wysokości. Różna wysokość belek pośrednich wynikała z pochylenia poprzecznego jezdni. Spód belek pośrednich zaprojektowano na jednym poziomie. Belki ze względu na charakterystykę geometryczną można podzielić na trzy typy: typ I – belki skrajne o wysokości około 117 cm z pełną płytą dolną, w których zakotwiona jest płyta wspornika podchodnikowego, typ II – belki sąsiadujące ze skrajnymi o wysokości ok. 214 cm z pełną płytą dolną od strony belek skrajnych, o dużej sztywności skrętnej i giętnej, które przenoszą obciążenia ze skrajnych części pomostu ku podporom, typ III – pozostałe belki pośrednie o wysokości 214÷230 cm z półkami dolnymi o zmiennej szerokości, które łącznie z półkami dolnymi poprzecznie tworzą dolną, ażurową płytę o otworach w kształcie dwóch trapezów (klepsydr). Belki te są podparte na poprzecznicach podpór ramowych. Grubość pasa dolnego belek – płyty dolnej wynosi 12 cm, grubość śródników belek, ze skosami górnymi 60x60 cm, wynosi 40 cm. Belki w miejscach usytuowania zakotwień cięgien

sprężających pogrubiono po 30 cm z każdej strony. Belki skrajne zostały pogrubione jednostronnie.

Poprzecznice przęsłowe zaprojektowano o grubości 20 cm, średnim rozstawie około 8.0 m i wysokości równej belkom głównym. W poprzecznicach zaprojektowano otwory umożliwiające przeprowadzenie urządzeń inżynierii miejskiej.

Poprzecznice podporowe nad skrajnymi podporami zaprojektowano o grubości 80 cm, a nad podporami pośrednimi po 100 cm. Wysokości poprzecznic podporowych są różne i uzależnione od typu oraz usytuowania podpory. Płytę pomostu zaprojektowano jako żelbetową o grubości 14 cm.

W części warszawskiej i praskiej szerokości pomostów są zmienne i wynoszą odpowiednio: pomiędzy podporami 1 ÷ 5 – 36.0m, w obrębie przęsła 5–6 – 36,0÷30.0 m, pomiędzy podporami 5 ÷ 8 – 30.0m (rys. 2). W obrębie podpory nr 3 z konstrukcją pomostu są połączone przegubowo dwie estakady (wjazd i zjazd z wiaduktu na Wisłostradę). W obrębie przęsła 13–14 zmienia się z szerokości 30.0 m do szerokości 36 m. Pomędzy przęsłami 14–15, 15–16 i 16–17 szerokość pomostu wynosi 36 m.

Płyta pomostu – w obrębie podpory nr 14 z konstrukcją pomostu są połączone przegubowo dwie estakady (wjazd i zjazd z wiaduktu na ul. Wał Miedzeszyński). W miejscach usytuowania „styków” wjazdów i zjazdów (estakad) odpowiednio ukształtowana płyta pomostu przybiera kształt wsporników połączonych poziomymi przegubami z konstrukcją estakad. Zmiany szerokości płyt pomostów wynikały z wymagań ruchu i odpowiedniego wykonstrowania płyty pomostowej w celu połączenia z łącznicami wjazdowymi i zjazdowymi w węzłach oraz z umiejscowieniem przystanków autobusowych na płycie pomostu (zatoczki).

Sprężenie – konstrukcje zostały sprężone kablami z przyczepnością wprowadzanymi w stalowe osłonki kanałów kablowych z karbowanej blachy. Zastosowano dwa typy kabli, pierwszy 61 Ø 5mm do sprężania belek podłużnych (dźwigarów), drugi 7x7 Ø 5mm do sprężania części płyt dolnych podniebienia skrajnych belek pomostu. Zaprojektowano różne trasy i sposób naprężania kabli: kable naprężane jednostronnie – w przęsłach skrajnych z zakotwieniami biernymi nad skrajnymi podporami i kable odcinkowe nad podporami pośrednimi oraz kable naprężane dwustronnie. Kable kotwiono za pomocą typowych zakotwień tulejowych [14].

Podparcie ustroju nośnego zaprojektowano częściowo na stalowych łożyskach wałkowych, podpory 1, 8, 13, 17. Podpory pośrednie na słupach żelbetowych połączonych z konstrukcją nośną monolitycznie lub przegubowo.

Podpory pośrednie z wyjątkiem podpór 4 i 5 (nad Kanałkiem Czerniakowskim) są dwudzielne o przekroju poprzecznym wydłużonego sześciokąta. Podpory 4 i 5 z uwagi na dylatacje między przęsłami są czterodzielne o przekroju poprzecznym zbliżonym do pozostałych podpór pośrednich. Podpory wspólne z mostem stalowym nr 8 i 13 zaprojektowano w kształcie dwóch filarów.

Posadowienie podpór zaprojektowano na palach Franki $\varnothing 52$ cm. Podczas budowy, w ramach projektów zamiennych opracowanych przez kierownictwo budowy (według relacji uczestników budowy), posadowienie wszystkich podpór pośrednich (wg opisów dokumentacji archiwalnej tylko niektóre) i przyczółków „czterdziestek” zmieniono na pale dużych średnic $\varnothing 150$ cm.

Antresole – dodatkowo w celu zachowania ciągłości ruchu pieszego na chodnikach i wyeliminowaniu kolizji z ruchem kołowym na estakadach zaprojektowano, pod estakadami, przejścia dla pieszych „podwieszane” do konstrukcji rusztu pomostu „czterdziestek” (nazywanych również kładkami lub antresolami). Konstrukcje przejść zaprojektowano jako żelbetowe, płytowe, o zmiennej grubości, zakotwione w przeponach poprzecznych, pomiędzy dwoma skrajnymi belkami, za pomocą specjalnie ukształtowanych wsporników. Podwieszane przejścia z chodnikami mostu połączono żelbetowymi schodami.

Wyposażenie – na jezdni „czterdziestek” zaprojektowano 5. cm asfaltową nawierzchnię, na chodnikach po 3 cm. Pochylenia poprzeczne obu jezdni w kierunku krawężników zewnętrznych wynosiły po 1.5%, a pochylenie poprzeczne chodników i pasów krawężnikowych po 1%. Jezdnia była ograniczona granitowymi krawężnikami 20x20 cm. Na całej szerokości konstrukcji przyjęto izolację typu tradycyjnego (dwie warstwy papy jutowej na lepiku) oraz warstwę betonu ochronnego o grubości 4 cm. W celu oświetlenia konstrukcji zainstalowano odpowiednio zamocowane latarnie. Poręcze zaprojektowano z pionowych płaskowników stalowych. Odwodnienie wód opadowych z nawierzchni zaprojektowano za pomocą sączków stalowych z kratkami ściekowymi typu ulicznego. Przewidziano dwa typy dylatacji. Dylatacje palczaste między konstrukcjami mostu stalowego i wiaduktami kablobetonowymi (strona warszawska i praska) oraz dylatacje modułowe z blach w pozostałych przypadkach.

