

Bogusław ŁADECKI¹
Sławomir BADURA²

ANALIZA DYNAMICZNA MOSTU PRZEŁADUNKOWEGO O KONSTRUKCJI POWŁOKOWEJ

Suwnice bramowe o konstrukcji powłokowej stosowane są w polskim przemyśle hutniczym znacznie rzadziej od suwnic kratowych lub blachownicowych. Mosty przeładunkowe o konstrukcji powłokowej, charakteryzują się podwyższoną podatnością na drgania mechaniczne, co skutkuje ich większą wrażliwością na powstawanie pęknięć zmęczeniowych. W pracy wykonano pomiary tensometryczne odkształceń mostu powłokowego, dla którego prowadzone cyklicznie badania nieniszczące ujawniały występowanie licznych pęknięć zmęczeniowych głównie w obszarze belek podszynowych. Wykonywane okresowo naprawy i wzmocnienia konstrukcji mostu nie wyeliminowały problemu powstawania kolejnych pęknięć zmęczeniowych. Wykonana analiza dynamiczna pracy mostu, w połączeniu z przeprowadzonymi obliczeniami MES wykazała przekroczenie dopuszczalnych wartości naprężeń ze względu na zjawisko zmęczenia materiału. Uzyskane wyniki analiz dynamicznych stanowią mogą podstawę do wykonania dokładniejszych analiz trwałości zmęczeniowej najbardziej wyciężonych obszarów mostu.

Słowa kluczowe: pomiary tensometryczne, stan naprężeń, suwnice bramowe, MES, badania nieniszczące

1. Wprowadzenie

Suwnice bramowe o konstrukcji powłokowej charakteryzują się bardzo dużą sztywnością oraz smukłością, przy czym ich wadą jest parokrotnie niższy udźwig w porównaniu z konstrukcjami kratownicowymi o porównywalnych rozmiarach, jak również podwyższona podatność na drgania mechaniczne. Rozważania przeprowadzono dla mostu powłokowego czerpakowego o udźwigu 350 kN, eksploatowanego w jednej z polskich hut -- rys. 1. Dla mostu takiego

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Bogusław Ładecki, AGH University of Science and Technology, Faculty of Mechanical Engineering and Robotics, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, e-mail: boglad@uci.agh.edu.pl

² Sławomir Badura, AGH University of Science and Technology, Faculty of Mechanical Engineering and Robotics, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, e-mail: sbadura@agh.edu.pl

element nośny stanowi przeszło o długości 133 m o konstrukcji powłokowej wykonane z blach stalowych wzmocnionych uźebrowaniem biegnącym wzdłużnie i poprzecznie.



Rys. 1. Most przeładunkowy o konstrukcji powłokowej

Fig. 1. Charging bridge of a shell structure

2. Badania nieniszczące mostu

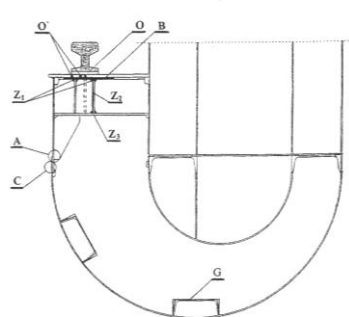
W związku z występowaniem pęknięć zmęczeniowych po kolejno wykonywanych naprawach mostów, przeprowadzono ich kompleksowe badania nieniszczące [1], w skład których wchodziło wykonanie:

- badań wizualnych całej powierzchni zewnętrznej suwnic, w celu określenia obszarów występowania niedopuszczalnych uszkodzeń ich konstrukcji nośnej, tj. naderwań, pęknięć, trwałych deformacji i innych niedopuszczalnych uszkodzeń,
- badań defektoskopowych metodą magnetyczno-proszkową,
- oceny postępu ubytków korozyjnych z wykorzystaniem techniki ultradźwiękowej,
- analizy trwałych deformacji przeszła, na podstawie prowadzonych cyklicznie geodezyjnych pomiarów kształtu profilu pionowego pasa górnego belek podszynowych [2].

Wykonane badania nieniszczące ujawniły szereg obszarów występowania pęknięć, najczęściej o charakterze zmęczeniowym oraz innych uszkodzeń konstrukcji mostu. Największe nasilenie występowania pęknięć zmęczeniowych stwierdzono dla belek podszynowych wózka mostu, dla których zidentyfikowane typy uszkodzeń zilustrowano na rys. 2, 3 i 4.

