

POŻAR MOSTU ŁAZIENKOWSKIEGO W WARSZAWIE W DNIACH 14–15 LUTEGO 2015 ROKU

HENRYK ZOBEL, *e-mail: h.zobel@il.pw.edu.pl*
THAKAA AL-KHAFAJI
WOJCIECH KARWOWSKI
MARCIN WRÓBEL
Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej

PRZEMYSŁAW MOSSAKOWSKI
Przemysław Mossakowski SOFTMOST

Streszczenie: Pożar Mostu Łazienkowskiego przez Wisłę w Warszawie wybuchł dnia 14 lutego 2015 r. (sobota) około godziny 17:30. Zapaliła się sterta desek pomostowych złożonych pod przęsłem nr 12–13 (pierwsze przęsło od strony ulicy Wał Miedzeszyński) przy podporze nr 12. Deski były wcześniej ułożone na konstrukcji jako pomost roboczy m.in. do obsługi rurociągów zainstalowanych na moście. Zostały zdemonstrowane i złożone w ww. miejscu. Pochodziły z przęsła nr 8–9 (pierwsze przęsło od strony warszawskiej). Płomienie dosięgły spodu konstrukcji mostowej i zlokalizowanych tam pomostów roboczych, usytuowanych między dwoma dźwigarami wewnętrznymi oraz dźwigarami skrajnym-północnym i wewnętrznym północnym. Następnie pożar rozprzestrzenił się w związku z obecnością elementów drewnianych na kolejne przęsła, tj. nr 11–12 i 10–11. Wpływ na rozprzestrzenianie się pożaru oraz podtrzymywanie wysokiej temperatury pożaru miała również obecność na obiekcie rurociągów osłoniętych izolacją oraz wszelkiego rodzaju kabli. Bezpośredni obszar uszkodzeń, odnosząc się do widoku obiektu z góry, objął dwa najszybsze pasy ruchu, po połowie środkowych oraz miejscami północny bus pas.

Słowa kluczowe: pożar, most blachownicowy, pomost ortotropowy, uszkodzenia konstrukcyjne i materiałowe

1. Wstęp

Trasa Łazienkowska w Warszawie została oddana do użytku w lipcu 1974 roku. Jej kluczowym elementem jest most przez rzekę Wisłę. W ostatnich latach przejeżdżało nim około 110 tys. pojazdów dziennie, choć był okres, przed wybudowaniem mostu Siekierkowskiego, gdy korzystało z niego przeszło 140 tys. pojazdów na dobę. Do tego czasu był on częścią trasy tranzytowej (drogi krajowej nr 2), w związku z czym korzystały z niego także pojazdy ciężkie. Obecnie Trasa Łazienkowska ma status drogi powiatowej.

Stan techniczny tego obiektu w dniu pożaru był niedostateczny z niektórymi elementami (na szczęście drugorzędnymi) kwalifikującymi się jako będące w stanie przedawaryjnym. Most miał być poddany gruntownemu remontowi po oddaniu do użytku mostu Siekierkowskiego, ale podjęcie decyzji odwlekano z roku na rok. Prowadzono jedynie standardowe prace utrzymaniowe jak np. wymiana nawierzchni oraz wymiana urządzeń dylatacyjnych.

Należy dodać, że jeszcze we wrześniu 1975 roku na moście wybuchł pożar, który poważnie uszkodził dwa pierwsze przęsła od strony warszawskiej (nr 8–9 i 9–10). Wtedy również paliły się drewniane pomosty do obsługi urządzeń obcych. Po tym pożarze pozostawiono je na obiekcie, ale ponownie zaimpregnowano i uzupełniono o płyty azbestowe.

Pod koniec 2014 roku przystąpiono do wymiany drewnianych pomostów na ażurowe – stalowe. Zdołano wykonać to tylko na przęśle nr 8–9. Usunięte deski z tego przęsła składowano

na praskim brzegu w pobliżu podpory nr 12, pod przęsłem nr 12–13. Dnia 14 lutego 2015 roku, około godziny 17:30 zauważono płonący stos desek. Był to drugi pożar tego dnia – pierwszy miał miejsce około godz. 13.00, ale został szybko ugaszony.

2. Opis konstrukcja mostu

2.1. Charakterystyka ogólna konstrukcji mostu

Schematem statycznym mostu była pięcioprzęsłowa stalowa belka ciągła o rozpiętościach przęseł 76,50 m + 3×90,00 m + 76,50 m oraz całkowitej długości pomostu 424,50 m. Ustrój nośny mostu stanowiły cztery stalowe blachownicowe dźwigary główne o stałej wysokości na długości całego mostu, współpracujące ze stalową płytą ortotropową. Dźwigary główne były w rozstawie 6,114 m + 9,560 m + 6,114 m. Most został zaprojektowany na obciążenie I klasy oraz pojazd T-80 według normy PN-B-02015:1966.

Całkowita szerokość pomostu wynosiła 27,76 m. Szerokość w świetle balustrad wynosiła 27,50 m na co składały się dwie jezdnie po 10,50 m, pas rozdziału 1,00 m i dwa chodniki po 2,88 m każdy. Szerokość użytkowa chodników wynosiła 1,98 m.

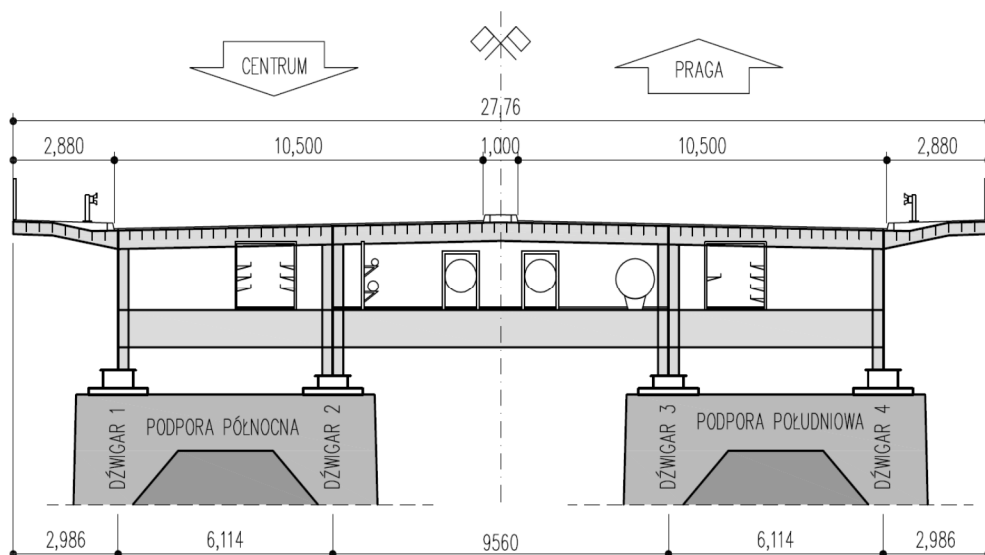
Pod każdą jezdnią znajdowały się oddzielne filary stojące na wspólnych fundamentach w przypadku podpór pośrednich oraz na oddzielnych fundamentach w przypadku podpór skrajnych. Na każdym z filarów opierały się dwa dźwigary. Filary wykonano z betonu zbrojonego, wykończone tynkiem wapienno-cementowym.

