

# ANALIZA NUMERYCZNA WPLYWU WYMIARÓW I SPOSOBU MOCOWANIA BELEK POPRZECZNYCH NA WYŁĘŻENIE DŹWIGARÓW GŁÓWNYCH MOSTÓW NISKOWODNYCH

Artur DUCHACZEK\*

Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. generała Tadeusza Kościuszki,  
ul. Czajkowskiego 109, 51-150 Wrocław

**Streszczenie:** Wojskowe mosty niskowodne są obiektami inżynierskimi przeznaczonymi do krótkotrwałego użytkowania. Tego typu rozwiązania konstrukcyjne pojawiają się również w cywilnych obiektach mostowych. W literaturze przedmiotu nie podano jednak wytycznych do ich projektowania w przypadku wykorzystania jako stężeń poprzecznych pojedynczych ceowników i dwuteowników stalowych (tak zwanych belek poprzecznych). W niniejszej pracy przeanalizowano wpływ zarówno zmiany sztywności przyjętych w obliczeniach numerycznych połączeń montażowych, jak i sztywności samych belek poprzecznych na maksymalne wartości naprężeń w dźwigarach głównych wojskowych mostów niskowodnych. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że w przypadku dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych o wysokości 400 mm, przy założeniu, że ich rozstaw nie przekracza odległości 0,80 m, stosowanie belek poprzecznych z kształtowników stalowych o wysokości zbliżonej do wartości połowy wysokości dźwigara głównego jest zupełnie wystarczające.

*Słowa kluczowe:* metoda elementów skończonych, mosty niskowodne, konstrukcje stalowe.

## 1. Wprowadzenie

Mosty niskowodne to obiekty inżynierskie przeznaczone z założenia do krótkotrwałego użytkowania. Uniemożliwiają one prowadzenia żeglugi oraz spływu kry lodowej (Mosty wojskowe, 1994). W literaturze anglojęzycznej mosty te określane są między innymi jako „*military nonstandard fixed bridges*” (Ray i Seda-Sanabria, 2002) lub „*low-water bridge*” (McDonald i Anderson-Wilk, 2003).

W tego typu konstrukcjach złącza śrubowe stosuje się przed wszystkim do łączenia pojedynczych dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych o wysokości powyżej 0,40 m, przy założeniu, że ich rozstaw nie przekracza odległości 0,85 m (Mosty wojskowe, 1994). Elementy stężeń poprzecznych, zwanych potocznie rozpórkami, wykonuje się z kątowników stalowych o szerokości półek nie mniejszej niż 1/25 ich długości. Stężenia poprzeczne wykonuje się jako kratownice płaskie składające się z dwóch pasów (górnego i dolnego) oraz zastrzałów. Stężenia skrajne rozmieszcza się w odległości około 0,70 m od końca dźwigarów, a stężenia pośrednie w odległościach nie mniejszych niż 15 szerokości półki dźwigara. Mocowanie stężeń poprzecznych do dźwigarów głównych możliwe jest dzięki przyspawaniu do środników tych

dźwigarów odcinków kątowników stalowych o szerokości półki poziomej nie mniejszej niż 100 mm, przyjmując jednocześnie, że długość odcinków kątowników górnych wynosi 300 mm, a dolnych 150 mm. Stężenia montuje się do dźwigarów głównych z zastosowaniem śrub o średnicy minimum 16 mm (Mosty wojskowe, 1994).

Liczbę stężeń poprzecznych przy konstruowaniu przęsła mostów niskowodnych określa się ze wzorów empirycznych, które uzależniają ich liczbę od długości przęsła oraz rodzaju zastosowanego typu kształtownika (Mosty wojskowe, 1994):

