

Uwagi do artykułu „O przydatności użytkowej stalowych obiektów mostowych po 60 latach eksploatacji na przykładzie modernizowanej linii kolejowej nr 61”

Przedstawione niżej uwagi dotyczą artykułu [1] opublikowanego w nr. 11/2016 „Inżynierii i Budownictwa”. Należy przy tym zaznaczyć, że zagadnienie oceny trwałości stalowych mostów kolejowych eksploatowanych przez długi okres jest problemem światowym. Według danych PKP Polskie Linie Kolejowe SA w roku 2005 stan techniczny 1518 obiektów inżynierskich wymagał pilnego podjęcia robót utrzymaniowo-naprawczych i inwestycyjnych w celu przywrócenia im pierwotnych parametrów użytkowych. W roku 2016 pracami naprawczymi objęto 300 mostów kolejowych, w tym 67 z nich przechodziło modernizację, a na 233 są prowadzone prace utrzymaniowe („Mosty”, nr 6/2016). Wiele z tych konstrukcji nie przenosi ściśle obciążeń projektowych [2], a bezpiecznie przenosi rzeczywiste obciążenia użytkowe występujące na danej linii kolejowej. Nowe zasady oceny takich mostów podano w specjalistycznych normach Kanady, Wielkiej Brytanii, Danii i Szwajcarii, omówionych w artykule [3]. Autorzy niniejszego artykułu wnioskują, że z uwagi na postępującą degradację obiektów mostowych celowe jest również opracowanie tego rodzaju normy polskiej. Bardzo przydatne do szacowania rzeczywistego obciążenia są współczynniki bezpieczeństwa określane na podstawie badań *in situ* mostów podczas ich modernizacji. W szczególności dotyczy to opracowań podobnych do artykułu [1], omawiających globalnie kilka obiektów danej linii.

W artykule [1] przedstawiono stan techniczny i wytrzymałościowy sześciu stalowych mostów usytuowanych na linii nr 61 Kielce – Fosowskie, na odcinku kolejowym Częstochowa Stradom – Lubliniec. Podstawowe dane techniczne tych obiektów zamieszczono w tabl. 1, wyniki badań materiałowych w tabl. 2 (tabl. 4 w artykule [1]), a wykresy wykorzystania procentowej nośności ich poszczególnych elementów konstrukcyjnych – na rys. 1 (rys. 10 w artykule [1]).

Jednocześnie z ukazaniem się publikacji [1], autorzy niniejszych uwag wysłali na VIII konferencję EUROSTEEL, która odbędzie się w 2017 r. w Kopenhadze, referat omawiający wnioski z badań materiałowych 18 kolejowych mostów historycznych z lat 1873–1950 [4]. W referacie tym w wielu przypadkach inaczej zinterpretowano niektóre wyniki badań w porów-

Tablica 1
Zestawienie podstawowych danych analizowanych obiektów mostowych [1]

Obiekt nr	km (LK61)	Rodzaj ustroju nośnego	Rozpiętości przęsła, m	Rok budowy	Rodzaj przeszkody
1	121+346	blachownica, jd	22,37	1954	rzeka Gorzelanka
2	123+330	blachownica, jg	15,20	1954	rzeka Stradomka
3	123+517	blachownica, jg	9,00	1954	ul. Kolorowa, Częstochowa
4	136+365	blachownica, jd	7,4 + 10,8 + 7,4	1954	LK nr 131 Chorzów Batory – Tczew
5	141+018, t1	kratownica, jd	28,00	1954	rzeka Liswarta
6	141+018, t2	kratownica, jd	28,00	1896	rzeka Liswarta