Urządzenia obce – Most Łazienkowski i kablobetonowe „czterdziestki” są „swego rodzaju” mostem technologicznym, przeznaczone również do przeprowadzenia infrastruktury (instalacji) miejskiej. W przekroju poprzecznym konstrukcji (między belkami głównymi) zostały umieszczone „urządzenia obce” o następującym przeznaczeniu: 2 rurociągi ciepłownicze $\varnothing 900$ mm, rurociąg wodociągowy $\varnothing 1000$ mm, przewody gazowe $\varnothing 300$ mm i $\varnothing 250$ mm, kable energetyczne: 110 kV, 15 kV i 380 kV, kable telefoniczne – szt. 24, kable oświetleniowe i sygnalizacyjne. Podczas remontu w 2015 roku stwierdzono również istnienie niezainwentaryzowanych innych kabli i światłowodów. Więcej na temat tej konstrukcji znajduje się w pracach [3, 4, 14].

3. PRZEGLĄD USZKODZEŃ KONSTRUKCJI

Trasa Łazienkowska, w tym Most Łazienkowski wraz z konstrukcjami kablobetonowymi i węzłami, została oddana do użytkowania 22 lipca 1974 roku. Przez ponad 40 lat nieprzerwanej eksploatacji, konstrukcje estakad, były narażo-

ne na oddziaływanie agresywnego środowiska miejskiego. Skutki tych oddziaływań były coraz bardziej widoczne od lat 90. XX wieku. Intensywność ruchu kołowego po obiektach zwiększała się, w szczególności po roku 2000. W roku 2010 odnotowano, w przypadku Mostu Łazienkowskiego, poziom 120 tys. samochodów na dobę w obu kierunkach [2].

Uwarunkowania komunikacyjne oraz brak odpowiednich środków finansowych na remonty i prace utrzymaniowe miały bardzo duży wpływ na stan techniczny obiektów inżynierskich Trasy Łazienkowskiej. Przez około 30 lat nie prowadzono prac remontowych omawianych obiektów, a środki finansowe umożliwiały jedynie wykonywanie, w ograniczonym zakresie, napraw doraźnych.

Poprawa nastąpiła dopiero w pierwszej dekadzie XXI wieku. Przystąpiono do remontowania lub wymiany najbardziej zniszczonych obiektów. W tym przypadku estakad – łącznic znajdujących się w węzłach po lewej i prawej stronie Wisły. W następnym etapie przewidywano wyremontowanie obiektów usytuowanych w głównym ciągu Trasy Łazienkowskiej.

Po oddaniu w 2014 roku odtworzonych estakad węzła Trasy Łazienkowskiej z Wisłostradą, 14 lutego 2015 roku doszło do pożaru Mostu Łazienkowskiego, a Powiatowy Inspektor Nadzoru Budowlanego zdecydował o zamknięciu mostu „do czasu usunięcia wad” [4].

Wymiana (przebudowa) Mostu Łazienkowskiego umożliwiła również przeprowadzenie remontu „czterdziestek”. Okazało się, że prowadzenie prac remontowych konstrukcji kablobetonowych mogłoby spowodować utrudnienia w odtworzeniu mostu głównego, a przez to wydłużenie inwestycji.

Projektant nowego mostu, Transprojekt Warszawa [3, 4], zdecydował o częściowym remoncie konstrukcji estakad. W celu określenia zakresu minimalnych prac, oceny stanu technicznego i potwierdzenia założeń remontu, zlecił wykonanie ekspertyzy [5].

Poniżej przedstawiono główne wnioski z prac terenowych związanych z przeglądem technicznym „czterdziestek” prowadzonych w marcu i kwietniu 2015 roku, jak również w trakcie prac remontowych w celu weryfikacji wniosków zawartych w ekspertyzie [5]. Zakres prac terenowych obejmował, między innymi:

- przegląd konstrukcji podpór, w tym komór technicznych znajdujących się w przyczółkach,
- przegląd ustroju nośnego w tym jego powierzchni zakrytych, ze szczególnym uwzględnieniem systemu sprężenia,
- przegląd konstrukcji antresol i wsporników je podwieszających do ustroju nośnego,
- przegląd konstrukcji wsporczych, mocowań technicznych urządzeń obcych.

Inspekcji nie poddano elementów, które według Zamawiającego były wstępnie przeznaczone do wyburzenia lub wymiany, np. większość elementów wyposażenia (system odwodnienia, balustrady, bariery, urządzenia dylatacyjne, latarnie, zakończenia wsporników podchodnikowych i gzymsy).

W następstwie przeprowadzonych prac studialnych i terenowych przedstawiono poniżej, w ujęciu syntetycznym, istotne spostrzeżenia i wnioski.

W głównych elementach konstrukcyjnych: przyczółkach, podporach pośrednich i ustrojach występowały powtarzające się typy uszkodzeń:

- brak otuliny spowodowany błędami wykonawczymi i w następstwie korozja odsłoniętego zbrojenia, która doprowadziła w wielu miejscach do odspojenia fragmentów betonu,
- degradacja otuliny spowodowana jej małą grubością (1.5cm), na skutek korozji zbrojenia,
- ubytki betonu spowodowane błędami wykonawczymi, uderzeniami pojazdów, wandalizmem,
- zarysowania i pęknięcia wynikłe z przeciążenia elementów (poprzecznic), korozji betonu i zbrojenia, niedoszacowania efektów reologicznych i termicznych (poprzecznic i dźwigary główne),
- pojedyncze pęknięcia i rysy, duże pojedyncze pęknięcia zaobserwowano na całej szerokości wspornika w okolicach podpór,
- wystające korodujące pręty zbrojeniowe, które pozostawiono po wybudowaniu obiektu,
- zawilgocenia spowodowane nieuszczelnnością systemu odwodnienia oraz nieuszczelnnością urządzeń dylatacyjnych, wynikające z całkowitej degradacji elementów rur spustowych na skutek ich korozji,
- niedostateczna izolacja przeciwwilgociowa lub jej całkowity brak,
- wadliwie wykonane lokalne naprawy i brak utrzymania.

Zarysowaniu uległy elementy poprzeczne, głównie poprzecznic podporowe oraz poprzecznic przęsłowe (drugorzędne). W przypadku poprzecznic podporowych przyczynami zarysowań było niedoszacowanie efektów od skurczu i oddziaływań termicznych w konstrukcji przeszywnionej w kierunku poprzecznym. W przypadku poprzecznic przęsłowych, przyczyną zarysowań było ich przeciążenie spowodowane obciążeniem elementami inżynierii miejskiej (rurociągi), złe wykonanie podparć tych elementów na poprzecznicach oraz nieodpowiednie wykonawstwo.