$$n_p = \frac{l_t - 1,0m}{b} + 1 \quad (1)$$

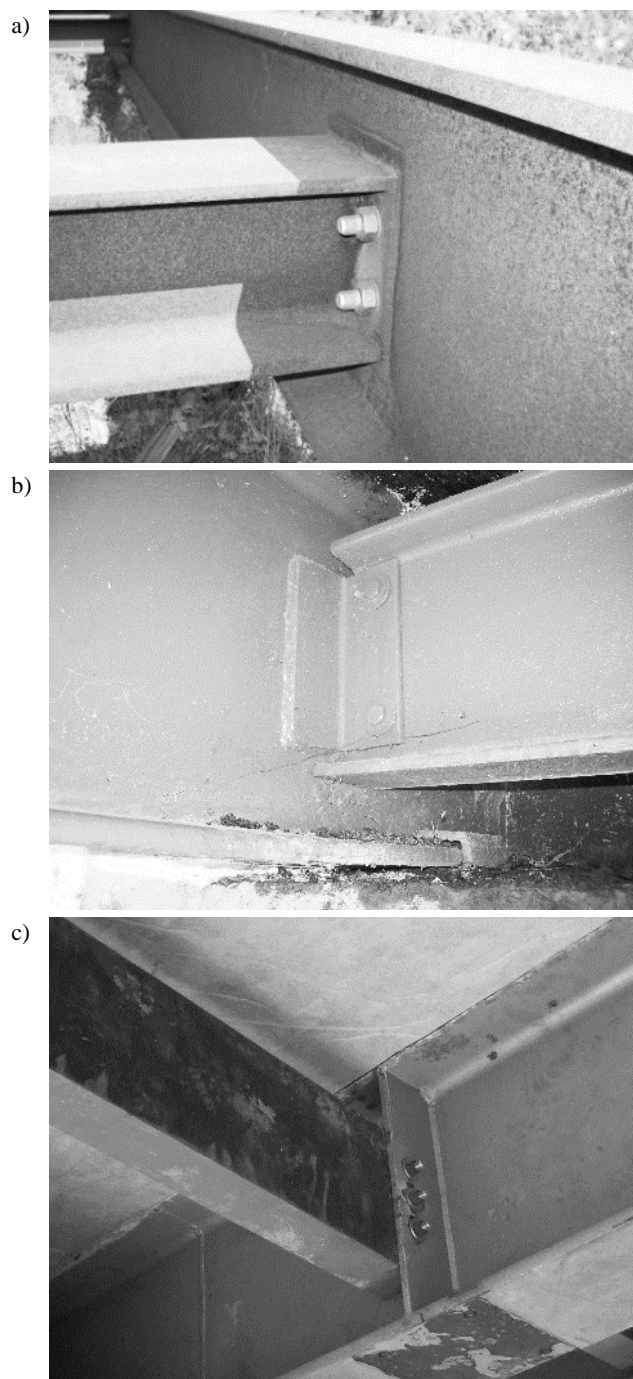
$$b \leq 15s \quad (2)$$

gdzie:  $n_p$  oznacza liczbę stężeń poprzecznych,  $l_t$  to rozpiętość teoretyczną przęsła w m,  $b$  to rozstaw stężeń poprzecznych w m, natomiast  $s$  to szerokość pasa kształtownika w m.

W podreczniku tym nie podano natomiast wytycznych dotyczących zastosowania połączeń śrubowych w przypadku wykorzystania jako stężeń poprzecznych pojedynczych ceowników i dwuteowników stalowych (tak zwanych belek poprzecznych). Jest to o tyle istotne, że tego typu rozwiązania stosowane są w rozwiązaniach

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

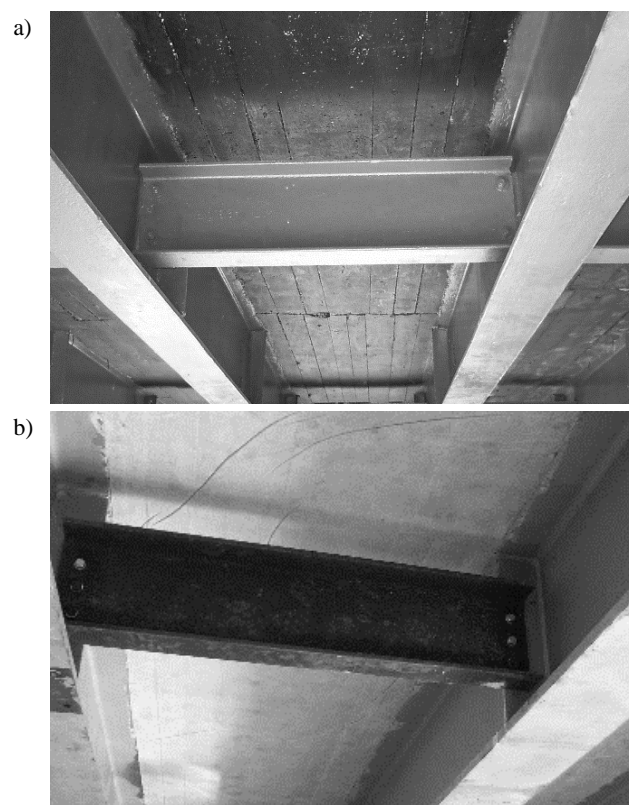
konstrukcyjnych rzeczywistych obiektów mostowych (Kamyk i Duchaczek, 1998; Hołowaty, 2003; Ryżyński i in., 1984). Na rysunku 1 zaprezentowano trzy sposoby połączenia belek poprzecznych z dźwigarami głównymi za pomocą śrub.



Rys. 1. Połączenia śrubowe belek poprzecznych z dźwigarami głównymi w przypadku zastosowania: a) blachy czołowej przyspawanej do belki poprzecznej (Mańko i in., 2001), b) kątowników przyspawanych do dźwigarów głównych, c) belek poprzecznych montowanych do żeber usztywniających środkik dźwigara głównego

Zaprezentowane na rysunku 1a połączenie śrubowe jest połączeniem sztywnym. Zastosowana w tym połączeniu blacha czołowa oraz cztery śruby średnicy około 20 mm w połączeniu z wykorzystanym jako belka

poprzeczna dwuteownikiem stalowym typu HEB nadaje połączeniu dużą sztywność (Mańko i in., 2001; Kamyk i in., 2003). Połączenia śrubowe zaprezentowane na rysunku 1b i c, w porównaniu do wcześniej omówionego połączenia, nie są na pewno połączeniami tak sztywnymi. Biorąc pod uwagę, że omawiane belki poprzeczne nie mają bezpośredniego kontaktu ze środkiem dźwigara głównego (rys. 2) można przyjąć, że w obliczeniach numerycznych tego typu połączenie nie powinno być traktowane jak idealnie sztywne, a jako tak zwane połączenie podatne. Problematyka podatności tego typu węzłów, a w szczególności w ramach o konstrukcji słupowo-ryglowej i prętowo-ciężnowej, była poruszana już w wielu pracach (Bródka i Kozłowski, 1996; Bródka i in., 2004; Giżejowski i in., 2009). Aktualnie dzięki szybkiemu rozwojowi metod obliczeniowych i zastosowaniu oprogramowania komputerowego analiza konstrukcji z węzłami podatnymi jest możliwa poprzez zastosowanie współczynników opisujących stopień zwolnienia tych połączeń (Instrukcja, 2009).