Most Łazienkowski nie ma przyczółków. Z obu stron dochodzą do niego estakady kablo-betonowe o numeracji przęseł 1–7 i 13–17. W związku z tym skrajne podpory są filarami rozdzielczymi – opierają się na nich także przylegające do mostu przęsła estakad. Wszystkie cztery podpory pośrednie mostu posadowiono na kesonach, natomiast podpory skrajne na palach żelbetowych o średnicy 1,20 m.

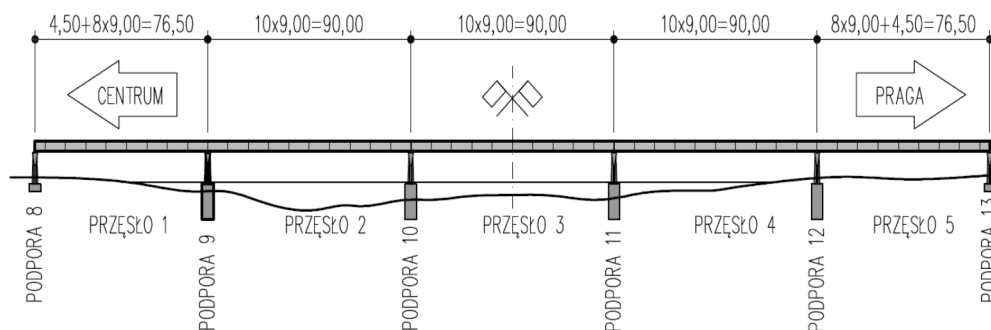
Pomost obiektu stanowiła stalowa płyta ortotropowa współpracująca z dźwigarami głównymi. Dźwigary główne połączone były blachownicowymi poprzecznikami dolnymi w rozstawie co 9,00 m. W płaszczyźnie dolnych pasów poprzecznic pomiędzy dźwigarami nr 1 i 2 oraz nr 3 i 4 zlokalizowano wiatrownice. W poziomie górnych pasów poprzecznic nr 2, 10, 20, 30, 40 i 48 znajdowały się ramy poziome zlokalizowane pomiędzy dźwigarem nr 2 i 3 przenoszące oddziaływania zlokalizowanych tam stałych podpór przewodów ciepłowniczych.

Izolację pomostu stanowił mastyks położony na stalowej siatce o grubości 1,0 cm. Według pierwotnego projektu nawierzchnia jezdni była wykonana z asfaltu lanego o grubości 5,0 cm, a nawierzchnia chodników – z asfaltu lanego o grubości 3,0 cm. W międzyczasie nawierzchnia była wymieniana i ostatecznie składała się z dwóch warstw: ścieralnej i wiążącej o grubości po 4 cm każda. Krawężniki wykonane były z kamienia i miały wymiary 20,0×20,0 cm.

Pomiędzy parami dźwigarów skrajnych i wewnętrznym znajdowała się konstrukcja prowadząca dla kabli, a na nich położone było kilkanaście kabli telekomunikacyjnych i jeden zasilający latarnie na obiekcie. Natomiast pomiędzy dźwigarami wewnętrznymi umieszczono wodociąg, dwie rury z gorącą wodą oraz dwa gazociągi. Między dźwigarami zainstalowano chodniki serwisowe o stalowej konstrukcji nośnej, na której położono zimpregnowane deski. Po pożarze we wrześniu 1975 roku przykryto je płytami azbestowymi. Na jesieni 2014 roku rozpoczęto wymianę tych pomostów na stalowe – ażurowe rozpoczynając prace od przęsła nr 8–9 (pierwsze od strony warszawskiej). Na 2 tygodnie przed pożarem w lutym 2015 roku jednorazowo z całego obiektu usunięto wzmiankowane wyżej płyty azbestowe. W kierunku podłużnym mostu dźwigary podzielone były na segmenty montażowe o długości od 16,5 m do 19,5 m, tak że na każdym takim segmencie wypadały dwie poprzecznice, oraz segment zamykający o długości 9,0 m od strony podpory nr 13.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny Mostu Łazienkowskiego



Rys. 2. Widok z boku Mostu Łazienkowskiego

2.2. Dźwigary główne

Dźwigary główne miały stałą wysokość. Dźwigary skrajne (nr 1 i 4) miały środniki o wysokości 3800 mm, natomiast dźwigary środkowe (nr 2 i 3) środniki o wysokości 3892 mm. Grubości środników w dźwigarach głównych to 12, 14, 16 lub 20 mm. Pasy dolne były szerokości 700 mm i grubości 24 oraz 30 mm. Nakładki na pas dolny były szerokości 500, 600 i 700 mm oraz grubości 20, 24 i 30 mm.

Żebra pionowe i poziome w dźwigarach zewnętrznych (skrajnych) zlokalizowano tylko od strony wewnętrznej, w dźwigarach wewnętrznych (środkowych) – obustronnie.

Dźwigary podzielono na wysokości na dwa elementy. Styk podłużny środników dźwigarów zlokalizowano 2200 mm od dolnej krawędzi tych środników. Styk był nitowany, nity mijankowe w dwu rzędach. Styk podłużny dźwigarów środkowych przykryty był dwoma nakładkami stykowymi nitowany nitami z łbami kulistymi. Styk dźwigarów skrajnych był kryty jedną nakładką stykową umieszczoną od strony wewnętrznej, nitowany nitami z łbami płaskimi od strony zewnętrznej. Aby to wykonać zaprojektowano podłużną wstawkę blachy środnika o grubości 16, 18 lub 20 mm.