W przypadku dźwigarów głównych zarysowania zaobserwowano na powierzchniach bocznych skrajnych dźwigarów o rozwartościach rys mniejszych od 0.1mm, spowodowane zbyt małym procentem zbrojenia miękkiego i lokalnymi efektami skurczowo – termicznymi.

Szczególnymi uszkodzeniami były te związane z systemem sprężenia konstrukcji, którego stan techniczny ma podstawowy wpływ na nośność konstrukcji (rys. 3). Uszkodzenia konstrukcji w pobliżu kabli sprężających miały różny charakter. Podstawowe uszkodzenie wynikało z błędów wykonawczych tzn. złego ułożenia mieszanki w pobliżu kabli co powodowało powstawanie kawern, ubytki

ków betonu o wymiarach dochodzących do 10x10x15cm. Jednocześnie występowała korozja osłon kabli (rys. 3a).

a)



b)



c)



Rys. 3. Uszkodzenia systemu sprężenia: a) typ1, b) typ 2, c) typ 3, opis w tekście

Drugi typ uszkodzeń to również ubytek betonu jednak towarzyszyła mu zaawansowana korozja stali sprężającej w kilku przypadkach prowadząca do przerwania drutów kabli (rys. 3b). Trzeci typ uszkodzeń to uszkodzenie mechaniczne, które doprowadziło do przerwania kabli (rys. 3c).

Pierwszy i drugi typ uszkodzeń to następstwo błędów wykonawczych, korozji i braku utrzymania. Trzeci typ powstał na skutek błędu wykonawcy remontu w 2015 roku. Uszkodzenia typu 1 i 2 występowały również w strefach zakrytych, w których inspektorzy przeprowadzili inspekcje. Należy domniemywać że w zabudowanych przestrzeniach, do których nie było dostępu, mogą również występować uszkodzenia, np. w komorach, w których znajdują się ciepłociągi i wodociągi.

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz sformułowano wnioski z przeprowadzonego przeglądu konstrukcji, które zawarto w pracy [14].

4. NOŚNOŚĆ EKSPLOATACYJNA

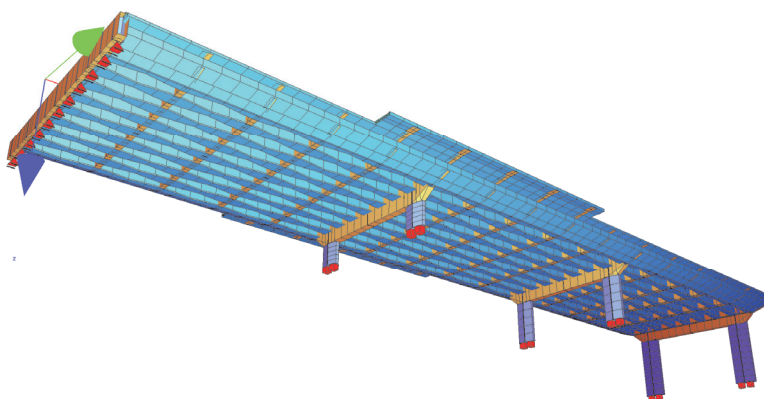
Diagnostyka uszkodzeń i ocena stanu technicznego umożliwiła (ułatwiła) przygotowanie odpowiedniego projektu remontu. Po wykonaniu remontu istotne było również oszacowanie nośności eksploatacyjnej konstrukcji (dobór klasy obciążenia wg PN-S-10030:1985 [11] umożliwiającą bezpieczną eksploatację). Podczas oszacowania nośności uwzględniono efekt uszkodzeń tworzywa konstrukcji, jej wiek, stan systemu sprężenia, wykonanych napraw oraz oczekiwania Zarządcy obiektu dotyczących parametrów użytkowych. Prace podzielono na kilka etapów:

- **etap 1:** opracowanie modeli obliczeniowych konstrukcji w celu określenia sił wewnętrznych, naprężeń i przemieszczeń od obciążeń użytkowych wg normy z okresu projektowania [7], a następnie określenie, przygotowanego w ten sposób modelu, klasy wg normy [11],
- **etap 2:** określenie kryteriów porównawczych – „bezpiecznych” poziomów wartości naprężeń i przemieszczeń uwzględniających stwierdzone nieprawidłowości i uszkodzenia konstrukcji,
- **etap 3:** przeprowadzenie technicznych obciążeń próbnych w trakcie remontu, w celu walidacji modeli obliczeniowych, oraz sprawdzenie konstrukcji przed wykonaniem napraw remontowych,
- **etap 4:** aktualizacja (jeżeli zaistnieje taka potrzeba) „bezpiecznych” poziomów z etapu 2, która uwzględni zakres napraw i zmian w konstrukcji,
- **etap 5:** wykonanie próbnego obciążenia po wykonanych naprawach remontowych, końcowe określenie normowej klasy obciążenia i warunków użytkowania konstrukcji.

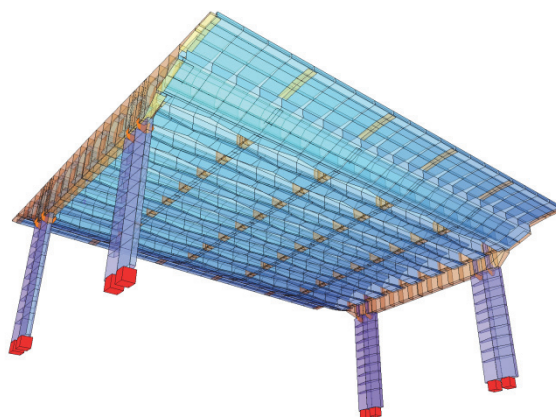
W ramach **etapu 1**. wykonano, na podstawie dostępnej, archiwalnej dokumentacji, modele obliczeniowe analizowanych konstrukcji (rys. 4). Wykonano

przestrzenne modele konstrukcji klasy (e1+e2, p3) z zastosowaniem elementów jednowymiarowych (belkowych) i dwuwymiarowych (powłokowych – paneli). Za ich pomocą zamodelowano główne elementy konstrukcji tzn.: dźwigary główne, poprzecznice i słupy. Do rozkładu obciążeń powierzchniowych na węzły ramy przestrzennej użyto paneli o zredukowanej sztywności.

a)



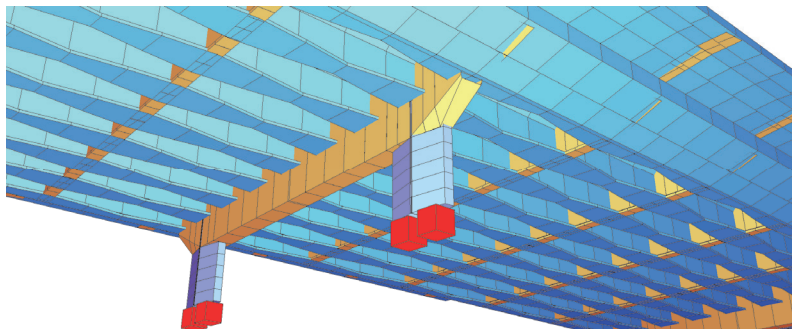
b)