Rys. 2. Widok rusztu stalowego wykonanego z zastosowaniem połączeń śrubowych w przypadku: a) kątowników przyspawanych do dźwigarów głównych, b) belek poprzecznych montowanych do żeber usztywniających środkik dźwigara głównego

Analizując belki poprzeczne zaprezentowane na rysunku 2 można mieć również wątpliwości, czy zastosowane dość wiotkie (mało sztywne) w stosunku do dźwigarów głównych belki poprzeczne są w stanie w zadowalający sposób rozłożyć obciążenie na wszystkie dźwigary znajdujące się w przęśle (Duchaczek, 2015). Oczywiście w przypadku zaprezentowanym na rysunku 2 zadanie to spoczywa przede wszystkim na betonowej

plycie pomostu grubości około 30 cm. Nasuwa się jednak pytanie, jak sztywne powinny być stalowe belki poprzeczne w przypadku zastosowania w tego typu ruszcie pokładu drewnianego, który jest rozwiązaniem najbardziej uniwersalnym, w przypadku zastosowań stricte militarnych. Na rysunku 3 zaprezentowano przykład takiego właśnie mostu, ale tylko z pojedynczym pokładem poprzecznym, co jest rozwiązaniem mało praktycznym w przypadku przemieszczania się po nim ciężkiego obciążenia gąsienicowego.



Rys. 3. Widok przęsła mostu niskowodnego z pojedynczym drewnianym pokładem poprzecznym (Żurawik, 2015): a) z boku, b) od przodu

Z tego też względu w niniejszej pracy przeanalizowano wpływ zarówno zmiany sztywności przyjętych w obliczeniach numerycznych połączeń montażowych, jak i sztywności samych belek poprzecznych na rozkład naprężeń w dźwigarach głównych wojskowych mostów niskowodnych.

## 2. Konstrukcja mostu niskowodnego przyjęta do analiz numerycznych i jej obciążenie

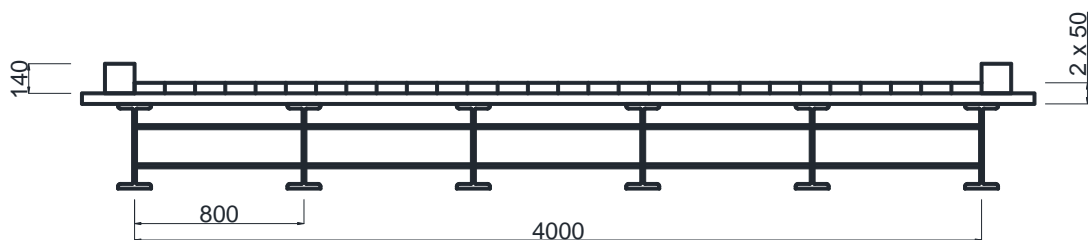
Duchaczek (2015) dokonał analizy podstawowych parametrów określających gabaryty czołgów będących na wyposażeniu wojska polskiego. Z analizy tych danych wynika, że masa bojowa omawianych pojazdów mieści się między 36,50-59,50 tony. Analizując następnie masę pojazdów normowych zaprezentowanych w STANAG-u

2021 (Stanag, 2006) uznano, że pojazdy będące na wyposażeniu polskich sił zbrojnych mają zbliżone gabaryty do pojazdów klasy MLC40-MLC70. Jako obciążenie obliczeniowe przyjęto zatem obciążenie gąsienicowe klasy MLC70. Pojazdy tej klasy charakteryzują się masą całkowitą 63,50 tony, szerokością pojazdu (na wysokości gąsienic) 3,51 m, szerokością gąsienic 0,79 m i długością przylegania gąsienicy równą 4,57 m (Stanag, 2006).

Przeprawa pojazdów zarówno kołowych, jak i gąsienicowych po obiektach mostowych uregulowana jest również zapisami STANAG-u 2021, w którym to dokumencie określono minimalną wymaganą szerokość jezdni, po której mają się przeprawiać pojazdy odpowiednich klas. Uwzględniając fakt, że w warunkach wojennych, jak i sytuacjach kryzysowych mosty niskowodne lepiej wykonywać jako przejścia jednokierunkowe uznano, że najczęściej wykonywanym obiektem mostowym będą mosty jednokierunkowe o szerokości 4,00 m (Duchaczek, 2015).