2.3. Płyta ortotropowa

Płyta ortotropowa składała się z blachy pomostu, żeber poprzecznych (poprzecznicą górną) i żeber podłużnych. Blacha pomostu miała grubość 12 mm pod jezdnią w przęsłach i 18 mm nad podporami. Blacha pomostu pod chodnikami miała grubość 10 mm. Żebra poprzeczne w rozstawie 1500 mm posiadały średnik 400×8 mm i pas dolny 200×24 mm. Żebra podłużne w rozstawie 344 mm wykonano z płaskowników 180×12 mm. Żebra podłużne zaprojektowano jako ciągłe, tj. przecinające średniki żeber poprzecznych. W tym celu w średnikach żeber poprzecznych przewidziano odpowiednie wycięcia. Żebra podłużne były przyspawane do żeber poprzecznych jednostronnie. Styki montażowe średników żeber poprzecznych zaprojektowano jako nitowane kryte dwustronnymi nakładkami, pasy dolne były nitowane nakładką jednostronną. Styki żeber podłużnych były spawane lub nitowane. Styki blach poziomych były spawane.

2.4. Poprzecznice dolne

Poprzecznice zaprojektowano w rozstawie co 9000 mm, przy czym co druga poprzecznicą były podwójna. Średniki były wykonane z blach o wymiarach 1222×12 mm, pasy poprzecznicy pojedynczych – 300×20 mm, podwójnych – 200×20 mm. Rozstaw średników podwójnych wynosił 600 mm. Styki nitowano z zastosowaniem obustronnych nakładek na średniku i pojedynczych nakładek na pasach. W celu podparcia okablowania związanego z różnego rodzaju systemami inżynierii miejskiej na poprzecznicach dodano specjalne podstawki i ramy.

2.5. Ramy poziome

W celu przekazania znacznych sił poziomych od przewodów ciepłowniczych z poprzecznicą na dźwigary główne zaprojektowano przy poprzecznicach 2, 10, 20, 30, 40, 48 ramy poziome w płaszczyźnie pasów górnych poprzecznicy. Ramy zaprojektowano z kątowników. Blachy węzłowe przyspawane były do poprzecznicy. Styki były nitowane.

2.6. Wiatrownice

Wiatrownice pomiędzy dźwigarami nr 1 i 2 oraz 3 i 4 zaprojektowano w układzie geometrycznym „X”. Pręty wiatrownicy składały się z dwóch kątowników. Blachy węzłowe zlokalizowano przy elementach dźwigarów oraz poprzecznicy spawanych. Styki nitowano.

3. Przebieg pożaru konstrukcji nośnej obiektu według relacji straży pożarnej oraz obserwatorów

Pożar wybuchł dnia 14 lutego 2015 roku (sobota) około godziny 17:30. Zapaliła się sterta desek pomostowych złożonych pod przęsłem nr 12–13 (pierwsze przęsło od strony ulicy Wał Miedzeszyński) przy podporze nr 12. Deski były wcześniej ułożone jako pomost roboczy do obsługi rurociągów zainstalowanych na moście. Zostały zdemontowane i złożone m.in. w ww. miejscu. Pochodziły z przęsła nr 8–9 (pierwsze przęsło od strony warszawskiej). Płomień dosięgły ww. pomostów roboczych, usytuowanych między dwoma dźwigarami wewnętrznymi oraz dźwigarami skrajnym-północnym i wewnętrznym-północnym. Następnie pożar rozprzestrzenił się na kolejne przęsła, tj. nr 11–12 i 10–11. Wpływ na rozprzestrzenianie się pożaru oraz podtrzymywanie wysokiej temperatury pożaru miała obecność na obiekcie rurociągów osłoniętych izolacją oraz wszelkiego rodzaju kabli.

Bezpośredni obszar uszkodzeń, odnosząc się do widoku obiektu z góry, objął dwa najszybsze pasy ruchu, po połowie pasów środkowych oraz miejscami północny bus pas.

Akcja gaśnicza prowadzona była najpierw z łądu i obejmowała podawanie prądów wody na konstrukcję przęsła nr 12–13 oraz część (od strony podpory nr 12) przęsła nr 11–12. Trwało to do godziny około 19:30.

Niestety nie udało się zatrzymać rozprzestrzeniania się pożaru na tych przęsłach i pożar dotarł do przęsła nurtowego nr 10–11. Jego gaszenie rozpoczęto już z łodzi około godziny 21:30 i trwało do około 6:00 dnia następnego.

W międzyczasie, od godziny około 21:00 rozpoczęto gaszenie pomostów od strony warszawskiej.

Szczegółowy opis akcji gaśniczej dostępny jest u Państwowej Straży Pożarnej.

4. Działania mające na celu określenie skutków pożaru

Już w trakcie gaszenia pożaru została podjęta decyzja o zaangażowaniu Instytutu Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej do wykonania ekspertyzy uwzględniającej: badania materiałowe, weryfikację geometrii konstrukcji oraz analizę wytrzymałościową MES. Ekspertyza została wykonana przez Zespół z Zakładu Mostów Instytutu Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej, który był wspierany podczas realizacji przez zespoły z Warszawskiego Przedsiębiorstwa Geodezyjnego Sp. z o.o., z Wydziału Inżynierii Materiałowej Politechniki Warszawskiej, z Laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej Politechniki Warszawskiej oraz przez pracowników z Warszawskiego Przedsiębiorstwa Mostowego Mosty Sp. z o.o. Dzięki tej współpracy udało się w bardzo szybkim tempie wykonać wiele badań, które dały obraz większości uszkodzeń, jakie spowodował pożar obiektu.

Przedmiotem badań i analiz była stalowa konstrukcja nośna mostu, od podpory nr 8 do podpory nr 13 ze szczególnym uwzględnieniem przęseł nr 10–11, 11–12 oraz 12–13, które były objęte pożarem.

Wykonano obszerną dokumentację fotograficzną oraz rysunkową. Przeprowadzono na szeroką skalę badania materiałowe obejmujące laboratoryjne badania wytrzymałościowe (rozciąganie oraz udarność), badanie składu chemicznego oraz mikroskopowe badania mikrostruktury w oparciu o próbki stali pobrane z różnych miejsc konstrukcji, a także badania twardości stali in situ. W sumie do badań materiałowych w laboratoriach przygotowano 414 próbek, dodatkowo badając jeszcze 515 lokalizacji na obiekcie, wykonano pomiary geometryczne zniszczonych fragmentów dźwigarów oraz płyty pomostu przyjmując siatkę 1440 punktów pomiarowych.

Wykonano pomiary geodezyjne całego pomostu (niwelacja precyzyjna we wskazanych osiach i półprecyzyjna płyty pomostu oraz dolnych pasów dźwigarów), a także wykonano dodatkowo skan powierzchni pomostu. Określono również pionowość dźwigarów.