Oprócz sporadycznie wykrywanych pęknięć typu „A”, „C” i „G”, dla różnych serii badań stwierdzono występowanie ogółem: 42-47% pęknięć typu „Z”, 13-42% pęknięć typu „O” oraz 8-25% pęknięć typu „B”, w całkowitej liczbie wykrytych pęknięć.

Również w innych obszarach konstrukcji mostu stwierdzano występowanie pęknięć zmęczeniowych, z których najgroźniejsze wykryto dla powłoki powyżej podpory długiej – rys. 5, lokalizacja pęknięć zgodnie z rys. 6.

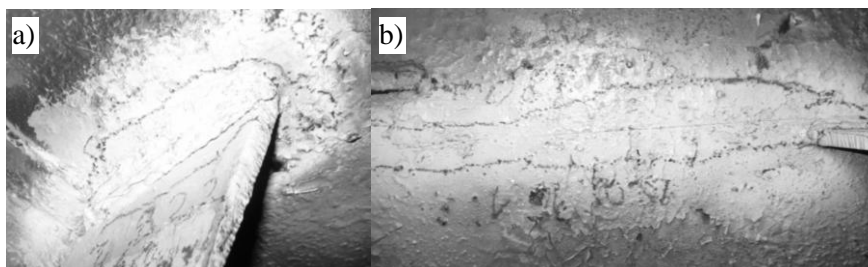


Wykryte pęknięcia:

- typu „A” – pęknięcie złącza spawanego, w dolnej części żeberka zebra poprzecznego belki podszynowej,
- typu „B” – pęknięcie spoiny sufitowej łączącej górną półkę dwuteownika z poziomą blachą belki podszynowej,
- typu „C” – pęknięcie pionowe złącza spawanego blach belki podszynowej i powłoki, zlokalizowane pomiędzy żebrami belki podszynowej,
- typu „O” – pęknięcie blachy pod szyną w kierunku osi szyny, blisko żeberka,
- typu „O” – pęknięcie blachy pod szyną, równoległe do osi szyny,
- typu „Z₁” („Z₃”) – pęknięcie spoiny równoległej do osi szyny, żeberka zebra poprzecznego lub wręgi,
- typu „Z₂” – pęknięcie spoiny pionowej, żeberka zebra poprzecznego lub wręgi
- typu „G” – pęknięcie spoiny czołowej podłużnicy (ceownik 300)

Rys. 2. Lokalizacja typów wykrytych pęknięć belki podszynowej

Fig. 2. Location of the detected cracks of the bridge beam



Rys. 3. Pęknięcia belki podszynowej wykryte metodą magnetyczno-proszkową: a) typu „Z₁” spoiny o dł. 140 mm, b) typu „O” blachy pod szyną o dł. 380 mm

Fig. 3. Cracks of the bridge beam detected by the magnetic-powder method: a) type „Z₁” joint 140 mm long; b) type „O” plate under the rail, 380 mm long

Rys. 4. Pęknięcie spoiny czołowej podłużnicy typu „G” wykryte metodą magnetyczno-proszkową

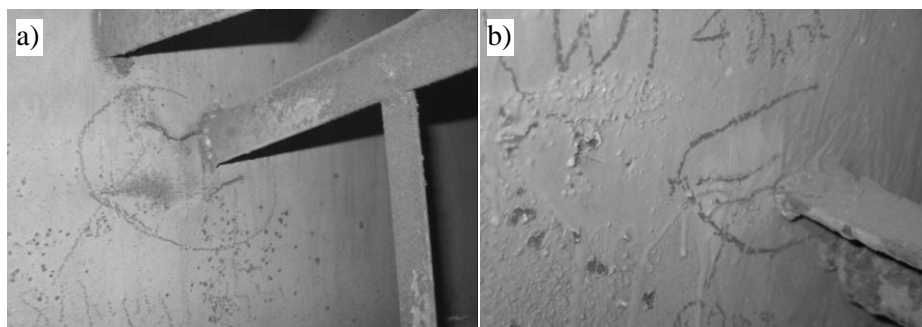
Fig. 4. Cracks weld of the bridge beam stringer type „G” detected by the magnetic-powder method



Na zwiększenie problemów eksploatacyjnych mostów, oprócz omówionych wyżej zjawisk zmęczeniowych występujących głównie w obszarze złączy spawanych belek podszynowych, wpływają również problemy z utrzymaniem w należytym stanie torowisk wózka, spowodowanych luzowaniem się i pękaniem licznych śrub, jak również pojawiającymi się okresowo pęknięciami szyn. Wy-

konywane okresowo naprawy i wzmocnienia konstrukcji mostu nie wyeliminowały problemu powstawania kolejnych pęknięć zmęczeniowych.