Uwzględniając powyższe w niniejszej pracy do dalszych analiz przyjęto przeszło składające się z sześciu dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych INP 400 o długości 14 m i szerokości jezdni równej 4,00 m. Belki poprzeczne wykonano z trzech rodzajów popularnych kształtowników stalowych, a mianowicie ceowników oraz dwuteowników normalnych i szerokostopowych. Kształtowniki te charakteryzowały się wysokością profilu poprzecznego wynoszącą 180, 200 i 220 mm, to znaczy ich wysokość oscylowała wokół połowy wysokości przyjętych dźwigarów głównych.

Pokład drewniany składał się z dwóch warstw desek o grubości 5 cm ułożonych prostopadle do siebie. Utworzony w ten sposób pokład poprzeczny i pokład ochronny połączono za pomocą gwoździ, tworząc przez to jednolitą drewnianą płytę (rys. 4). W warunkach wojennych standardowo w mostach niskowodnych montowany będzie pokład drewnianych, mocowanych przy użyciu drewnianych krawężników i śrub krawężnikowych do skrajnych dźwigarów głównych. Można zatem uznać, że pokład ten nie współpracuje w sposób bezpośredni (brak bezpośredniego mocowania) z wszystkimi dźwigarami głównymi, a uczestniczy tylko w rozdzieleniu i przekazaniu obciążenia (pojazdu gąsienicowego klasy MLC70) na wszystkie dźwigary główne.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny analizowanego przęsła mostu niskowodnego (wymiary w mm)

### 3. Modelowanie i obliczenia

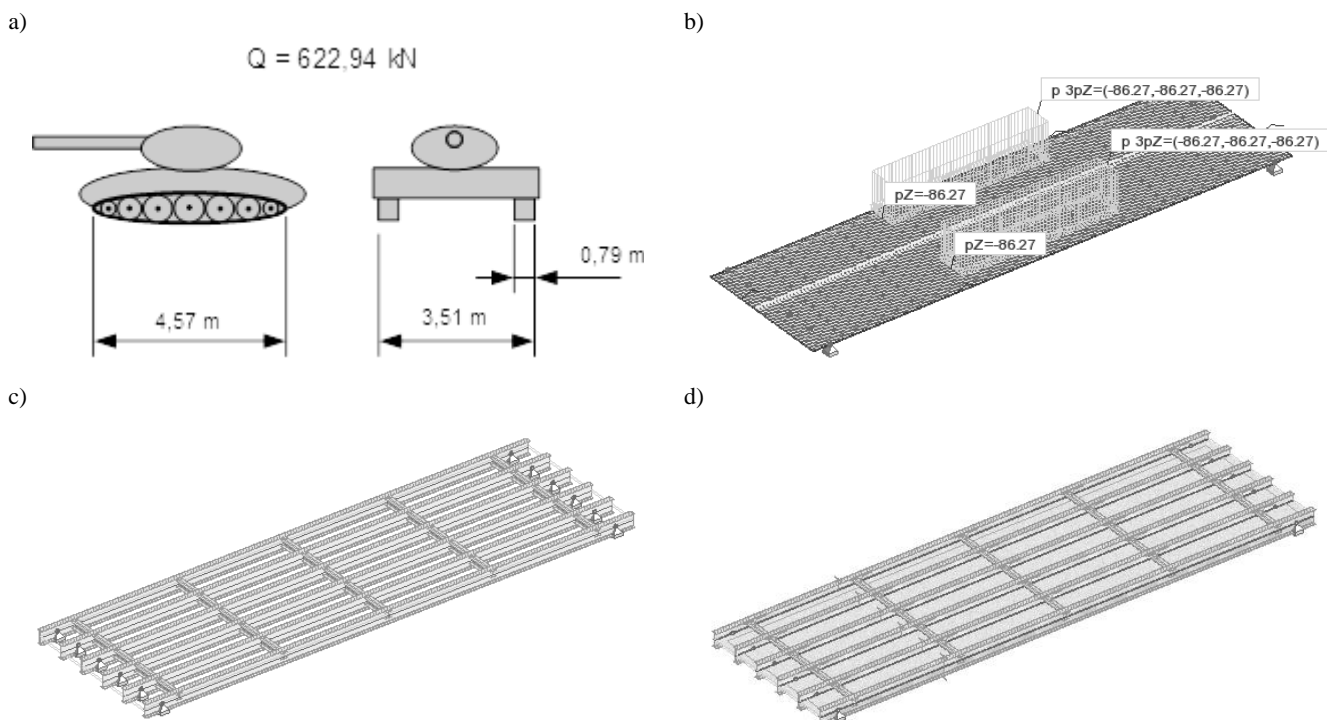
Obliczenia numeryczne wykonano w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Prześla mostu niskowodnego zostało zamodelowane jako konstrukcja „prętowo-powłokowa” (Instrukcja, 2009). Przy czym, stalowa konstrukcja nośna została zamodelowana jako ruszt przy wykorzystaniu 2-węzłowych prętowych elementów skończonych. Zarówno dźwigary główne, jak i belki poprzeczne zamodelowano jako kształtowniki stalowe (Duchaczek, 2015). Do obliczeń numerycznych przyjęto, że wszystkie kształtowniki zostały wykonane ze stali gatunku S355 (moduł Younga  $E = 210$  GPa, moduł Kirchoffa  $G = 81$  GPa, ciężar właściwy  $\gamma = 77,01$  kN/m<sup>3</sup>).