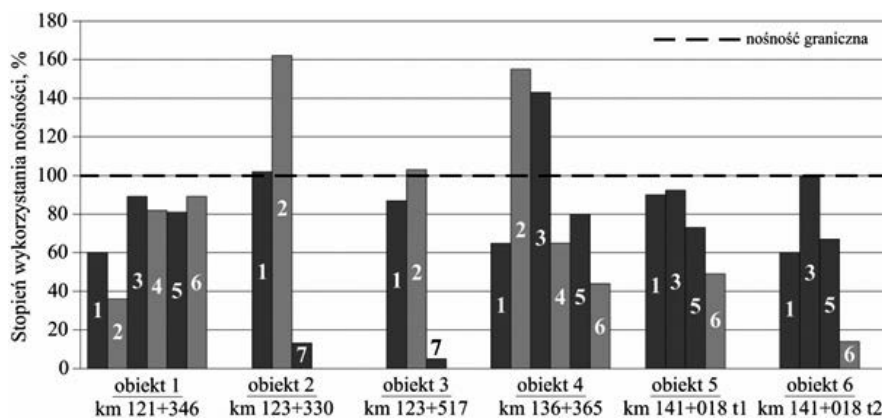
Oznaczenia: jd – jazda dołem; jg – jazda górą; t1 – tor nr 1; t2 – tor nr 2.

Tablica 2
Wybrane wyniki badań materiałowych próbek pobranych z elementów konstrukcyjnych analizowanych przęseł mostowych [1]

Obiekt	$R_{e,min}$	R_m	Udarność KCV	C
	MPa		J	%
1	276	428	5,0	0,25
2	213	409	6,1	0,14
3	240	400	6,7	0,15
4	237	429	7,4	0,11
5	253	419	14,7	0,12
6	339	459	3,8	0,05

Oznaczenia: $R_{e,min}$ – minimalna granica plastyczności stali, R_m – wytrzymałość stali na rozciąganie, C – zawartość węgla.

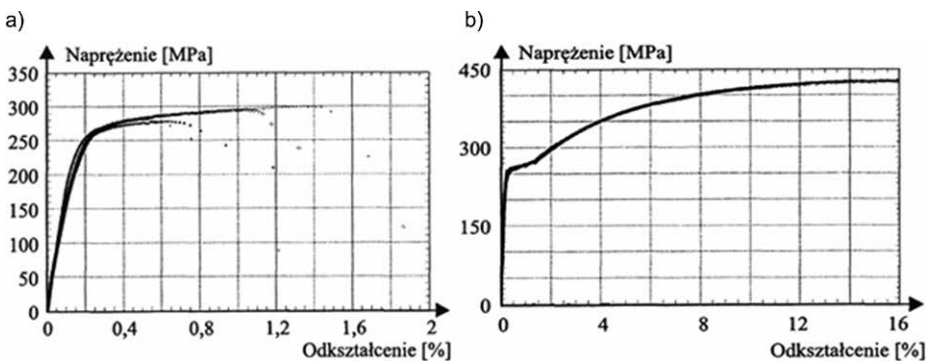
naniu z wynikami wykazanymi w [1]. Z uwagi na znaczący czynnik ekonomiczny problemu nośności starych mostów [5] i dążenie do ujednoczenia oceny wyników badań *in situ* tych



Rys. 1. Wykresy ujmuje stopień wykorzystania nośności dźwigarów głównych analizowanych obiektów mostowych z uwzględnieniem klasy obciążeń $k = +2$ [1]: 1 – naprężenia normalne (σ) w dźwigarze głównym, 2 – naprężenia styczne (τ) w dźwigarze głównym, 3 – naprężenia normalne (σ) w poprzecznicy, 4 – naprężenia styczne (τ) w poprzecznicy, 5 – naprężenia normalne (σ) w podłużnicy, 6 – naprężenia styczne (τ) w podłużnicy, 7 – naprężenia normalne (σ) w stężeniach poprzecznych

konstrukcji, warto te rozbieżności przedyskutować. Wszelkie uwagi mogą być wykorzystane w przygotowywanych „Wytycznych i procedurach monitorowania obiektów mostowych” [6].

1. W tabelicy 2 podano zaniżone wartości granicy plastyczności stali $R_{e\min}$. Stal zlewna, w przeciwieństwie do stali zgrzewnej, ma wyraźną granicę plastyczności na wykresie $\sigma-\varepsilon$ (rys. 2 według [7]). Za wartość miarodajną, według norm hutniczych, przyjmuje się minimalną wartość górnej granicy plastyczności $R_{eH\min}$. Według literatury wartość ta jest o 11,5% większa od wartości dolnej granicy plastyczności R_{eL} , czyli $R_{eH} \approx 1,115 R_{eL}$. Próbę wyjaśnienia tego zjawiska przedstawiono w [8].