W celu wyjaśnienia zaistniałej sytuacji przeprowadzono stosowną analizę dynamiczną konstrukcji na podstawie wykonanych pomiarów tensometrycznych odkształceń na obiekcie rzeczywistym, zweryfikowanych obliczeniami MES.



Rys. 5. Pęknięcia powłoki powyżej podpory długiej: a) po stronie zachodniej mostu o dług. 80 mm i 45 mm, b) po stronie wschodniej o dług. 40 mm i 60 mm

Fig. 5. Shell cracks above the long support: a) western side of the bridge - 80 mm and 45 mm long, b) eastern side of the bridge - 80 mm and 45 mm long

3. Analiza wytrzymałościowa

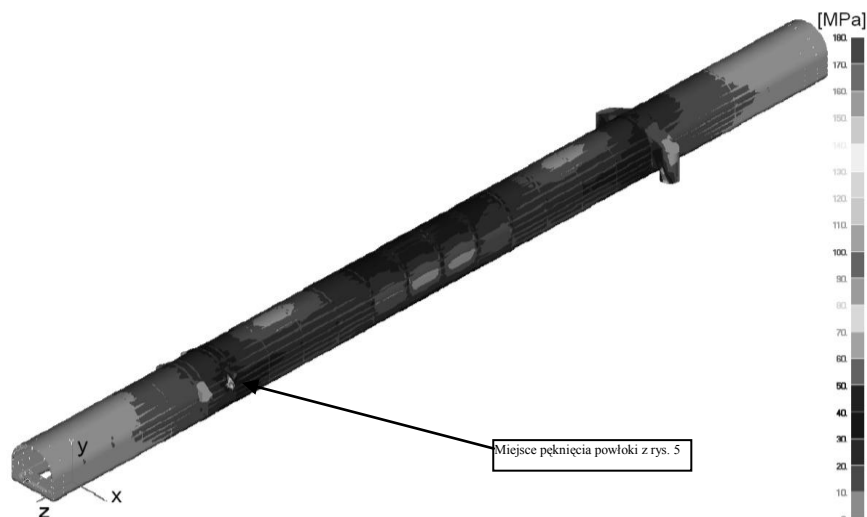
Dla opracowanego modelu dyskretnego konstrukcji mostu, rozpatrzono ogółem 17 przypadków obciążeń [3]. Wykonane analizy MES wykazały, że dla najbardziej niekorzystnych wariantów obciążeń konstrukcji mostu, ekstremalne wartości sił tnących dla przęsła występują w obszarze podpór, natomiast ekstremalne wartości momentów zginających w obszarze podpór oraz w środku rozpiętości przęsła pomiędzy podporami – rys. 7. Obszary te są zgodne z obszarami największego nasilenia występowania pęknięć zmęczeniowych w belkach podszynowych.

Przykładowe wyniki naprężeń zredukowanych otrzymanych zgodnie z hipotezą Hubera – Missesa dla przęsła, dla wariantu obciążeń 2 odpowiadającego położeniu wózka w środku przęsła pokazano na rys. 6. Wybrane wyniki analizy MES dla elementów belki podszynowej zestawiono w tabeli 1. Ekstremalne war-

Tabela 1. Wybrane wyniki analizy MES dla elementów belki podszynowej

Table 1. Selected FEM results for bridge beam elements

Element konstrukcji belki podszynowej	Naprężenia [MPa]		
	Zredukowane dla wariantu obciążenia:		Kategoria zmę- czeniowa zg. z [4]
	1 - wózek na pod- porze krótkiej	2 - wózek w środ- ku przęsła	
Pasy boczne	60	53	160
Przepony	65	65	100
Spoiny typu „B” i „Z”	65	57	57



Rys. 6. Analiza MES - rozkład naprężeń zredukowanych w przęśle – wariant obciążenia 2 [3]

Fig. 6. FEM analysis – distribution of the reduced stresses in the span – load variant 2 [3]

tości naprężeń zredukowanych dla belek podszynowych wynoszące 65 MPa, uzyskano dla obszaru występowania pęknięć pachwinowych złączy spawanych typu „B” oraz „Z”.

4. Badania tensometryczne odkształceń mostu

4.1. Opis przeprowadzonych pomiarów

Na podstawie wykonanej analizy wytrzymałościowej konstrukcji przy użyciu MES [5] wytypowano obszary, dla których przeprowadzono pomiary tensometryczne. Pierwszy obszar znajdował się w środku rozpiętości przęsła, w okolicy belki podszynowej mostu, natomiast drugi na powłoce mostu za podporą długą.