Wykonano również pomiary geometryczne odkształceń środników dźwigarów oraz wybranych poprzecznic i podłużnic.

5. Skutki pożaru



Rys. 3. Widok mostu od strony północnej



Rys. 4. Akcja gaśnicza płonącego Mostu Łazienkowskiego [źródło: www.fakt.pl]



Rys. 5. Nawierzchnia mostu w trakcie pożaru



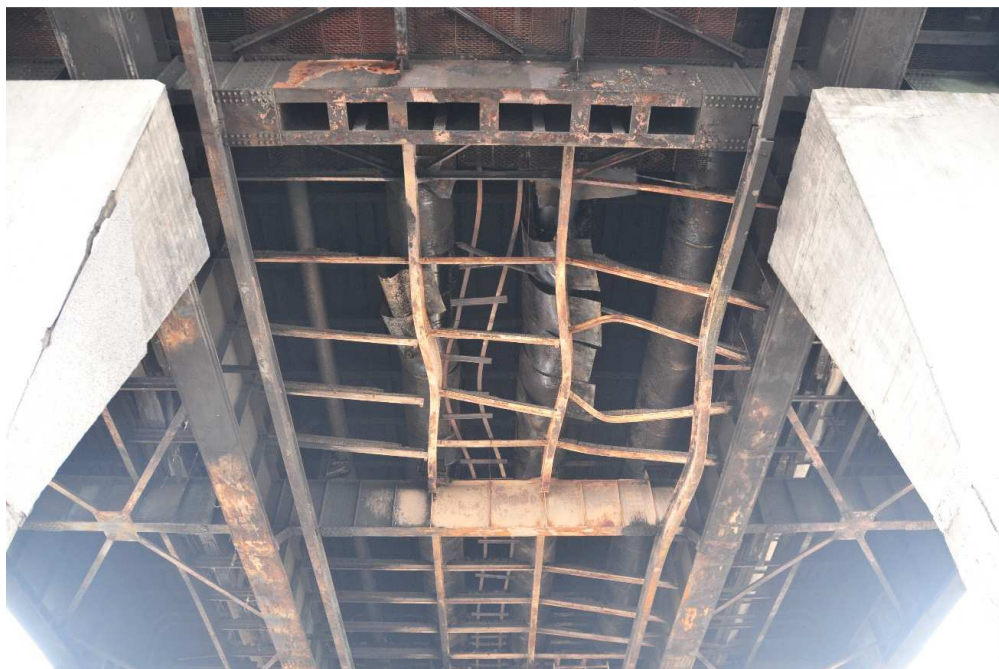
Rys. 6. Podpora nr 12. Odspojona otulina oraz rdzawe zacieki na południowej powierzchni podpory



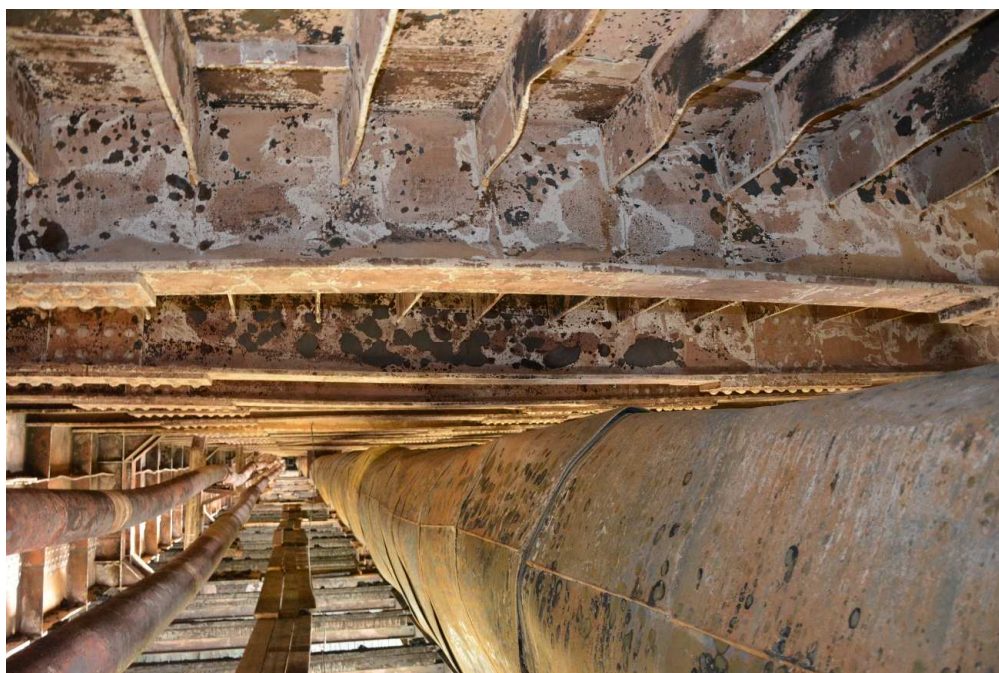
Rys. 7. Przęsła nr 10–13. Stopiona nawierzchnia i izolacja bitumiczna, przemieszczone krawężniki, duże deformacje nawierzchni jezdni południowej [źródło: www.gazeta.pl]



Rys. 8. Przęsło nr 12–13. Bardzo duża deformacja nawierzchni. Przemieszczone krawężniki i bariery ochronne



Rys. 9. Przęsło nr 12–13. Duże deformacje konstrukcji stalowej oraz zniszczone osłony rurociągów



Rys. 10. Przęsło nr 10–11. Wyniesienie jednej poprzecznicy względem następnej, duże odkształcenia podłużnic, „wężykowanie” gazociągu



Rys. 11. Przęsło nr 10–11. Skręcenie poprzecznic i duże odkształcenia podłużnic



Rys. 12. Łożysko na podporze nr 13 (2015-02-19) w maksymalnie wychylonej pozycji przy temperaturze zaledwie 4°C