Rys. 4. Wizualizacja modeli obliczeniowych MES: a) sekcja 1–2–3–4, wiadukt nad Wisłostradą b) sekcja 4–5, most nad Kanalkiem Czerniakowskim

Warunki brzegowe modeli przyjęto zgodnie z dokumentacją archiwalną, tzn. elementy modelujące słupy zostały zamocowane w połowie grubości płyty zwieńczającej pale, a każdy słup składa się z dwóch rozdzielonych części (przekroje trapezowe). Poprzecznice pośrednie i skrajne segmentu 4–5 są oparte na słupach przegubowo–nieprzesuwnie umożliwiając obrót w płaszczyźnie osi pionowej i osi podłużnej obiektu. Rysunek 5 ilustruje szczegóły zamodelowanych

przekrojów poprzecznych i ich zmienne kształty, w szczególności poprzecznicę i dźwigara głównego (kształt klepsydr).

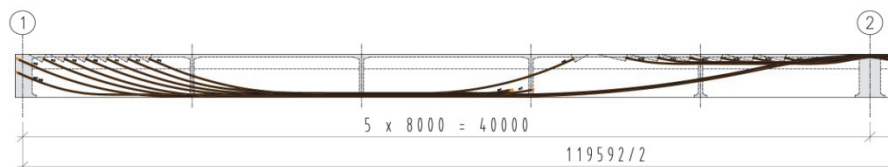


Rys. 5. Model MES, sekcja 1–2–3–4, wiadukt nad Wisłostradą, szczegół zmienności przekroju poprzecznego poprzecznicę, dźwigara głównego i słupów

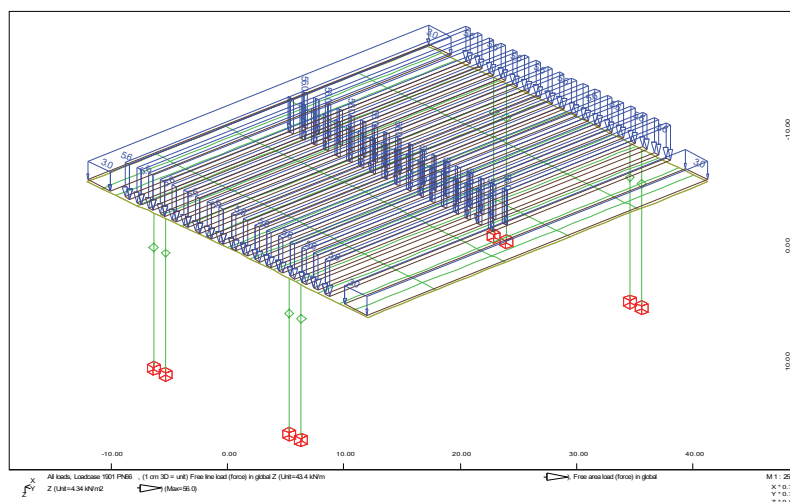
Sprężenie modelowano w postaci obciążenia zastępczego odwzorowującego w przestrzeni geometrię tras kabli sprężających. Oddziaływanie sprężenia wyznaczano z uwzględnieniem sił wzbudzonych, wynikłych z tras kabli oraz więzów konstrukcji (ustroje hiperstatyczne). Fragment schematu sprężenia belki dźwigara wiaduktu nad Wisłostradą przedstawiono na rys. 6.

Jako tworzywo konstrukcji przyjęto beton konstrukcyjny klasy $R_w=400$ kG/cm² wg [6], o współczynniku sprężystości podłużnej wynoszącej $E_c = 38000$ N/mm². Ciężar objętościowy przyjęto $g_b=27$ kN/m³, jak dla betonów z łamanym kruszywem bazaltowym [6].

Modele obliczeniowe obciążano modelowym obciążeniem projektowym wg [7] i modelowym obciążeniem projektowym zgodnym z normą [11]. Następnie porównywano wyznaczone, odpowiednie wartości naprężeń od obciążeń z okresu projektowania [7] z wartościami naprężeń od obciążeń wg [11]. Na rysunku 7 przedstawiono przykład modelu obciążenia użytkowego z okresu projektowania. Następnie weryfikowano kryteria („bezpieczne” poziomy) w dźwigarach głównych, poprzecznicach i słupach. Sprawdzano czy wartości naprężeń (przemieszczeń) od obciążeń wg [7] nie przekraczają odpowiednich wartości od obciążeń wg norm z okresu projektowania. Zgodnie z wymogami normy PN–S–10042:1992 [12] sprawdzono charakterystyczne wartości naprężeń rozciągających, obliczeniowe wartości naprężeń ściskających i ścinających oraz porównywano ugięcia, w stanie sprężystym, od odpowiednich obciążeń użytkowych. Sprawdzając naprężenia uwzględniano ciężar własny i wyposażenie z okresu projektowania oraz ciężar własny i wyposażenie zgodnie z koncepcją remontu [3, 4]. W obliczeniach uwzględniono projektowaną nadbudowę płyty pomostu o grubości $3\div 11$ cm. Przy takich założeniach określono maksymalną klasę obciążenia użytkowego wg [11].



Rys. 6. Model MES, sekcja 1–2–3–4, przykład zamodelowanego układu sprężenia w belce dźwigara głównego w przęśle 1–2



Rys. 7. Model MES, przykład modelu obciążenia użytkowego zgodnego z klasą I i tłumem wg [7]

Tabela 1. Wartości naprężeń normalnych, charakterystycznych w dźwigarach głównych od obciążeń długotrwałych w MPa