Pokład został zamodelowany jako jeden „panel” o grubości 10 cm (Instrukcja, 2009). W procesie dyskretyzacji pokładu wykorzystano metodę siatkowania Coons z zastosowaniem czworokątnych 4-węzłowych elementów powierzchniowych o rozmiarze 10 cm, przez co konstrukcja pokładu zawierała w zależności od rodzaju obciążenia od 5701 do 5834 węzłów (rys. 5). Płytę pomostu zamodelowano z drewna klasy C14 (moduł Younga  $E = 7000$  MPa, moduł Kirchoffa  $G = 3500$  MPa, ciężar właściwy  $\gamma = 2,84$  kN/m<sup>3</sup>). W obliczeniach numerycznych model materiału płyty drewnianej przyjęto jako materiał jednorodny, pomimo że pomost składał z dwóch warstw elementów drewnianych usytuowanych ortogonalnie, połączonych jednak ze sobą przy użyciu znacznej liczby gwoździ. Przyjęcie do obliczeń materiału jednorodnego powodowało zwiększenie sztywności analizowanego pokładu przy zginaniu zarówno

w kierunku podłużnym, jak i poprzecznym. W praktyce inżynierskiej bardzo rzadko jednak wykonywane są konstrukcje mostów niskowodnych o minimalnych dopuszczalnych wysokościach pokładu zarówno porzecznego, jak i ochronnego. Płyty pokładu drewnianego wykonywane są zatem zazwyczaj o znacznie większych wysokościach niż 10 cm, stąd przyjęte „dodatkowe usztywnienie” płyty pokładu drewnianego o wysokości tylko 10 cm nie powinno mieć decydującego wpływu na ogólne wnioski wyciągnięte z uzyskanych wyników obliczeń numerycznych.

W obliczeniach numerycznych wykorzystano pojazd gąsienicowy klasy MLC70 modelując go jako obciążenie symetryczne (G1) i niesymetryczne (G2), przy uwzględnieniu niewielkiego w tym przypadku mimośrodu wynikającego z różnicy szerokości jezdni i pojazdu. Na rysunku 5 przedstawiono jeden z wybranych modeli obliczeniowych prześla mostu niskowodnego wykorzystywanych w analizach numerycznych. W obliczeniach nie uwzględniono obciążeń środowiskowych, takich jak wiatr i śnieg.

W obliczeniach numerycznych wykorzystano opcję tak zwanego „obciążenia ruchomego”, w której określano parametry pojazdu oraz drogę jego przemieszczania się po analizowanej konstrukcji, oznaczoną na rysunku 5b jaśniejszą linią prostą przebiegającą wzdłuż pokładu drewnianego. Do konstrukcji prętowych typu ruszt można przykładać obciążenia pojazdem gąsienicowym zdefiniowanym jako obciążenie ciągłe liniowe (Instrukcja, 2009).



Rys. 5. Modele obliczeniowe: a) Schemat obciążenia gąsienicowego klasy MLC70 (Stanag, 2006), b) widok modelu obliczeniowego prześla mostu niskowodnego przy obciążeniu gąsienicowym niesymetrycznym G2, c) ruszt wykonanego z kształtowników stalowych, d) lokalizacji pokładu drewnianego w przyjętym modelu obliczeniowym w stosunku do kształtowników stalowych

W przypadku analizy konstrukcji mieszanych typu prętowo-powłokowych pojazdy gaśnicowe można modelować również za pomocą obciążenia powierzchniowego. Obciążenie to przykładane jest do panelu jako obciążenie konturowe. Jednak jak podano w instrukcji obsługi programu, korzystając z tego typu obciążenia należy zwracać szczególną uwagę na to, w którym miejscu zostanie przyłożone obciążenie (Instrukcja, 2009). Wynika to z faktu, że obciążenie to jest generowane na każdym panelu, który znajduje się w obrębie rzutu konturu obciążenia. Zatem w przypadku większej liczby paneli, aby obciążenie było przyłożone tylko na wybrane panele, należy wykorzystać opcje selekcji w definicji przypadku obciążenia ruchomego (Instrukcja, 2009). W analizowanym przypadku nie było to jednak konieczne ponieważ w modelu obliczeniowym wykorzystywany był tylko jeden panel, którym zamodelowano cały pokład drewniany.

W przypadku obliczeniowym analizowanym w niniejszej pracy (model prętowo-powłokowy) obciążenie przekazywane było na pokład drewniany, a stąd dopiero na dźwigary stalowe. Aby natomiast obciążenie pojazdem gaśnicowym było przykładane bezpośrednio na pręty, należałoby do modelowania pojazdu wykorzystywać siły skupione, i taki przykład modelowania pojazdów został zaprezentowany już we wcześniejszej pracy autora (Duchaczek, 2015).

Korzystając z opcji „obciążenia ruchomego” można uzyskać dodatkowe przypadki tego obciążenia oznaczone symbolami „+” i „-“, które określają wartości dla obwiedni odpowiednio górnej i dolnej. W niniejszych analizach uwzględniano tylko wartości maksymalnych naprężeń normalnych w dźwigarach głównych odczytywane z obwiedni górnej („+”) (Instrukcja, 2009).