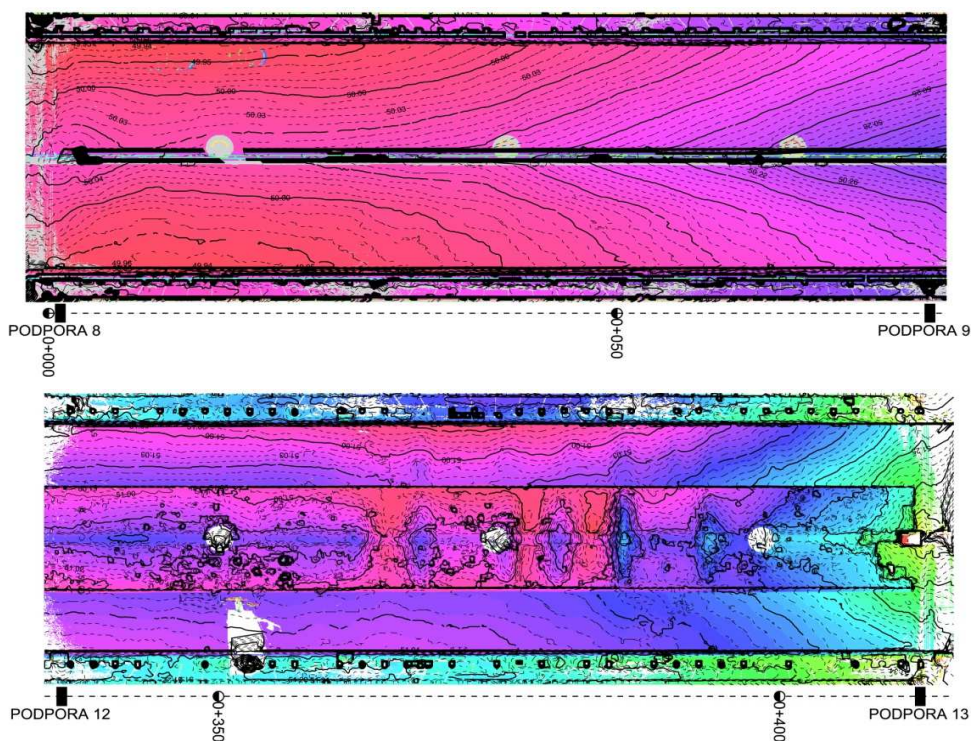
Rys. 13. Przęsło nr 12–13 widoczne z podpory nr 13. Widoczne trwałe ugięcia dwóch dźwigarów północnych (prawa strona zdjęcia) zdecydowanie większe od trwałego ugięcia dwóch dźwigarów południowych (lewa strona)



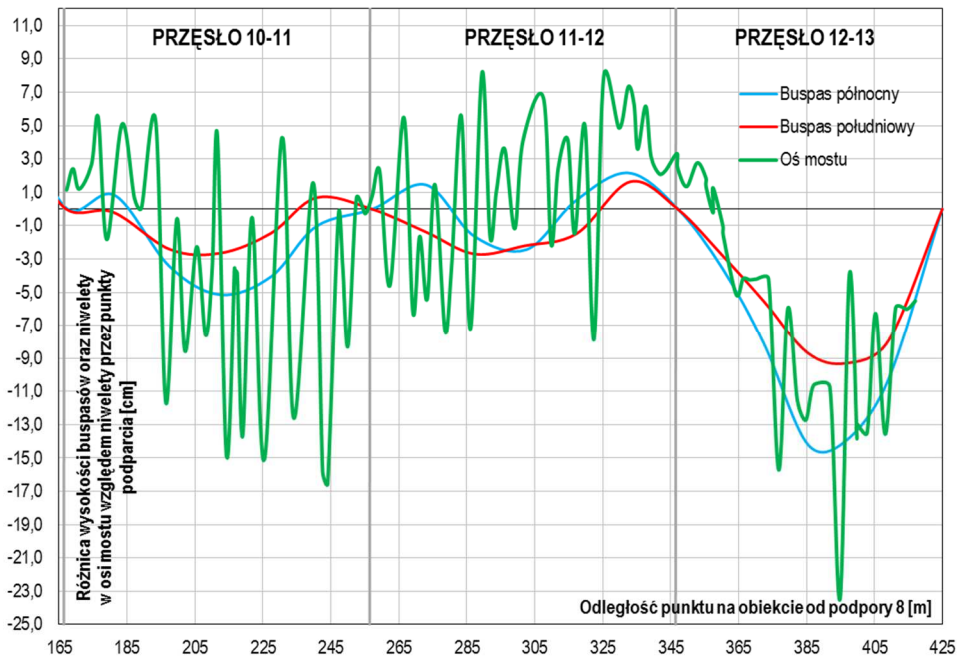
Rys. 14. Przęsło nr 12–13. Widoczne pochylenie skrajnego dźwigara południowego w kierunku osi podłużnej mostu



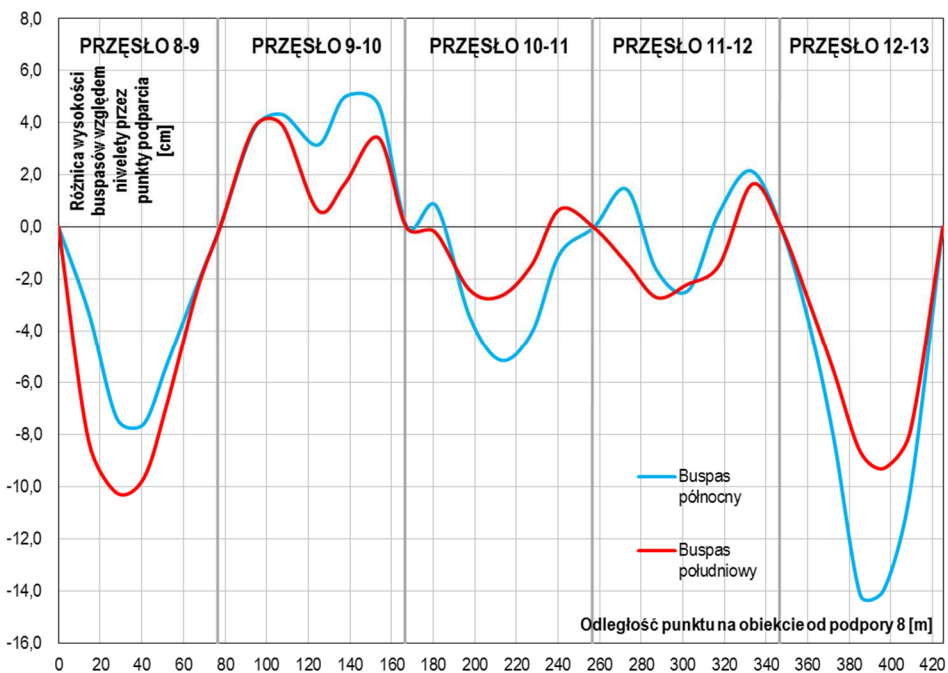
Rys. 15. Północne urządzenie dylatacyjne na podporze nr 13. Zapracowało prawidłowo w trakcie pożaru, ale uległo uszkodzeniu – nie pracuje jeden moduł urządzenia