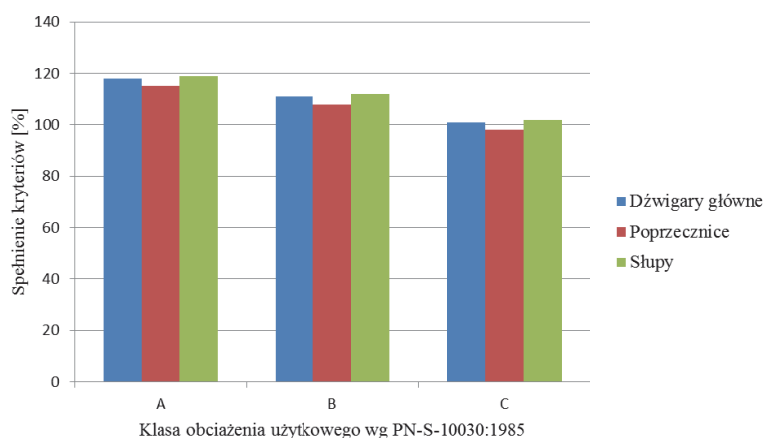
Nr belki	Ciężar własny		Zabudowa oryg. in.		Inżynieria miejska		Nadbeton 3÷10 cm	
	WD	WG	WD	WG	WD	WG	WD	WG
11	10,3	-6,6	2,5	-1,6	0,3	-0,2	0,6	-0,4
10	18,9	-9,9	4,1	-2,2	0,8	-0,4	1,3	-0,7
9	19,6	-9,9	3,9	-2,0	1,1	-0,6	1,4	-0,7
8	18,9	-9,7	3,5	-1,8	1,3	-0,7	1,5	-0,8
7	18,5	-9,6	3,2	-1,7	1,5	-0,8	1,6	-0,8
6	18,4	-9,8	3,1	-1,7	1,6	-0,8	1,6	-0,8
5	18,5	-9,6	3,2	-1,7	1,6	-0,8	1,6	-0,8
4	18,9	-9,7	3,5	-1,8	1,5	-0,8	1,5	-0,8
3	19,6	-9,9	3,9	-2,0	1,4	-0,7	1,4	-0,7
2	18,9	-9,9	4,1	-2,2	1,1	-0,6	1,3	-0,7
1	10,3	-6,6	2,5	-1,6	0,5	-0,3	0,6	-0,4
Max	19,6	-6,6	4,1	-1,6	1,6	-0,2	1,6	-0,4
Min	10,3	-9,9	2,5	-2,2	0,3	-0,8	0,6	-0,8

Tabela 2. Wartości naprężeń normalnych, charakterystycznych w dźwigarach głównych od obciążeń użytkowych w MPa

Nr belki	PN-66, klasa I		PN-85, klasa C		PN-85, klasa B		PN-85, klasa A	
	WD	WG	WD	WG	WD	WG	WD	WG
11	2,4	-1,5	1,6	-1,0	2,2	-1,4	2,7	-1,8
10	4,4	-2,3	3,1	-1,6	4,3	-2,3	5,5	-2,9
9	4,6	-2,3	3,4	-1,7	4,8	-2,4	6,2	-3,2
8	4,5	-2,3	3,6	-1,8	5,2	-2,7	6,8	-3,5
7	4,4	-2,3	3,9	-2,0	5,8	-3,0	7,6	-3,9
6	4,4	-2,4	4,0	-2,1	6,0	-3,1	7,9	-4,1
5	4,4	-2,3	3,9	-2,0	5,8	-3,0	7,6	-3,9
4	4,5	-2,3	3,6	-1,8	5,2	-2,7	6,8	-3,5
3	4,6	-2,3	3,4	-1,7	4,8	-2,4	6,2	-3,2
2	4,4	-2,3	3,1	-1,6	4,3	-2,3	5,5	-2,9
1	2,4	-1,5	1,6	-1,0	2,2	-1,4	2,7	-1,8
Max	4,6	-1,5	4,0	-1,0	6,0	-1,4	7,9	-1,8
Min	2,4	-2,4	1,6	-2,1	2,2	-3,1	2,7	-4,1

W tabeli 1 zestawiono przykładowe wyniki segmentu 4-5 (mostu nad Kanałkiem Czerniakowskim), wartości normalnych naprężeń charakterystycznych od obciążeń długotrwałych w skrajnych włóknach dolnych (WD) i włóknach górnych (WG), a w tabeli 2 od obciążeń użytkowych wg [7, 11].

Na rysunku 8 przedstawiono efekt analiz przeprowadzonych w *etapie 1.*, tzn. kwalifikację poszczególnych elementów konstrukcyjnych pod kątem obciążenia użytkowego w zależności od klasy obciążenia zgodnej z [11]. Na wykresie przedstawiono decydujące kryteria wszystkich segmentów konstrukcji.



Rys. 8. Graficzna reprezentacja wyników porównań naprężeń od obciążeń z okresu projektowania do naprężeń od obciążeń wg normy [11]. Spełnienie kryteriów porównawczych w poszczególnych głównych elementach konstrukcji

Analizę porównawczą prowadzono przy założeniu, że naprężenia w głównych elementach konstrukcyjnych od obciążenia zgodnego z aktualną normą obciążeń [11], nie mogą być większe niż naprężenia od obciążeń projektowych wg [7].

Analizę przeprowadzono na wartościach naprężeń normalnych w skrajnych włóknach dźwigarów głównych wynikających zarówno od momentów zginających w płaszczyznach pionowej i poziomej oraz siły normalnej (podpory usytuowane w skosie) oraz oddziaływań tras ciążeń sprężających. Naprężenia wyznaczano zgodnie z zasadami wytrzymałości materiałów (dwukierunkowe zginanie z uwzględnieniem siły podłużnej). Przykładowo, w przypadku wiaduktu nad Wisłostradą maksymalne charakterystyczne naprężenia rozciągające od obciążenia użytkowego klasy C wg [11] w przęśle 1–2 (rys. 1a) wynosiły, w zależności od belki 75–101% naprężeń od obciążenia projektowego wg [7], w przekroju nad podporą nr 3 wynosiły odpowiednio 87–93%. W przypadku mostu nad kanałkiem wynosiły odpowiednio 81–91% w przęśle i 90–95% nad podporą nr 4.

W przypadku dźwigarów głównych i poprzecznic decydujące były charakterystyczne wartości naprężeń normalnych, a w przypadku słupów, obliczeniowe wartości naprężeń ściskających. Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że konstrukcja po remoncie będzie mogła przenosić co najwyżej klasę obciążenia użytkowego C wg [11].

W *etapie 2*. analizowano wpływ stwierdzonych uszkodzeń konstrukcji na przyjęte kryteria porównawcze, przeznaczone do określenia nośności użytkowej. Przyjęto metodologię określającą zmniejszenie sztywności przekrojów elementów belkowych w zależności od stwierdzonych uszkodzeń. Porównywano pole przekroju (A_0) i moment bezwładności bez uszkodzeń (J_0) do pola przekroju i momentu bezwładności z uwzględnieniem uszkodzeń (ubytków betonu i uszkodzeń kabli sprężających). W sztywnościach przekrojów uwzględniano zbrojenie sprężające, bez uwzględniania zbrojenia miękkiego. Porównania wykonywano w elementach belkowych dźwigarów głównych. Ubytki betonu w przekroju belek przyjmowano w zakresie $120 \div 480 \text{ cm}^2$. Największe ubytki dotyczyły spodnich części przekrojów przęsłowych, które zostały uszkodzone przez pojazdy. Zmniejszenie globalnych wskaźników (EJ) wynosiło do 12% wartości bez uszkodzeń w przypadku przekrojów belek typu II i III oraz do 3% w przypadku przekrojów typu I. Zmniejszenie wskaźnika (EA) wynosiło do 3.5% w belkach typu II i III oraz do 1.5% w belkach typu I.