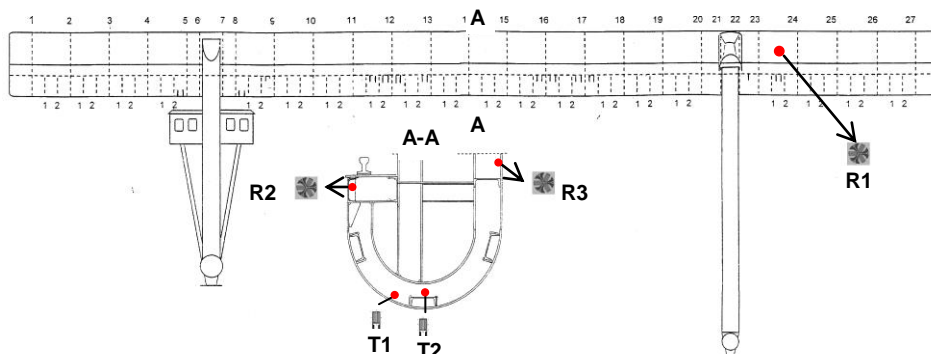
Do pomiarów stanu odkształcenia (naprężenia) wykorzystano trzy rozety tensometryczne oznaczone R1, R2, R3 typu **TFxy-4/120** oraz dwa tensometry T1 oraz T2. Tensometry pomiarowe czynne były kompensowane temperaturowo przez czujniki kompensacyjne. Całość pomiarów obejmowała cztery cykle pomiarowe. Pierwsze trzy cykle obejmowały jazdę wózka przy zatrzymanym moście. Czwarty cykl obejmował jazdę całego mostu przy wózku zaparkowanym na podporze krótkiej. Po każdym cyklu pomiarowym następowało zapisanie zarejestrowanych danych i powtórne wyskalowanie aparatury. Zalecenia eksploatacyjne mostu nie pozwalały na jazdę całego mostu przy równoczesnej jeździe

wózka czerpakowego wewnątrz konstrukcji, stąd cykle pomiarowe składały się z następujących faz: jazda wózka przy zatrzymanym moście i odwrotnie.

Opis cykli pomiarowych:

- Cykl I** - jazda wózka „na pusto” z podpory krótkiej do podpory długiej
Cykl II - jazda od podpory krótkiej do długiej (w obszarze podpory długiej nabranie rudy)
 - jazda do podpory krótkiej z urobkiem
 - powrót do podpory długiej i zrzucenie ładunku
 - postój w osi podpory długiej
Cykl III - wózek w osi podpory długiej (następuje załadunek rudy)
 - jazda z rudą do osi podpory krótkiej
 - jazda z rudą do osi podpory długiej (następuje zrzucenie rudy)
 - jazda „na pusto” do osi podpory krótkiej
Cykl IV - jazdę całego mostu przy wózku zaparkowanym na podporze krótkiej

Schemat rozmieszczenia tensometrycznych czujników pomiarowych R1, R2, R3 oraz T1, T2 na moście przeladunkowym pokazano na rys. 7. W środku rozpiętości przęsła mostu w obszarze belki podszynowej pomiędzy węgami nr 14 i 15 po stronie zachodniej zamontowano rozety R2 i R3 oraz tensometry T1 i T2. Na powłoce po stronie zachodniej mostu za podporą długą umieszczona została rozeta tensometryczna R1 przedstawiona na rys. 7.



Rys. 7. Schemat rozmieszczenia czujników tensometrycznych

Fig. 7. Positions of strain gauges inside the charging bridge

4.2. Aparatura pomiarowa

Do pomiarów wykorzystano wzmacniacz pomiarowy HBM MGCplus z możliwością pomiarów czujnikami rezystancyjnymi i indukcyjnymi. Mostek zasilany był z akumulatorów żelowych 12V-12Ah a całość podłączono do komputera przenośnego laptop, który wyposażony w profesjonalny program „Cat-

man” firmy HBM rejestrował przebieg pomiarów. Zestaw aparatury użytej do pomiarów przedstawia rys. 8.



Rys. 8. Aparatura pomiarowa

Fig 8. Measuring equipment

4.3. Opracowanie wyników pomiarów

4.3.1. Wyniki pomiarów dla tensometrów osiowych T1 i T2

Maksymalne zmierzone wartości naprężeń zostały zarejestrowane podczas „Cyklu II” oraz „Cyklu III” na podłużnicy z ceownika C300 w dolnej części belki podszynowej, gdzie naklejono tensometr T2 oraz na dolnej części powłoki gdzie naklejony był tensometr T1 (rys. 9, rys 11). Wzrost naprężeń w postaci charakterystycznych „pików” pokazanych na rys. 9 oraz rys. 11 związany jest z przejazdem wózka po szynie nad zamontowanymi w okolicy podszynowej tensometrami T1 i T2. W trakcie przebywania wózka w osi podpory krótkiej lub długiej, naprężenia w środkowej części rozpiętości mostu są praktycznie zerowe a ich wzrost następuje w trakcie przemieszczania się wózka do obszaru między podporowego gdzie osiągają wartości maksymalne.