#### 4. Wpływ sztywności belek poprzecznych na wartość maksymalnych naprężeń normalnych w dźwigarach głównych

W pierwszym etapie badań przeanalizowano wpływ sztywności belek poprzecznych na rozkład naprężeń

normalnych w dźwigarach głównych mostów niskowodnych. Na tym etapie badań do analiz numerycznych przyjęto belki poprzeczne wykonane z trzech rodzajów popularnych kształtowników stalowych. W tabeli 1 przedstawiono zestawienie parametrów wytrzymałościowych analizowanych kształtowników stalowych wykorzystanych do modelowania belek poprzecznych według PN-91/H-93407 *Stal. Dwuteowniki walcowane na gorąco*.

Parametrem wpływającym w największym stopniu na nośność dźwigarów stalowych są ich wskaźniki wytrzymałości na zginanie  $W_x$  i  $W_y$ . Uwzględniając natomiast położenie dźwigarów w ruszcie należy stwierdzić, że szczególne znaczenie ma wskaźnik wytrzymałości na zginanie  $W_x$ . Uwzględniając dane zaprezentowane w tabeli 1 można stwierdzić, że wzrost wysokości kształtowników w każdej z trzech grup o 20 mm powoduje przyrost wartości wskaźników wytrzymałości na zginanie  $W_x$  na poziomie 30%. Maksymalna różnica wartości wskaźników na zginanie  $W_x$  występuje dla kształtowników C180 i HEB220. W analizowanym przypadku kształtownik szerokostopowy ma niemalże pięciokrotnie większą nośność niż ceownik normalny.

Przyjmując, że „sztywność pręta” określa się iloczynem jego momentu bezwładności  $I_x$  i modułu Younga  $E$ , można również stwierdzić, że belki poprzeczne wykonane z kształtowników HEB220 mają niemal sześciokrotnie większą sztywność niż belki poprzeczne wykonane z kształtowników C180.

W tabelach 2, 3 i 4 zaprezentowano wyniki obliczeń numerycznych dla wybranych modeli obliczeniowych, prezentując w nich wartości naprężeń zarówno dla dźwigarów głównych, jak i pokładu drewnianego. W tabeli 2 zaprezentowano wartości naprężeń pochodzące tylko od ciężaru własnego konstrukcji, w tabeli 3 od obciążenia symetrycznego G1 (pojazd gaśnicowy MLC70 zlokalizowany na środku przekroju poprzecznego przęsła), natomiast w tabeli 4 od obciążenia niesymetrycznego G2 (pojazd gaśnicowy MLC70 zlokalizowany przy krawężniku).

Tab. 1. Zastawienie parametrów wytrzymałościowych kształtowników stalowych przyjętych do obliczeń numerycznych według PN-91/H-93407

Kształtownik	Pole przekroju A [cm <sup>2</sup> ]	Ciężar g [kg/m]	Moment bezwładności [cm <sup>4</sup> ]		Wskaźnik przekroju na zginanie [cm <sup>3</sup> ]		
			$I_x$	$I_y$	$W_x$	$W_y$	
Ceowniki normalne	C180	28,00	22,00	1350,00	114,00	150,00	22,40
	C200	32,20	25,30	1910,00	148,00	191,00	27,00
	C220	37,40	29,40	2690,00	197,00	245,00	33,60
Dwuteowniki normalne	IPN180	27,90	21,90	1450,00	81,30	161,00	19,80
	IPN200	33,50	26,30	2140,00	117,00	214,00	26,00
	IPN220	39,60	31,10	3060,00	162,00	278,00	33,10
Dwuteowniki szerokostopowe	HEB180	65,30	51,20	3830,00	1360,00	426,00	151,00
	HEB200	78,10	61,30	5700,00	2000,00	570,00	200,00
	HEB220	91,00	71,50	8090,00	2840,00	736,00	258,00

Tab. 2. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od ciężaru własnego konstrukcji

Nazwa kształtownika	Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa]		Naprężenia zredukowane w płycie [MPa]
	najmniej obciążonym	najbardziej obciążonym	
C 180	16,28	16,52	0,14
C 200	16,42	16,60	0,14
C 220	16,58	16,71	0,14
INP 180	16,28	16,52	0,14
INP 200	16,46	16,63	0,14
INP 220	16,64	16,76	0,14
HEB 180	17,10	17,40	0,15
HEB 200	17,66	17,70	0,15
HEB 220	17,94	18,01	0,15

Tab. 3. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenia symetrycznego G<sub>1</sub>

Nazwa kształtownika	Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa]		Naprężenia zredukowane w płycie [MPa]
	najmniej obciążonym	najbardziej obciążonym	
C 180	187,64	195,66	3,14
C 200	189,89	195,95	2,78
C 220	191,99	196,20	3,03
INP 180	188,11	195,72	3,07
INP 200	190,61	196,61	2,97
INP 220	189,15	196,27	3,11
HEB 180	192,94	196,38	3,24
HEB 200	192,70	196,51	3,43
HEB 220	192,54	197,11	3,57

Tab. 4. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęsła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenie niesymetrycznego G<sub>2</sub>