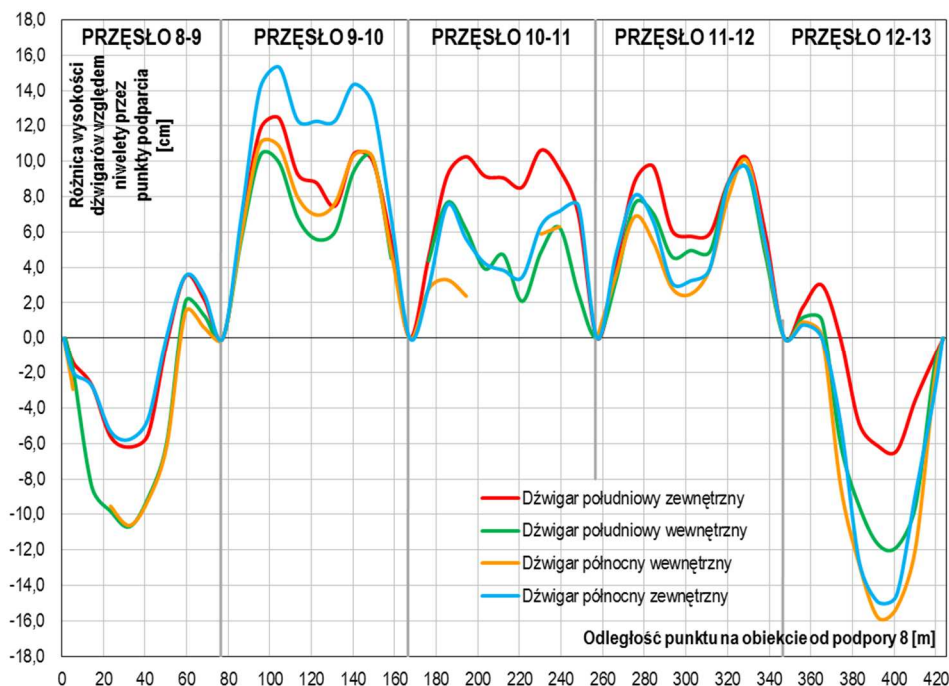
Rys. 16. Skan powierzchni jezdni przęsa nr 8–9 oraz 12–13 (tu z widoczną krawędzią sfrezowanej części nawierzchni)



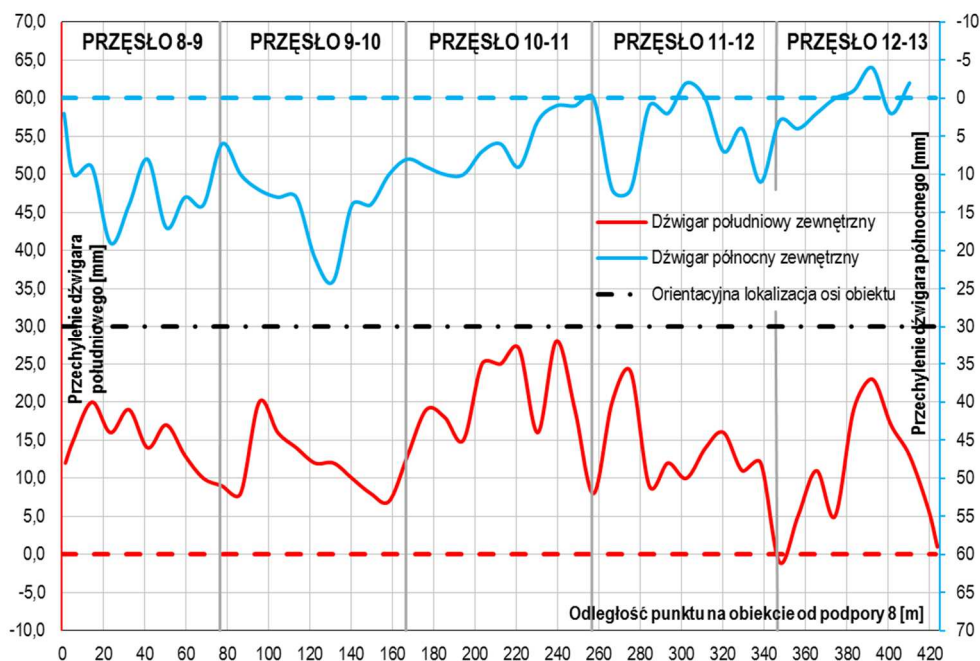
Rys. 17. Niveleta buspasów oraz odkształconego pomostu w osi mostu na odcinku trzech spalonych przęseł przy odniesieniu do przyjętego układu lokalnego



Rys. 18. Niveleta buspasów na całej długości mostu przy odniesieniu do przyjętego układu lokalnego



Rys. 19. Niweleta dolnych pól czterech dźwigarów na całej długości obiektu w odniesieniu do układu lokalnego



Rys. 20. Pomiar pionowości dźwigarów zewnętrznych na całej długości obiektu

Stwierdzono, że pożar spowodował następujące uszkodzenia stalowych elementów konstrukcji nośnej, podpór i elementów wyposażenia:

- Bardzo duże odspojenia wierzchniej warstwy betonu obu filarów podpory nr 12. Zewnętrzną warstwę korpusów stanowił beton natryskowy, który przejął większość oddziaływania termicznego, chroniąc właściwą konstrukcję przed bezpośrednim wpływem działania termicznego.
- Rozległe i głębokie wybrzuszenia blachy pomostu ortotropowego zaobserwowane w przęsłach objętych pożarem, w strefie środkowej jezdni (ale również miejscami na buspasie północnym). Szczególnie nasilone w prześle nr 12–13, gdzie różnice lokalne dochodziły do 30 cm, w pozostałych miejscach oscylowały wokół 20 cm. Nastąpiła utrata stateczności giętej i giętno-skrętnej.
- Utratę stateczności podłużnic pomostu ortotropowego. Nadmierne przemieszczenia pionowe większości poprzecznic oraz skrócenie niektórych.
- Przemieszczenia, zarówno podłużnic jak i poprzecznic, związane z wybrzuszeniami blachy pomostu.
- Nadmierne ugięcie północnych dźwigarów. Wartości pomierzone wskazują, że północny dźwigar zewnętrzny był obniżony w stosunku do analogicznego dźwigara południowego o 58, 32 i 81 mm dla odpowiednio prześł: nr 10–11, 11–12 oraz 12–13. Północny dźwigar wewnętrzny był obniżony w stosunku do analogicznego dźwigara południowego o 46, 22 i 33 mm dla odpowiednio prześł: nr 10–11, 11–12 oraz 12–13.
- Należy wspomnieć, że poza przęsłami skrajnymi, gdzie występowały przemieszczenia w kierunku pionowym w dół (ugięcia), środki rozpiętości trzech prześł były przemieszczone w górę w odniesieniu do niwelety teoretycznej pod obciążeniem długotrwałym (linii prostej). Nie istnieją pomiary geodezyjne sprzed pożaru, do których można porównać uzyskane wyniki. W związku z powyższym analizy o charakterze porównawczym przeprowadzono m.in. w odniesieniu do prześł nieobjętych pożarem.
- Obrót zewnętrznego dźwigara południowego w kierunku do osi podłużnej mostu. Pomiary geodezyjne wykazały pochylenie w kierunku osi mostu góry dźwigarów w stosunku do ich dołu. Tu również nie istnieją pomiary geodezyjne, które mogłyby stanowić odniesienie do sytuacji przed pożarem, dlatego w analizie przyjęto, że dźwigary w pierwszych dwóch przęsłach nr 8–9 i 9–10 zachowały geometrię zbliżoną do tej przed pożarem. Były one symetrycznie pochylone do środka mostu – zapewne w wyniku ugięcia poprzecznic pod wpływem obciążeń ruchomych – pochylenie dochodziło do 20 mm. Było mniejsze nad podporami, gdyż w tym miejscu dźwigary nie miały swobody obrotu dolnej półki, spoczywającej na łożyskach – obrotowi mogła podlegać tylko górna półka – oś obrotu zlokalizowana była na półce dolnej. W przypadku przekrojów przęsłowych swobodnie mogła przemieszczać się półka dolna i górna i oś obrotu mogła znajdować się w dowolnym punkcie wysokości dźwigara.
- Dźwigary trzech prześł objętych pożarem nie pochyliły się symetrycznie. W przypadku dźwigara południowego nastąpiło zwiększenie pochylenia do środka (do 28 mm w prześle nr 10–11), natomiast w przypadku dźwigara północnego „wyprostowanie” elementu. Dla całego przekroju oznaczało to przekoszenie w kierunku północnym. Układ geometryczny przestał być symetryczny i trudno byłoby przewidzieć ewentualny skutek przeciążenia ruchem nitki północnej. Można przypuszczać, że gdyby takie nastąpiło, mogłoby to zagrażać stateczności całej konstrukcji nośnej w związku z jej skręcaniem.
- Nadmierne wybrzuszenie lokalne środników w szczególności dźwigarów wewnętrznych mostu – miejscami przekraczało 40 mm na poziomych odcinkach pomiarowych długości 1500 mm. Maksymalne pomierzone wartości dla wewnętrznego dźwigara północnego to 43,1 mm w prześle nr 10–11 oraz i 41,2 mm w prześle nr 11–12. Pomiary prowadzono w obrębie pól pomiędzy pionowymi żebrami usztywniającymi dźwigara.

Tablica 1. Zestawienie dopuszczalnych odchyłek wybrzuszenia

Rodzaje opracowanie	Określenie odchyłki	Wzór określający kryterium	Baza pomiarowa [mm]	Wartość odchyłki [mm]
Henryk Czudek Tolerancje wykonawcze konstrukcji stalowej mostu Łazienkowskiego, IDIM PW, 1973	Wybrzuszenie średnika	$\Delta f \leq 0,0030h$	3892	11,7
PN-S-10050:1989 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania	Wybrzuszenie blach	0,005 wymiaru	1500	7,5
			1200	6,0
PN-EN 1090-2:2008+A1:2011* Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych	Płaskość średnika – wgniecenia	$\Delta = \max \left \frac{b}{100} \right _t$	1500	15,0 16,0 18,0
			1200	12,0 16,0 18,0

* – wyraźnie większe wartości dozwolonych odkształceń wg PN-EN 1090-2:2008+A1:2011 są spowodowane innym podejściem do zagadnień obliczeniowych reprezentowanym przez normy europejskie i w zasadzie nie powinno się bez dodatkowych analiz obliczeniowych odnosić ich do stali i konstrukcji stalowych zaprojektowanych według PN-S-10050:1989. Ich obecność w tablicy uzasadniona jest wyłącznie względami porządkowymi.

- Na podstawie obserwacji można również przypuszczać, że wzajemne położenie samych punktów odniesienia do pomiarów lokalnych (zeber) również nie było liniowe, tj. średnik dźwigara uległ wybočeniom również w odniesieniu do większych odcinków niż 1500 mm, czego nie można już zakwalifikować jako lokalnego odkształcenia. Dozwolone wartości normowe według PN-S-10050:1989, PN-EN 1090-2:2008+A1:2011 oraz przyjęte indywidualnie dla konstrukcji nośnej Mostu Łazienkowskiego w projekcie technicznym przedstawiono w tablicy 1. Porównanie obydwu normowych wartości oraz wartości dedykowanych konstrukcji obiektu z wartościami pomierzonymi pokazuje jednoznacznie, że konstrukcja nośna znalazła się w stanie awaryjnym.
- Duże odkształcenia („falowanie”) poziomych zeber usztywniających górną strefy ściskane średników dźwigarów wewnętrznych. Elementy usztywniające średnik (żebra poziome i pionowe) nie zdołały zapobiec zmianie geometrii średnika. Wysoka temperatura spowodowała ich „pofalowanie”, czyli uległy one wyboczeniu. Uszkodzenia są wyraźniejsze w przypadku dźwigara północnego. Sąsiadujący z dźwigarem południowym wodociąg ochronił dźwigar przejmując dużą część ciepła generowanego przez palące się chodniki.
- Zmiany w materiale na skutek działania wysokiej temperatury. W oparciu o wyniki badań materiałowych można było stwierdzić występowanie miejsc o obniżonej twardości powierzchniowej oraz potwierdzić wpływ wysokiej temperatury na mikrostrukturę stali. Można było zaobserwować duży rozrzut wyników na badanym obszarze, co świadczyło o nierównomiernym wpływie wysokiej temperatury na materiał. W efekcie uznano, że opisane wyżej problemy mogły skutkować zaistnieniem w konstrukcji nośnej miejsc, gdzie stal ma trwale zmienione (na niekorzyść) właściwości i parametry wytrzymałościowe. Nie było możliwe podanie precyzyjnej lokalizacji wszystkich takich miejsc z uwagi na brak możliwości szczegółowego określenia czasu, wartości oraz obszaru oddziaływania wysokich temperatur, jak również ograniczenia czasowe realizacji badań in situ.
- Zaobserwowano m.in. pęknięcia spoin łączących pionowe żebra usztywniające średnik dźwigara wewnętrznego z poprzecznicami pomostu oraz pęknięcia spoin łączących pionowe żebra z poziomymi żebrami usztywniającymi średnik dźwigara. Z powodu utrudnionego dostępu do spoin oraz czasochłonności procesu nie przeprowadzono kontroli wszystkich