Nabieranie przez czerpak rudy związane jest z pojawieniem się dodatkowych naprężeń w konstrukcji oscylujących w okolicach 2÷3 MPa. Tak niewielkie wartości spowodowane są tym, że w trakcie nabierania rudy przez czerpak wózek znajdował się w osi podpory długiej, która przejmowała dodatkowe obciążenie. Przejazd wózka od nogi długiej do krótkiej z załadowanym czerpakiem powodował wzrost naprężeń zarejestrowanych przez tensometry T1 i T2 o około 5 MPa w stosunku do przejazdu wózka z pustym czerpakiem. W trakcie przejazdu wózka największy „impulsowy” wzrost naprężeń został zarejestrowany przy najeździe pierwszej osi kół wózka w stosunku do drugiej co może być spowodowane nierównomiernym rozłożeniem masy wózka na obie osie oraz zaparkowaniem czerpaka przy pierwszej osi.

Wartości i charakter zmiany naprężeń dla „Cyklu I” (przejazd pustego wózka z podpory krótkiej na długą) odpowiadał analogicznym fragmentom zarejestrowanym przez tensometry T1 i T2 w trakcie „Cyklu II” oraz „Cyklu III” stąd pominięto graficzne przedstawienie tych wyników.

Podczas jazdy całego mostu – „cykl IV”, dla tensometrów T1 i T2 występują dwustronne cykle niesymetryczne o niewielkiej amplitudzie zmiany naprężenia wynoszącej około 1,5MPa. Związane jest to z rejestracją przez tensometr osiowy naprężeń tylko w jego osi, a jazda całego mostu odbywa się w kierunku prostopadłym osi tensometrów.

4.3.2. Wyniki pomiarów dla rozet tensometrycznych R1, R2 oraz R3

Dla rozet R2 i R3 wzrost wartości naprężeń obserwowano w trakcie zbliżania się wózka do płaszczyzny zamontowania rozet, gdzie największe naprężenie występowało w trakcie najazdu kół wózka w miejscu naklejenia rozety, a następnie w trakcie oddalania się wózka naprężenia malały. Największe naprężenia zarejestrowane zostały przez rozetę R2 (rys. 10 i rys. 12) znajdującą się pod belką podszynową i wynosiły około 31 MPa, a dla rozety R3 na powłoce mostu naprężenia wynosiły około 10 MPa.

Dla rozety R1 zamontowanej na powłoce mostu za podporą długą zauważyć można wzrost naprężeń w miarę zbliżania się wózka do podpory długiej, gdzie maksymalna ich wartość wynosiła około 10 MPa. Należy zaznaczyć że wózek zawsze kończył jazdę w osi podpory długiej, nie wjeżdżając na przewieszenie za podporą, gdzie zamontowana była rozeta R1. Na rys. 10 i 12, tylko dla rozety R2 można zaobserwować skokowy wzrost wartości naprężeń wynoszący około 15 MPa, co stanowi połowę największych naprężeń zarejestrowanych przez tę rozetę. Spowodowane mogło to być zamocowaniem rozety R2 na belce podszynowej w najmniejszej odległości od szyny wózka ze wszystkich tensometrów zastosowanych w pomiarach.