Nazwa kształtownika	Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa]		Naprężenia zredukowane w płycie [MPa]
	najmniej obciążonym	najbardziej obciążonym	
C 180	150,39	241,70	4,66
C 200	151,16	240,83	3,83
C 220	151,90	239,93	3,84
INP 180	150,55	241,52	4,66
INP 200	151,41	240,53	4,68
INP 220	152,17	239,58	4,68
HEB 180	152,64	238,96	4,69
HEB 200	153,37	237,91	4,69
HEB 220	153,90	237,03	4,68

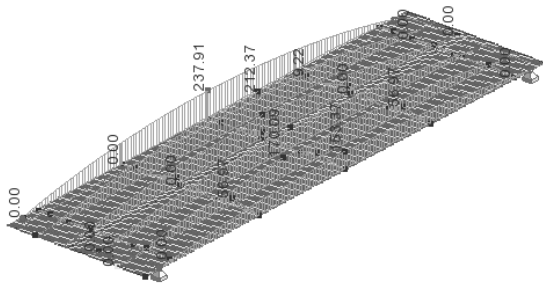
W przypadku dźwigarów głównych w tabelach 2-4 podawano wartości maksymalnych naprężeń normalnych w dźwigarze najbardziej i najmniej wyężonym (rys. 6). Natomiast w przypadku pokładu drewnianego podawano tylko wartości naprężeń zredukowanych według hipotezy Hubera-Misesa (Instrukcja, 2009):

$$\sigma_{zred} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2}{2} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (3)$$

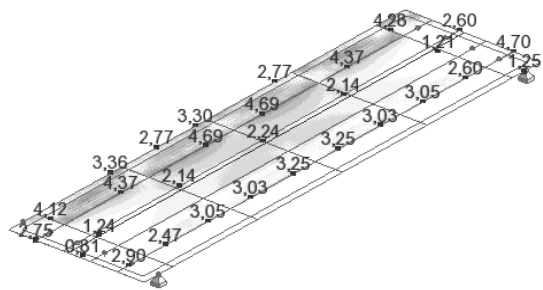
które w przypadku elementów powłokowych przyjmują postać (Instrukcja, 2009):

$$\sigma_{zred} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \sigma_x^2 + \sigma_y^2}{2} + 3\tau_{xy}^2} \quad (4)$$

a)



b)



Rys. 6. Graficzna interpretacja wyników analizy numerycznej w formie: a) wykresów maksymalnych naprężeń normalnych w MPa na prętach dla elementów rusztu stalowego, b) mapy naprężeń zredukowanych w MPa dla pokładu drewnianego, pochodzących od obciążenie niesymetrycznego  $G_2$  dla modelu obliczeniowego z belkami poprzecznymi wykonanymi z dwuteowników szerokostopowych HEB200

W niniejszej pracy nie przedstawiono zestawienia wyników analizy wartości naprężeń normalnych w belkach poprzecznych w zależności od rodzaju kształtownika z jakiego zostały wykonane. We wszystkich przypadkach obliczeniowych wartości naprężeń normalnych w belkach poprzecznych były jednak mniejsze od naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Zgodnie z oczekiwaniami wartość tych naprężeń była odwrotnie proporcjonalna do wartości wskaźnika przekroju na zginanie  $W_x$  dla danej belki (Duchaczek, 2015).

Z analizy wyników zaprezentowanych w tabelach 2, 3 i 4 wynika, że w przypadku analizowanej konstrukcji mostu niskowodnego „sztywność” belek poprzecznych miała znikomy wpływ na rozkład naprężeń normalnych

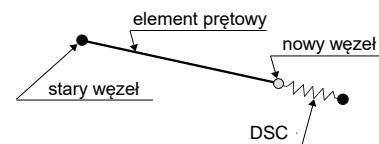
w dźwigarach głównych. Można zatem przyjąć, że przyjęty do obliczeń 10 cm pokład drewniany w odpowiedni sposób rozdzielał obciążenie na sąsiadujące w niewielkiej odległości dźwigary główne.

Przyjmowanie do obliczeń mniejszych grubości pokładu drewnianego nie powinno być realizowane, ze względu na fakt, że pokład drewniany jest zawsze określany ze względu na wartości obciążenia kołowego, a nie gąsienicowego. Minimalna wysokość pokładu poprzecznego powinna wynosić 5 cm, natomiast pokładu ochronnego 4-5 cm, co w sumie daje 9-10 cm (Mosty wojskowe, 1994).

## 5. Wpływ zmiany sztywności połączeń montażowych na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych

W drugim etapie badań przeanalizowano wpływ sztywności połączeń montażowych na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Na tym etapie badań w analizach numerycznych wykorzystano tylko belki poprzeczne zamodelowane z ceowników normalnych o wysokości 180 mm.

W programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional zaimplementowany został algorytm DSC umożliwiający obliczanie konstrukcji ze zwolnieniami (Instrukcja, 2009). Zastosowanie elementu DSC umożliwia definicję tak zwanych zwolnień sprężystych w elementach prętowych (rys. 7). Dla pręta, dla którego został zdefiniowany typ analizy z tego typu zwolnieniami wykonywane są dodatkowo trzy operacje. Po pierwsze podczas przygotowywania konstrukcji generowany jest nowy węzeł. Następnie nowo powstały węzeł zastępuje w rozpatrywanym elemencie prętowym węzeł stary, który pozostaje przeniesiony do innego elementu konstrukcyjnego. Końcowa operacja polega na wprowadzeniu między starym i nowym węzłem elementu DSC.