Maksymalny współczynnik zmniejszenia sztywności przekroju (EA) lub (EJ) przyjmowano globalnie mimo że uszkodzenia występowały lokalnie. Takie podejście uwzględniało niezidentyfikowane uszkodzenia, które mogły się znajdować w zakrytych (nieдоступnych) fragmentach konstrukcji. Redukcję charakterystyk wprowadzano w belkach uszkodzonych.

Redukcje sił sprężających wynikające z uszkodzeń kabli uwzględniano, zmniejszając wartości sił sprężających w kablach proporcjonalnie do oszacowanych ubytków/uszkodzeń (zmniejszenia pola przekroju poprzecznego stali) kabli sprężających. Odpowiednio zmniejszono tym samym oddziaływanie kabli

w postaci obciążeń zastępczych. Uszkodzenia, ubytki pola przekroju stali sprężającej wynosiły od 5 do 25% pola powierzchni w analizowanych przekrojach dźwigarów głównych. Efektem tego był lokalny wzrost naprężeń o maksymalnie 30% w elementach uszkodzonych w pojedynczych belkach (przekroje podporowe w osi 6 i 7 w wiadukcie nad Cyplem Czerniakowskim). Następstwem tego był wzmocnienie uszkodzonych elementów z wykorzystaniem płyty nadbetonu i dodatkowego zbrojenia miękkiego oraz doprężenie zewnętrznie odcinkowymi kablami sprężającymi przekrojów podporowych.

W analizie wpływu uszkodzeń pominięto wpływ zarysowania dźwigarów głównych, ponieważ uszkodzenie to dotyczyło jedynie skrajnych dźwigarów, ich powierzchni bocznych, a rozwarłość rys nie przekraczała 0,1mm.

Etap 3. był następstwem wyników **etapu 2**. Ponieważ stwierdzone zmniejszenie sztywności konstrukcji było znaczne, a w trakcie remontu po konstrukcji „czterdziestek” przewidywano transport ciężkich elementów wysyłkowych stalowego mostu, podjęto decyzję o próbnym obciążeniu technicznym. Sprzyjającymi okolicznościami było usunięcie z konstrukcji obiektu starego wyposażenia, zabudów i nawierzchni, a przewody wodociągowe i ciepłownicze były puste. Umożliwiło to weryfikację sztywności konstrukcji, walidacji modelu i określenia czy powstałe uszkodzenia mają wpływ na zachowanie się konstrukcji pod znacznym obciążeniem. Obciążeniem były elementy wysyłkowe stalowego mostu (rys. 9), które miały masę 58.351t, a wraz z ciągnikiem i naczepą posiadały masę 89.511t. Obciążenie techniczne przeprowadzono za pomocą dwóch zestawów transportowych.



Rys. 9. Próbné obciążenie techniczne. Pojazd obciążający nad przęsłem 6–7 ustawiony w kierunku osi podpory nr 6

Układ pomiarowy zainstalowano pod segmentem 5–6–7–8 (wiadukt nad Cyplem Czerniakowskim), sąsiadującym z mostem stalowym. Pomierzono pionowe przemieszczenia (ugięcia) konstrukcji pod obciążeniem w osi 3 dźwigarów

głównych (belki: 2, 3 i 4), w środkach rozpiętości przęseł 6–7 i 7–8 oraz przemieszczenia pionowe słupów podporowych w osiach 6 i 7. Obciążenie ustawiano w przęsłach 6–7 i 7–8, ponieważ w przęśle 5–6 wykonywano nadbeton płyty pomostu. Wykonano 6 ustawień pojazdów w celu uzyskania maksymalnych ugięć w przęsłach 6–7 i 7–8 oraz maksymalnego obciążenia podpory nr 7.

Zinventaryzowano ustawienie obciążenia na konstrukcji w trakcie próbnego obciążenia technicznego, a następnie uzupełniono model MES o odpowiednie sytuacje obliczeniowe. Wykonane obliczenia uwzględniały również, że na fragmentach konstrukcji wykonano już, zespoloną ze starą konstrukcją płyty pomostu, nakładkę. W trakcie pomiarów nie stwierdzono osiadań podpór. Wszystkie wyniki pomiarów „mieściły” się w zakresie błędu (0,1mm). Po obliczeniu przemieszczeń, od schematów obciążeń z próbnego obciążenia technicznego, porównano je z wartościami pomierzonymi. Okazało się że wszystkie pomierzone wartości były mniejsze niż obliczone. Największa różnica wynosiła 25% wartości oczekiwanej i dotyczyła przęsła 6–7, w przypadku gdy było ono odciążane. W przęśle dociążanym wyniosła 7.7%. Maksymalne ugięcie sprężyste przęsła 7–8 wyniosło 3.6mm, przy obliczonym 3.9mm. Ugięcie trwałe było mniejsze niż 3% ugięcia pomierzonego.

Na podstawie pomiarów stwierdzono, że uszkodzenia nie miały globalnego wpływu na sztywność konstrukcji i generalnie była ona większa niż przyjęta w obliczeniach.

Etap 4. prac dotyczył aktualizacji przyjętych poziomów porównawczych (kryteriów) naprężeń i przemieszczeń z etapu 2. Po wykonaniu remontu, zaktualizowano obciążenia od nowej płyty betonowej, obciążenia od nowego wyposażenia i od elementów inżynierii miejskiej. Przeanalizowano ponownie wpływ tych obciążeń na maksymalną dopuszczalną klasę obciążenia użytkowego wg [11]. Nie redukowano sztywności konstrukcji ze względu na uszkodzenia. Po analizie i porównaniu wyników okazało się, że maksymalna klasa obciążenia użytkowego to klasa C wg [11], analogicznie do tej wyznaczonej w etapie 2. W związku z tym do przygotowania projektu próbnego obciążenia, który miał być realizowany w etapie 5, przyjęto klasę C.