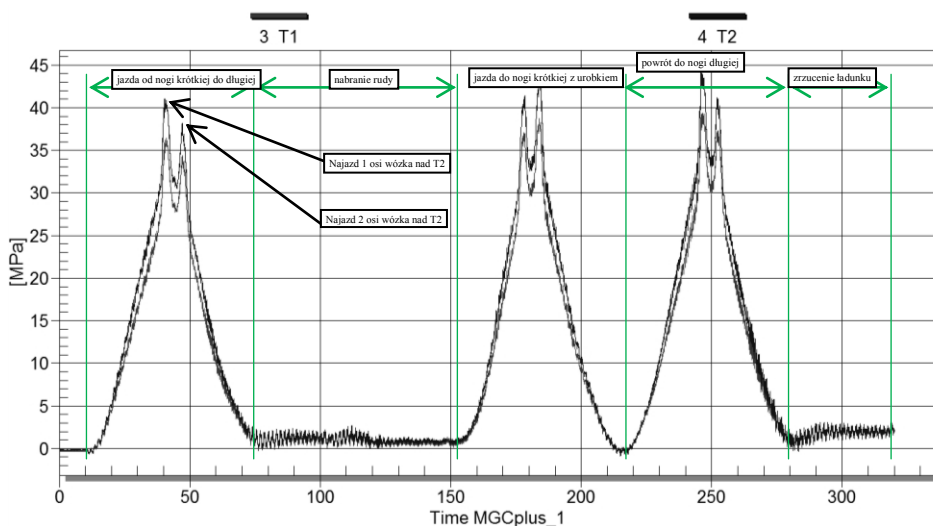
Naprężenia dla rozety R3 zamontowanej w dolnej części na powłoce mostu naprzeciw rozety R2, były ponad trzykrotnie mniejsze od zarejestrowanych przez rozetę R2 i wynosiły 10 MPa. Dla rozety R3 można również zaobserwować wzrost zarejestrowanych naprężeń w trakcie zbliżania się wózka, ale nie zachodzą gwałtowne skoki zmiany naprężeń w trakcie najazdu kół wózka jak dla rozety R2.

Odczytane przebiegi wartości naprężeń dla rozety R1 zamocowanej na przewieszeniu za nogą długą wskazują, że maksymalny wzrost naprężeń dla przejazdu z pustym czerpakiem wynosi około 5 MPa (rys. 10), a po załadowaniu czerpaka 10 MPa. Niezależnie czy czerpak był pusty czy pełny, maksymalne naprężenia obserwujemy w okolicach $\frac{1}{4}$ długości między podporowej od podpory długiej, zarówno dla jazdy wózka od podpory długiej do krótkiej czy odwrotnie.

Podczas jazdy całego mostu – „cykl IV”, dla rozet R1, R2, R3 wartości naprężeń zredukowanych nie przekraczały 4 MPa. Brak powrotu rozet R1 oraz R3 do stanu „zerowego” po zakończonej jeździe całego mostu można tłumaczyć niewielkim skoszeniem mostu po zakończeniu przejazdu w stosunku do stanu początkowego.

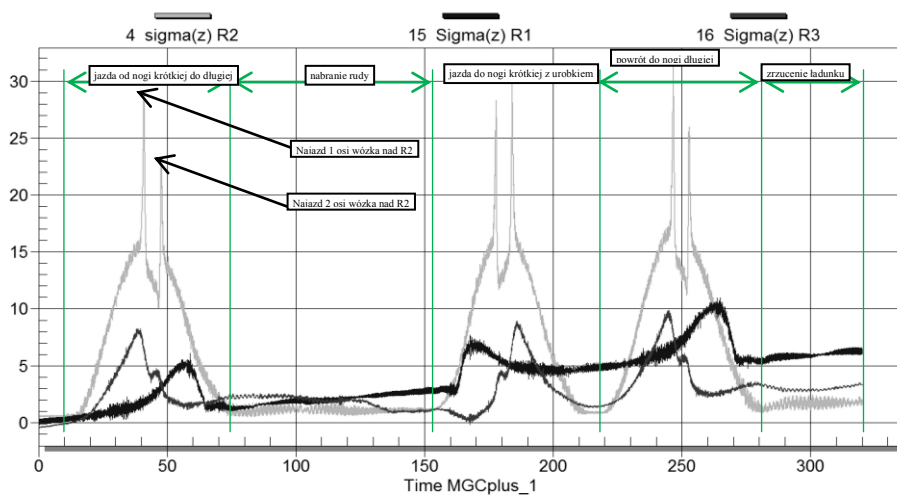
4.3.3. Graficzne przedstawienie wyników pomiarów

Na rys. 9 pokazano wykresy naprężeń dla „Cyklu II” zarejestrowane przez tensometry osiowe T1 i T2, a na rys. 10 wykresy naprężeń dla „Cyklu II” zarejestrowane dla rozet R1, R2, R3.