Rys. 2. Przebiegi krzywych rozciągania [7]: a) stali zgrzewnej, b) stali zlewnej

Ponadto w przypadku stali zlewnej, niezależnie od stopnia jej starzenia, każdorazowo uzyskana z badań wartość R_{eH} jest nie mniejsza niż 220 MPa. Fakt ten został wykorzystany przez Międzynarodowy Związek Kolejowy UIC, który w roku 1986 zalecił przyjmować, bez konieczności badań, wartość $R_e = 220$ MPa [9]. Również norma PN-B-03200:1956, pochodząca z okresu budowy przedmiotowych mostów, zalecała w przypadku stali gatunku St37S i St3S przyjmowanie $R_e = 220$ i 240 MPa.

2. Wartości podane w tabl. 2 kol. 4 to wartości pracy łamania KV w dżulach [J], a nie udarności KCV w dżulach na centymetr kwadratowy [J/cm²]. Wartości KCV w przypadku próbek normowych o przekroju 10×10 mm (PN-EN ISO 148-1:2010) są o 25% większe od wartości KV [10]. Niewłaściwe określenie KV jako udarności jest stosowane także w treści artykułu.

3. Obliczenia nośności konstrukcji sześciu mostów wykonano z uwzględnieniem klasy obciążenia $k = +2$ według PN-S-10030:1985 (por. rys. 1, przytoczony z artykułu [1]). Jednocześnie zaznaczono, że *W analizach uwzględniono zinventaryzowane ubytki korozyjne elementów, a także wpływ zmęczenia materiału.*

Należy żałować, że nie podano według jakiego algorytmu określono wielkość korozji poszczególnych elementów i ile ona wyniosła oraz jaki jest jej wpływ na zmęczenie. Według danych literaturowych w przypadku większych wżerów wpływ ten może przekraczać nawet 70%. Dopiero dokładna znajomość tych wartości pozwala określić rzeczywistą nośność eksploatacyjną mostu z odpowiednim prawdopodobieństwem przeżycia [11]. Brak tych danych nie pozwala odnieść się precyzyjnie do stopnia wyczerpania nośności poszczególnych elementów konstrukcyjnych mostów wykazanych na rys. 1 [1].

Każdy obiekt należy rozpatrywać indywidualnie z uwagi na zróżnicowany stopień degradacji konstrukcji. Przykładowo w mostach nr 2 i 6 obliczone wartości naprężeń ścinających τ w dźwigarach głównych (naprężenia 2 na rys. 1 [1]) przekraczają wartości dopuszczalne o 62,3 i 55%. Jest to konsekwencją podanej informacji, że: *[...] stwierdzono zaawansowaną degradację stali środników blachownicowych w miejscu ich połączenia z pasami dolnymi.* Rodzi się pytanie: dlaczego nie wzmocniono tych rejonów przez przyspawanie dwustronnie ukośnych płaskowników lub kątowników. Takie rozwiązanie

likwiduje koncentrację naprężeń wywołanych korozją i wzmacnia dźwigar nośny. Autorzy uwag takie wzmocnienie zastosowali m.in. w mostach omówionych w [12, 13].

4. Dyskusyjna wydaje się wymiana na nowe przęsła wiaduktu nr 4. Decyzję o wymianie konstrukcji należy podejmować po wykonaniu pełnej, całościowej analizy stanu technicznego. W obiekcie 4 nośność dźwigarów głównych przy ścinaniu środnika blachownicy (naprężenia ścinające 2 na rys. 1 [1]) została przekroczona o 55%, a w poprzecznicy przy zginaniu (naprężenia 3) o 43%. Naprężenia ścinające 2 można w sposób nieskomplikowany zmniejszyć do żądanej wartości, wykonując wzmocnienie strefy skorodowanej w sposób wyżej omówiony.