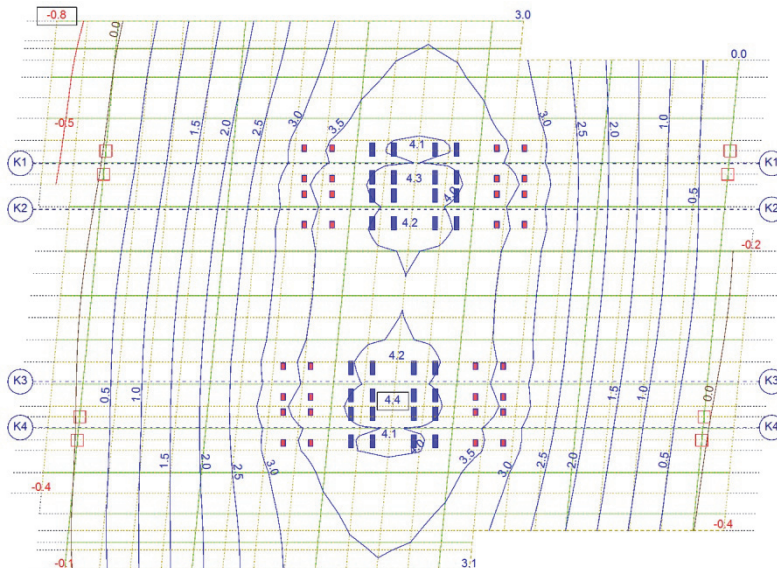
W ramach **etapu 5.** wykonano próbne obciążenia warszawskich „czterdziestek”. Przygotowano projekt próbnego obciążenia, który obejmował 10 schematów obciążeń. Obciążano przęsła 1–2 i 2–3 segmentu 1–2–3–4, przęsło 4–5 oraz przęsła 5–6, 6–7, 7–8 segmentu 5–6–7–8. Pomiary wykonywano w dniu 21 i 24 października 2015 roku.

System pomiarowy składał się z cyfrowych czujników przemieszczeń z synchronizowanym pomiarem dzięki bezprzewodowej transmisji danych o rozdzielczości 0.001mm i dokładności 0.06mm. Czujniki przemieszczeń ustawiano w połowie rozpiętości przęseł pod belkami w osi słupów i w osi konstrukcji. Osiedzenia podpór mierzono z wykorzystaniem niwelatorów precyzyjnych o dokładności pomiaru 0,1mm. Przęsło 4–5, nad wodą, mierzono z wykorzystaniem tachimetru automatycznego Leica 1201+ z zastosowaniem folii odblasko-

wych przyklejonych za pomocą kątowników aluminiowych do spodu przęsła w tych samych osiach belek co w pozostałych przęsłach. Pomiary niwelacyjne (osiadania podpór) oraz pomiary tachymetryczne wykonywało Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne S. A. [13].

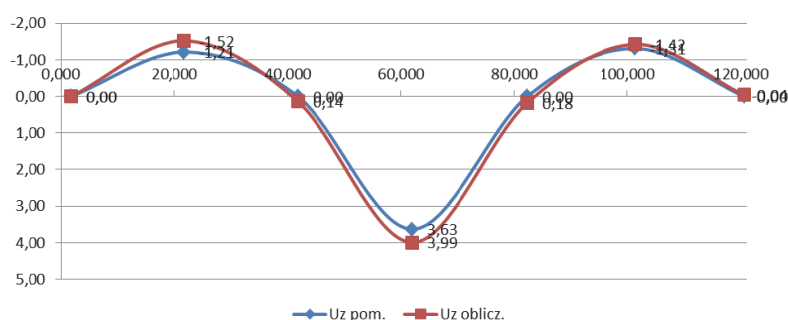


Rys. 10. Obciążenie próbne. Przykład ustawiania obciążenia przęsła 4–5



Rys. 11. Próbne obciążenie. Widok z góry modelu obliczeniowego MES. Segment 1–2–3–4, przęsło 2–3 (nad Wisłostradą). Schemat obciążenia od kół pojazdów (kolorowe prostokąty) oraz warstwy przemieszczeń od obciążenia próbnego w schemacie 2

Na rysunku 12 przedstawiono wyniki pomiarów i obliczeń przemieszczeń pionowych belki usytuowanej w osi konstrukcji (nr 6) od obciążeń ze schematu 2, segmentu 1–2–3–4. Natomiast rysunek 13, dla tego samego schematu obciążeń, ilustruje rozkład poprzeczny pomierzonych i obliczonych przemieszczeń pionowych w przekroju poprzecznym przęsła 2–3.

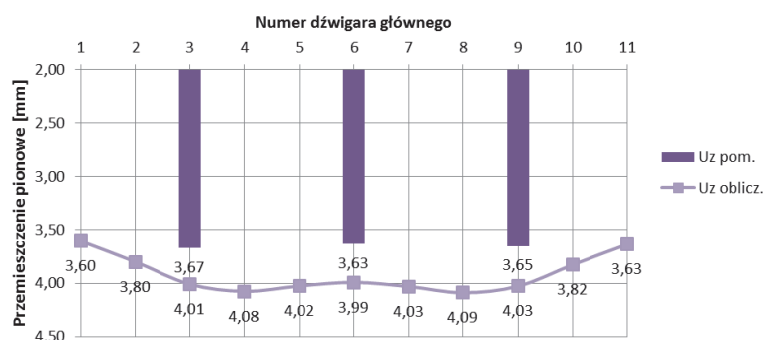


Rys. 12. Próbné obciążenie. Przykład wykresu przemieszczeń pionowych belek dźwigara pomierzonych i obliczonych bez uwzględnienia osiadania podpór [mm]: schemat 2, segment 1–2–3–4, belka w osi konstrukcji

Próbné obciążenie miało odzwierciedlić zachowanie się konstrukcji pod obciążeniem użytkowym równoważnym klasie C, jednak obciążenie zwiększono w przęsłach segmentu 1–2–3–4 o 30%. Zabieg ten symulował obciążenie od wypełnionych ciepłociągów i wodociągu, które w trakcie badań były wyłączone.

Rys. 10–13 ilustrują przykłady ustawiania obciążenia i przykłady uzyskiwanych wyników pomiarów i wykonanych analiz.

Na rysunku 11 przedstawiono fragment modelu obliczeniowego MES, segmentu 1–2–3–4 z modelem obciążenia – schematu nr 2 w przęśle 2–3, wraz z warstwicami przemieszczeń od tego schematu.



Rys. 13. Próbné obciążenie. Przykład wykresu przemieszczeń pionowych belek dźwigara pomierzonych i obliczonych, bez uwzględnienia osiadania podpór: schemat 2, segmente 1–2–3–4, połowa rozpiętości przęsła 2–3

We wszystkich schematach obciążeń, pomierzone przemieszczenia były mniejsze niż obliczone. Maksymalna różnica w przęsłach dociążanych wyniosła 10.5%, a w przęsłach odciążanych 15.5%. Ugięcia trwałe były mniejsze niż 3% pomierzonych ugięć. Maksymalne pomierzone ugięcie wyniosło 6.02mm w przęśle 4–5 (most nad Kanałkiem Czerniakowskim). Maksymalne pomierzone przemieszczenie podpory wyniosło 0.11mm.

W trakcie próbnego obciążenia nie stwierdzono dodatkowych zarysowań dźwigarów głównych oraz większych ugięć niż wyznaczonych od obciążenia próbnego. Nie stwierdzono również znacznych osiadań podpór, pomierzone wyniki przemieszczeń pionowych podpór były w granicach błędu pomiarowego.