Rys. 9. Wykres naprężeń σ_1 w czasie cyklu II pracy mostu zarejestrowany przez tensometry T1 i T2

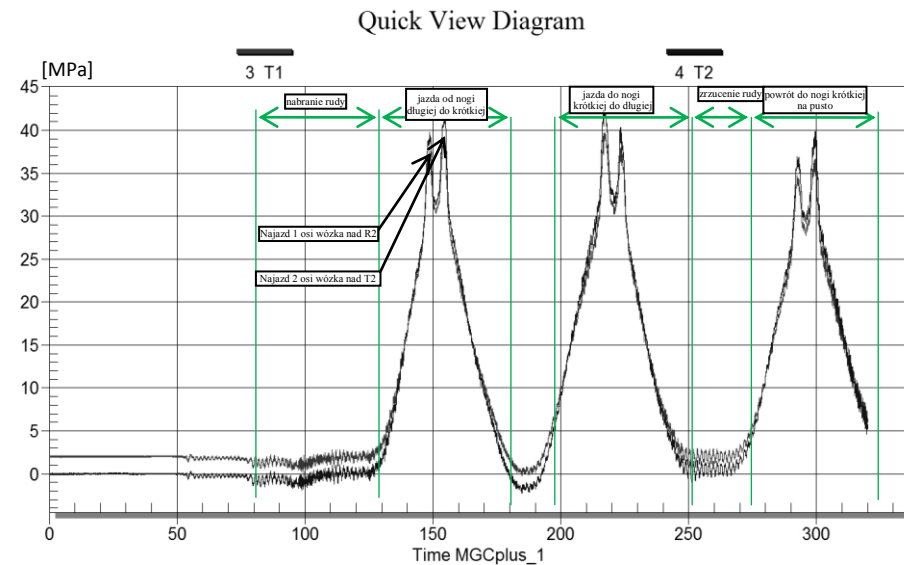
Fig. 9. Normal stress σ_1 registered by strain gauges T1 and T2 during the cycle II bridge work



Rys. 10. Wykres naprężeń zredukowanych σ_Z dla rozet R1, R2, R3 w czasie cyklu II pracy mostu

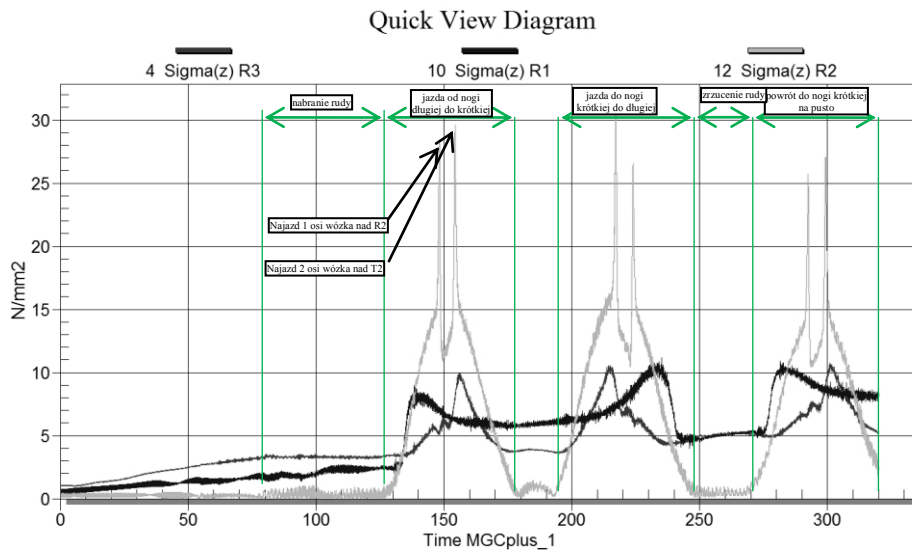
Fig. 10. Reduced stress σ_Z registered by rosettes R1, R2, R3 during the cycle II bridge work

Na rys. 11 pokazano wykresy naprężeń dla cyklu III zarejestrowany przez tensometry osiowe T1 i T2, natomiast na rys. 12 wykresy naprężeń dla cyklu III zarejestrowane dla rozet R1, R2, R3.



Rys. 11. Wykres naprężeń σ_1 w czasie cyklu III pracy mostu zarejestrowany przez tensometry T1 i T2

Fig. 11. Normal stress σ_1 registered by strain gauges T1 and T2 during the cycle III bridge work



Rys. 12. Wykres naprężeń zredukowanych σ_z dla rozet R1, R2, R3 w czasie cyklu III pracy mostu

Fig. 12. Reduced stress σ_z registered by rosettes R1, R2, R3 during the cycle III bridge work

W tabeli 2 zestawiono największe naprężenia zredukowane σ_z [MPa] dla rozet R1, R2, R3 oraz naprężenia osiowe σ_1 [MPa] dla tensometrów T1 i T2, które zarejestrowano dla poszczególnych cykli pomiarowych. Różnica wartości naprężeń uzyskanych na podstawie pomiarów tensometrycznych, w porównaniu z wynikami przeprowadzonej analizy MES [3] nie przekracza 10 %.