Obliczenie nośności w dwuteowych belkach poprzecznic, przedstawione w artykule [1], wykonano od obciążeń normowych przy przyjętej wartości $R_e = 237$ MPa. Przy takiej wartości R_e fakt przekroczenia nośności w poprzecznicach stwierdziliby też projektanci konstrukcji mostu już w 1954 r. Należy przypuszczać, że poprzecznicze jezdni mostu zostały wykonane ze stali o zwiększonej wytrzymałości, możliwe że ze stali ówczesnie produkowanego gatunku St52 o $R_{eH} = 360$ MPa, gdy $t \leq 16$ mm. Podobne rozwiązanie stwierdzi-

li autorzy uwag, m.in. już w moście wybudowanym w 1875 r. na linii kolejowej Berlin – Wrocław [14], a w artykule [15] podali przykłady mostów, w których konstrukcji stwierdzono cztery gatunki stali o zróżnicowanych właściwościach wytrzymałościowych. Autorzy uwag stwierdzili również, że w okresie po II wojnie światowej na terenach poniemieckich, w ramach reparacji wojennych na rzecz ZSRR, na niektórych liniach demontowano drugi tor. Zdarzały się przypadki, że elementy nośne z rozebranych mostów stosowano w odbudowywanych obiektach na innych liniach. Może i tutaj wystąpił taki przypadek?

Wyniki przeprowadzonych obliczeń poprzecznic jezdni mostu nr 4 (por. rys. 1 [1]) obowiązywały ekspertów do wyjaśnienia przyczyn przekroczenia dopuszczalnej nośności normowej aż o 43%. Bezwarunkowo należało przeprowadzić analizę wytrzymałościową stali tych elementów [15]. Autorzy uwag przed podjęciem ostatecznej decyzji o losie mostu nr 4 wykonaliby badania tensometryczne w celu określenia rzeczywistych naprężeń eksploatacyjnych od aktualnych obciążeń taborem towarowym i pasażerskim. W tego rodzaju poligonowych badaniach własnych podobnych mostów blachownicowych, jak mosty nr 1÷4, każdorazowo uzyskaliśmy wartości naprężeń eksploatacyjnych znacznie mniejsze od wartości naprężeń obliczonych od obciążeń normowych i stanowiły one od 58 do 64% tych wartości [16].

5. Mała wartość pracy łamania KV , mierzona na próbkach normowych, jest cechą charakterystyczną w przypadku stali starzonych po wieloletnim okresie eksploatacji i nie jest miernikiem powstawania kruchych pęknięć. Zastosowanie metod mechaniki pęknięcia umożliwiłoby bardziej wiarygodną ocenę odporności stali zlewnych na kruche pęknięcie. Należy wówczas zastosować kryteria przydatności użytkowej konstrukcji (Fitness-for-Purpose) omówione w [15, 16].

6. W artykule [1] podano, że *[...] w latach 1950–1970 w budowanych mostach kolejowych zaczęto stosować coraz częściej połączenia spawane zamiast nitowanych.*

Informacja ta wymaga komentarza, gdyż jest nieścisła i dotyczy bezpośrednio autorów uwag. Zakład Konstrukcji Metalowych Politechniki Szczecińskiej od roku 1954 przez 35 lat prowadził badania jakości złączy doczołowych w eksploatacyjnych mostach kolejowych na terenie całej Polski. Łącznie

w 155 mostach przebadano 15 875 złączy [17]. Były to mosty wybudowane w latach 1936–1975. Pierwszy spawany most kolejowy w Polsce został oddany do eksploatacji w lipcu 1936 r. na linii Nasielsk – Toruń. Następne cztery na tej samej linii kolejowej wybudowano w latach 1937–1939 [18].

ZKM PS przebadał łącznie 64 mosty wybudowane w latach 1936–1950 i 69 mostów wybudowanych w latach 1951–1970. W mostach z tych okresów przebadano łącznie 6148 i 7468 złączy. W zestawieniach tych uwzględniono również dwa przedmiotowe mosty blachownicowe nr 1 i 2 wybudowane w 1954 r. na omawianej linii kolejowej nr 61 (por. tabl. 1). Badania spoin czółowych środników i pasów dźwigarów głównych przeprowadzono w 1972 r. i wykonano w każdym moście po 24 rentgenogramy. Rentgenogramy te zakwalifikowano do odpowiednich klas wadliwości od R1 do R5 według normy PN-M-69772. W przybliżeniu klasy wadliwości R1 ÷ R5 według tej normy są porównywalne z poziomem jakości spoin B+ ÷ D według wymogów norm europejskich. Według tych norm (PN-EN 1090-2 i PN-EN ISO 5817) podział liczbowy wykonanych rentgenogramów w zależności od poziomów ich jakości przedstawiono w tabl. 3.