Powstałe różnice pomierzonych przemieszczeń, w odniesieniu do wartości obliczonych, wynikają zdaniem autorów z:

- umownego przyjęcia modułu sprężystości betonu i wpływu na niego zbrojenia sprężającego oraz miękkiego,
- dodatkowej sztywności wyremontowanych końcówek wsporników i belek gzymsowych,
- sztywności nadbetonowanej płyty pomostu (nadbetonu),
- dodatkowej sztywności zabudowy chodnikowej i pasa rozdziału,
- rzeczywistych, ograniczonych obrotów betonowych przegubów w porównaniu do przyjętego w obliczeniach modelu MES,
- wpływu efektu „pokonania sił grawitacji” w przypadku przęseł odciążanych, podczas obciążeń próbnych, co wynika z metody superpozycji efektów obciążeń przyjętych w obliczeniach statycznych.

5. PODSUMOWANIE

Konstrukcje „czterdziestek” stanowią bardzo ważny przykład rozwoju budownictwa mostowego z betonu sprężonego w Polsce z punktu widzenia obliczeniowego, konstrukcyjnego i technologicznego oraz eksploatacyjnego.

Jednakże ze względu na nowatorskie rozwiązania zastosowane w okresie budowy, ich stan techniczny, funkcję w układzie komunikacyjnym Warszawy obiekty te są, i najprawdopodobniej będą, przez minimum 15 lat, swoistym poligonem umożliwiającym testowanie i „zglobianie” wiedzy inżynierskiej dotyczącej utrzymania zdegradowanych mostowych konstrukcji sprężonych.

W pracy przedstawiono oszacowanie nośności użytkowej warszawskich „czterdziestek”, w celu określenia warunków użytkowania analizowanych konstrukcji.

Po analizach obliczeniowych, wykonaniu remontu konstrukcji oraz próbnym obciążeniach analizowanym obiektom przypisano klasę C wg [11]. W przypadku gdyby nie występowały uszkodzenia oraz gdyby nie wykonywano przebudowy polegającej na dodawaniu ciężaru własnego konstrukcji, klasa obiektu mogłaby być zwiększona nawet do B [11].

Aktualnie po „czterdziestkach” i Moście Łazienkowskim odbywa się ruch pojazdów o łącznej masie nie większej niż 16t oraz autobusów komunikacji miejskiej, których masa jest poniżej 32t. Stan ten podyktowany jest z jednej strony niepewnością związaną z niezinventaryzowanymi uszkodzeniami konstrukcji, ich znaczną degradacją, mimo wykonanego remontu i brakiem dokładnych danych dotyczących obciążeń od infrastruktury miejskiej, oraz złym stanem pozostałych obiektów usytuowanych w ciągu Trasy Łazienkowskiej.

Inwestor zobowiązał się wymienić te konstrukcje po 15 latach eksploatacji, a aktualnie prowadzi prace projektowe remontów dwóch pozostałych kluczowych obiektów żelbetonowych Trasy Łazienkowskiej, tzn. wiaduktu Agrykola i wiaduktu nad ulicą Paryską.

LITERATURA

- [1] Radoszewski A., Trochymiak W., *O „warszawskich czterdziestkach” kablobetonowych wiaduktach dojazdowych do Mostu Łazienkowskiego*, Inżynieria i Budownictwo 1/2002, s. 9–14, 2002.
- [2] Praca zespołowa. *Strategia zrównoważonego rozwoju systemu transportowego Warszawy do 2015 roku i na lata kolejne. Synteza*, Biuro Drogownictwa i Komunikacji Urzędu m. st. Warszawy, Warszawa 2010r.
- [3] Doboszyński W., Kieniewicz M., Świąder Ł., *Koncepcja remontu Mostu Łazienkowskiego*, BPBDM Transprojekt – Warszawa Sp. z o. o., marzec 2015.
- [4] Doboszyński W., Kieniewicz M., Świąder Ł., *Obudowa Mostu Łazienkowskiego w Warszawie Rozwiązania Projektowe*. Transprojekt Warszawa. XXVI Seminarium Współczesne Metody Budowy, Wzmacniania i Przebudowy Mostów, Poznań–Rosnówko 07–08.06.2016, s. 17, 2016.
- [5] Praca zespołowa wykonana pod kierunkiem W. Trochymiaka, *Ekspertyza techniczna kablobetonowych obiektów mostowych „warszawskich i praskich czterdziestek” (18Ł i 30Ł) w związku z odbudową Mostu Łazienkowskiego*, IDiM PW, Warszawa 2015.
- [6] PN–B–03261:1958 Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] PN–B–02015:1966 Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.
- [8] PN–B–03320:1966 Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] PN–M–80014:1971 Druty stalowe gładkie do konstrukcji stalowych.
- [10] PN–M–80236:1971 Liny na ciągną sprężające.
- [11] PN–S–10030:1985 Obiekty mostowe – Obciążenia.
- [12] PN–S–10042:1992 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.
- [13] Praca zespołowa wykonana pod kierunkiem T. Sakowskiego, *Geodezyjne pomiary kontrolne przy próbie obciążeniowej. Estakady kablobetonowe. Dojazd do Mostu Łazienkowskiego (18Ł)*, Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne S.A., Warszawa, 2015.
- [14] Trochymiak W., Mossakowski P., Wróbel M., *Degradacja konstrukcji nośnych i wyposażenia „warszawskich czterdziestek”*. InfraMOST VIII Ogólnopolska Kon-

ferencja Mostowców – Mosty w Infrastrukturze Drogowej i Kolejowej, Wisła, 18–19 maj 2017 r., s. 223–236, 2017.

OPERATING LOAD CAPACITY OF THE "WARSAW FORTIES" FLYOVERS AFTER REPAIRS

Summary

The fire which damaged Łazienkowski Bridge on 14 February 2015 resulted in the bridge, along with access ramps, including the post-tensioned prestressed concrete flyovers called the "Warsaw Forties," being closed for traffic. Still before the fire, which damaged Łazienkowski Bridge, the structures experienced local damage, acts of vandalism and their technical condition deteriorated significantly. As if using the opportunity presented by the fire, the facility's administrator decided to close Łazienkowski Bridge for traffic and to carry out the necessary repairs of post-tensioned prestressed concrete spans. The paper presents the description of the post-tensioned prestressed concrete structure of the Warsaw Forties flyovers, the major assumptions underlying the repair project, as well as the new challenges, both in the areas of design and implementation, which emerged as the work progressed. The paper describes the condition of the structure from before the repairs while relying on surveys of defects, material tests and the impact that the actual defects had on the structure's load-bearing capacity. Essential results of the completed tests and analyses are presented, thus enabling determination of the bridge's operating load capacity at the time when it was constructed, with an aim to use these findings during the repair works. The paper also presents the results of the analyses which were later used to determine the facility's operating parameters upon completion of the repair works.