Tabela 2. Wartości maksymalnych naprężeń zredukowanych σ_z [MPa] uzyskane w poszczególnych cyklach pomiarowych

Table 2. Reduced stress σ_z [MPa] obtained in each measuring cycles

Nazwa czujnika	Cykl I	Cykl II	Cykl III	Cykl IV
	σ_z [MPa]	σ_z [MPa]	σ_z [MPa]	σ_z [MPa]
R1	6	10	10	2.5
R2	24	31	31	1.5
R3	5	10	10	4
	σ_1 [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_1 [MPa]
T1	31	39	39	1
T2	35	45	44	2

5. Wnioski końcowe

Wykonane badania nieniszczące mostu przeładunkowego wykazały występowanie licznych pęknięć o charakterze zmęczeniowym, głównie w obszarze belek podszynowych, których źródła powstawania nie zostały wyeliminowane w wyniku wykonywania doraźnych napraw.

Na podstawie przeprowadzonej analizy MES oraz wykonanych pomiarów tensometrycznych odkształceń (naprężeń), określono najbardziej wyteżone obszary konstrukcji mostu, odpowiadające miejscom występowania pęknięć zmęczeniowych. Dobra zgodność wyników pomiarów tensometrycznych z wynikami obliczeń komputerowych MES wskazuje na poprawność przeprowadzonych pomiarów odkształceń oraz wykonanej analizy wytrzymałościowej MES, a uzyskane wartości maksymalne naprężeń uznać można jako wiarygodne.

Ekstremalne wartości naprężeń zredukowanych dla belek podszynowych wynoszące 65MPa, uzyskano dla obszaru występowania pęknięć pachwinowych złączy spawanych typu „B” oraz „Z”, przy czym źródłem często wykrywanych pęknięć typu „O” jest prawdopodobnie ich sąsiedztwo z pęknięciami typu „B” i „Z”, od których najczęściej rozwijały się pęknięcia typu „O”.

Dla rozważanych obiektów nie jest znana historia ich eksploatacji, jednak biorąc pod uwagę kategorię zmęczeniową dla obszaru występowania wzmiankowanych pęknięć określoną jako 57 MPa [4], jako przyczynę powstawania i rozwoju pęknięć zmęczeniowych w obszarze belek podszynowych wskazać można przekroczenie wartości wytrzymałości zmęczeniowej rozważanych złączy spawanych. Wykonane obliczenia i pomiary posłużyć mogą, do wykonania dokładniejszej analizy trwałości zmęczeniowej najbardziej wyteżonych obsza-

rów konstrukcji i stanowiły podstawę do wykonania odpowiednich wzmocnień konstrukcji mostów.

Literatura

- [1] Ładecki B. i in.: Ekspertyzy mostu przeładunkowego w Zakładzie Wielkie Piece. PREH Sp. z o.o., Kraków 2003, 2010 i 2013.
- [2] Ładecki B., Borowiec W.: Monitoring geodezyjny jako nieniszcząca metoda oceny stanu technicznego konstrukcji. Materiały 39 Krajowej Konferencji Badań Nieniszczących, Szczyrk 2010.
- [3] Ładecki B., Badura S., Matachowski F.: Strength analysis of a gantry crane of coating structure. *Mechanics and control*, Vol. 31, No 3, 2012, s. 102-107.
- [4] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia i projektowanie.
- [5] Ładecki B., Badura S.: Pomiary odkształceń mostu powłokowego. Praca niepublikowana. AGH, KWZMiK. Kraków listopad 2009.

DYNAMIC ANALYSIS OF CHARGING BRIDGE OF A SHELL STRUCTURE

Summary

Gantry cranes with shell construction are used in Polish steel industry much less than truss bridges. Charging bridge of a shell structure characterized by increased susceptibility to mechanical vibration, resulting in their greater sensitivity to fatigue cracking. In this paper shows strain (stress) measurements charging bridge for which periodically carried out non-destructive testing, which revealed the presence of numerous fatigue cracks mainly in the area of a beam pad. Periodically carried out repairs and strengthening of bridges have not eliminated the problem of the emergence of more fatigue cracks. Made dynamic analysis Charging bridge in conjunction with the carried out calculations FEM has exceeded the limit values for stress due to the effect material fatigue. The results of dynamic analysis can serve as the basis for to perform more accurate analysis of the fatigue life the most efforts areas of the bridge.

Keywords: metal structures, state of stress, FEM, strain measurements, NDT examination

DOI:10.7862/rb.2014.32

Przesłano do redakcji: 29.05.2014 r.

Przyjęto do druku: 04.09.2014 r.