Tablica 3

Podział liczbowy badanych spoin 2 mostów według poziomów jakości

Most nr	km (linia)	Rodzaj badanych elementów	Liczba rtg	Poziom jakości spoin				
				B+	B	C	D	> D
1	121,346 (61)	rozciągane	12	1	2	5	–	4
		ściskane	12	4	3	3	–	2
2	123,330 (61)	rozciągane	12	5	1	3	–	3
		ściskane	12	4	1	6	–	1
Razem			48	14	7	17	–	10

Według normy PN-EN 1090-2 w nowych mostach stalowych klasy wykonania EXC3 jest zalecany poziom jakości B określony według PN-EN ISO 5817. Niedopuszczalne są spoiny poziomów C i D. W omawianych mostach niezgodności spawalnicze o parametrach większych od dopuszczalnych w przypadku poziomu D stwierdzono na 10 odcinkach złączy

doczołowych (20,8%). O fakcie tym w 4 przypadkach decydował brak przetopu w grani (4021), a w 6 przypadkach przyklejenia (401).

PIŚMIENNICTWO

- [1] *Jakiel P., Tataro M., Skulski B.*: O przydatności użytkowej stalowych obiektów mostowych po 60 latach eksploatacji na przykładzie modernizowanej linii kolejowej nr 61. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 11/2016.
- [2] *Siwowski T.*: Projektowanie mostów według Eurokodów. Elamed MEDIA GROUP, 2016.
- [3] *Wiśniewski D., Majka M., Bień J.*: Ocena nośności mostów w okresie ich eksploatacji – doświadczenia krajowe i zagraniczne. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 7-8/2013.
- [4] *Hołowaty J., Wichtowski B.*: Conclusions from the material testing of historical railway bridges built from 1873 to 1950. EUROSTEEL 2017.
- [5] *Wichtowski B.*: Nośność stalowych mostów kolejowych z drugiej połowy XIX wieku – uwagi dyskusyjne. „Drogi i Mosty”, nr 3/2014.
- [6] *Bień J.*: Zagadnienia trwałości obiektów mostowych w europejskich projektach badawczych. Materiały 56. Konferencji Naukowej KILiW PAN oraz KN PZITB, Kielce – Krynica, 2010.
- [7] *Rabiega J., Rymaszka B.*: Most Kierbedzia na Wiśle w Warszawie – historia i badania gatunku stali. „Materiały Budowlane”, nr 4/2016.
- [8] *Wichtowski B.*: Badania parametrów mechanicznych stali w istniejących konstrukcjach stalowych. XXXI ogólnopolskie WPPK, tom III, Szczyrk 2016.
- [9] *Madaj A., Wołowicki W.*: Budowa i utrzymanie mostów. WKŁ, Warszawa 1995.
- [10] *Wichtowski B., Hołowaty J.*: Badania udarnościami stali zlewnej mostów kolejowych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 1/2014.
- [11] *Wysokowski A.*: Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych. IBDiM, zeszyt 53, Warszawa 2001.
- [12] *Hołowaty J., Wichtowski B.*: Mała konstrukcja stalowego wiaduktu kolejowego i duży problem naprawczy. „Przegląd Spawalnictwa”, nr 5/2016.
- [13] *Hołowaty J., Wichtowski B.*: Właściwości stali mostu kolejowego wybudowanego w 1887 roku. „Roads and Bridges – Drogi i Mosty”, nr 4/2015.
- [14] *Hołowaty J., Wichtowski B.*: Properties of Structural Steel Used in Early Railway Bridges. “Structural Engineering International”, 4/2013.
- [15] *Hołowaty J., Wichtowski B.*: Ocena wytrzymałościowa stali mostów historycznych w świetle badań nieniszczących. „Przegląd Spawalnictwa”, nr 10/2016.
- [16] *Wichtowski B.*: Spawane złącza doczołowe w mostach kolejowych w świetle kryterium Przydatności Użytkowej Konstrukcji. „Przegląd Spawalnictwa”, nr 5/2016.
- [17] *Wichtowski B.*: Wytrzymałość zmęczeniowa spawanych złączy doczołowych w spawanych mostach kolejowych. Prace Naukowe PS nr 572, Szczecin 2002.
- [18] *Wichtowski B.*: 55 lat eksploatacji pierwszych spawanych mostów kolejowych w Polsce. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 5/1994.