- spoin. Można jednak spodziewać się licznych uszkodzeń rozproszonych w całej konstrukcji nośnej objętej pożarem.
- Ścięcie nitów zarówno w elementach konstrukcyjnych (m.in. na styku montażowym poprzecznic pomiędzy dźwigarami wewnętrznymi), jak i w połączeniach elementów drugorzędnych.
 - Nadmierny obrót łożysk na podporach nr 11, nr 12 i 13. W temperaturze realizowanego pomiaru, tj. 4°C, łożyska osiągnęły maksymalny zakres pracy przy „skróceniu” konstrukcji. Analiza położenia konstrukcji na łożyskach oraz stopnia rozwarcia urządzeń dylatacyjnych na obydwu przyczółkach, prowadziła do wniosku, że w przypadku wystąpienia dużych temperatur ujemnych istniało ryzyko zsunięcia się dźwigarów z łożysk podpory nr 13.
 - Zniszczenie gumowych wkładek oraz uszkodzenie mechanizmu urządzenia dylatacyjnego na podporze nr 13.
 - Wybrzuszenie i spękanie nawierzchni asfaltowej na jezdni.
 - Podłużne pęknięcie nawierzchni chodnika oraz lokalne jej wybrzuszenia.
 - Roztopienie i wypłynięcie na wierzch jezdni izolacji bitumicznej (mastyksu). Prawdopodobna jest również degradacja izolacji bitumicznej w strefach poza bezpośrednio widocznym obszarem zniszczenia nawierzchni.
 - Zniszczenie barier ochronnych w środkowym pasie rozdziału jezdni. Zniszczenie było związane z przemieszczeniami słupków barier, które spowodowało wygięcie taśm, a miejscami ścięcie łączników na styku taśm barier oraz słupków.
 - Całkowite zniszczenie powłoki antykorozyjnej (malarskiej).
 - Zniszczenie osłon i izolacji ciepłociągów i wodociągu.
 - Wygięcie się gazociągu w pionie i poziomie.
 - Zniszczenie kabli energetycznych i telekomunikacyjnych.
 - Wyboczenie przewodnic do poruszania się wózków rewizyjnych.

Literatura

1. Ekspertyza wykonana przez Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej na zlecenie Zarządu Dróg Miejskich w Warszawie.
2. Raport z badań materiałowych obiektu in situ oraz laboratoryjnych próbek pobranych z obiektu zrealizowanych na Wydziale Inżynierii Materiałowej Politechniki Warszawskiej na potrzeby ekspertyzy [1].
3. Operat techniczny z pomiarów kontrolnych geometrii Mostu Łazienkowskiego na potrzeby ekspertyzy [1] opracowany przez Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne S.A.
4. Raport z laboratoryjnych badań wytrzymałościowych próbek pobranych z obiektu zrealizowanych w Laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej Politechniki Warszawskiej na potrzeby ekspertyzy [1].
5. Raport z laboratoryjnych badań materiałowych próbek pobranych z obiektu zrealizowane przez ArcelorMittal Warszawa Sp. z o.o na potrzeby ekspertyzy [1].
6. Opis prądów gaśniczych podawanych na konstrukcję mostu przekazany przez Państwową Straż Pożarną na potrzeby realizacji ekspertyzy [1].
7. Raport z przeglądu szczegółowego Mostu Łazienkowskiego w Warszawie opracowany przez Promost Consulting z Rzeszowa w lipcu 2012 roku.
8. Raport z przeglądu podstawowego Mostu Łazienkowskiego w Warszawie opracowany przez BDTiOK Most, W. i W. Trochymiak z Warszawy w lipcu 2007 roku.
9. Ocena konstrukcji dźwigarów głównych oraz wsporników w miejscach przecieku wody z kanałów kabli elektrycznych Mostu Łazienkowskiego wraz z oceną przydatności i zaleceniami do dalszej eksploatacji obiektu” opracowana przez prof. dr hab. inż. Henryka Zobła z Warszawy w październiku 2012 roku.
10. Projekt powykonawczy Mostu Łazienkowskiego w Warszawie opracowany przez Transprojekt Warszawa w latach 1973–1974.

11. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 30 maja 2000 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. nr 63 z 3 sierpnia 2000 roku, poz. 735).
12. Norma PN-S-10052:1982 „Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie”.
13. Normy PN-S-10050:1989 „Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania”.
14. Norma PN-EN 1090-2:2008+A1:2011 „Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych”.
15. „Tolerancje wykonawcze konstrukcji stalowej Mostu Łazienkowskiego” opracowane przez doc. dr hab. inż. Henryka Czudka w Instytucie Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej w 1973 roku.
16. Zobel H., Golubińska A.: Pożary mostów. Seria „Studia i Materiały”. Zeszyt nr 52 Wydawnictwo Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Warszawa 2000. s. 76.
17. Zobel H., Mossakowski P.: Określenie stopnia zagrożenia pożarem konstrukcji mostu podwieszonego w ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia. Inżynieria i Budownictwo 2/2012. s. 75–79.
18. Zobel H., Golubińska A.: Symulacja pożaru mostu. Drogownictwo 4/2002. s. 112–119.

FIRE OF THE ŁAZIENKOWSKI BRIDGE IN WARSAW AT THE FEBRUARY 14–15, 2015

Abstract: On the 14 of February 2015 there was a huge fire on Łazienkowski Bridge – one of the most important bridges in the center of Warsaw – capitol of Poland. The bridge consist of five continuous spans 76,5+90,0+90,0+90,0+76,5 m. It was built in 1972–1974. It was full steel structure with four plate girders and orthotropic deck. Three service decks situated between girders were covered with wooden boards. The fire started under the bank span, during an exchange of these wooden elements. It started in the afternoon and was extinguished the next day in the morning. During that time three spans were under fire. Very extensive investigation and analysis were done during next 6 weeks including material investigation, geometrical verification and FEM model analysis to determine the behaviour of bridge during thermal overloads. In this paper there are presented results of: local deformation of the deck due to results of surveying measurements, local deformation of the web of the selected girder, global rotation of the outer girders and global displacement of the all four girders (also due to bearing and expansion joints behavior). There is presented analysis of progress of deformation during the fire.

Keywords: fire, steel plate girder, orthotropic deck, structural and material damages