Rys. 7. Element DSC wykorzystywany w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Instrukcja, 2009)

Prowadząc obliczenia skorzystano z opcji częściowego współczynnika sztywności dostępnej na zakładce „Zwolnienia” z menu „Geometria” (Instrukcja, 2009). Wartości współczynników redukujących sztywność można przyjmować z zakresu od 0,00 dla pełnego zwolnienia do 1,00 dla całkowitego braku zwolnienia. Zatem wartość sztywności elementu mnożona jest przez przyjętą wartości częściowego współczynnika sztywności na odpowiednim końcu pręta.

W tabelach 5, 6 i 7 zaprezentowano wyniki obliczeń numerycznych przęśła mostu niskowodnego (rys. 4 b-d) pod obciążeniem gaśnicowym klasy MLC70 (rys. 4a) z uwzględnieniem różnych modeli połączeń elementów stalowych. W analizach numerycznych uwzględniono sześć rodzajów połączeń, to znaczy połączenie sztywne, zwolnienie całkowite (to jest połączenie przegubowe) oraz 20, 40, 60 i 80 procentowe zwolnienie z wykorzystaniem współczynników redukujących sztywność dostępnych w programie firmy Autodesk (Instrukcja, 2009).

W tabelach tych zaprezentowano wartości naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęśła mostu niskowodnego pochodzących od ciężaru własnego

konstrukcji (tabela 5), od obciążenia pojazdem gaśnicowym MLC70 zlokalizowanym na środku przęśła (tabela 6) oraz od obciążenia pojazdem gaśnicowym MLC70 zlokalizowanym przy krawężniku (tabela 7).

Z analizy wyników zaprezentowanych w tabelach 5, 6 i 7 wynika, że w przypadku analizowanej konstrukcji mostu niskowodnego sposób połączenia belek poprzecznych z dźwigarami miał również nieznaczny wpływ na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Można zatem przyjąć, że podobnie jak we wcześniejszych obliczeniach przyjęty do obliczeń 10 cm pokład drewniany w odpowiedni sposób rozdzielał obciążenie na sąsiadujące dźwigary główne.

Tab. 5. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęśła mostu niskowodnego pochodzących od ciężaru własnego konstrukcji dla rozpórek wykonanych z kształtownika C180

Rodzaj połączenia	Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa]		Naprężenia zredukowane w płycie [MPa]
	najmniej obciążonym	najbardziej obciążonym	
Zwolnienie całkowite	16,16	16,65	0,20
80% zwolnienia	16,20	16,61	0,15
60% zwolnienia	16,23	16,58	0,15
40% zwolnienia	16,25	16,55	0,14
20% zwolnienia	16,27	16,54	0,14
Połączenie sztywne	16,28	16,52	0,14

Tab. 6. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęśła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenia symetrycznego G<sub>1</sub> dla rozpórek wykonanych z kształtownika C180

Rodzaj połączenia	Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa]		Naprężenia zredukowane w płycie [MPa]
	najmniej obciążonym	najbardziej obciążonym	
Zwolnienie całkowite	176,82	198,83	15,89
80% zwolnienia	179,88	195,94	11,42
60% zwolnienia	182,43	195,20	8,31
40% zwolnienia	184,58	195,19	6,03
20% zwolnienia	186,27	195,44	4,30
Połączenie sztywne	187,64	195,66	3,14

Tab. 7. Wartość naprężeń w wybranych elementach konstrukcyjnych przęśła mostu niskowodnego pochodzących od obciążenia niesymetrycznego G<sub>2</sub> dla rozpórek wykonanych z kształtownika C180

Rodzaj połączenia	Maksymalne naprężenia normalne w dźwigarze [MPa]		Naprężenia zredukowane w płycie [MPa]
	najmniej obciążonym	najbardziej obciążonym	
Zwolnienie całkowite	147,26	244,92	22,45
80% zwolnienia	148,21	243,66	15,82
60% zwolnienia	148,94	242,89	11,37
40% zwolnienia	149,52	242,37	8,09
20% zwolnienia	149,99	241,99	5,62
Połączenie sztywne	150,39	241,70	4,66



Należy jednak stwierdzić, że przeprowadzone analizy wykazały bardzo duży wpływ sposobu modelowania połączeń w ruszcie stalowym na rozkład naprężeń w zamodelowanej płycie drewnianej. W przypadku przęsła, w którym występują połączenia przegubowe (całkowite zwolnienie), naprężenia zredukowane przekraczały blisko pięciokrotnie wartość naprężeń w porównaniu z rusztem ze sztywnymi połączeniami.

## 6. Podsumowanie

W przypadku analizowanej konstrukcji mostu zarówno sztywność belek poprzecznych (przy ustalonej ich wysokości), jak i sposób ich połączenia z dźwigarami miała nieznaczny wpływ na rozkład naprężeń normalnych w dźwigarach głównych. Można zatem stwierdzić, że w przypadku dźwigarów głównych wykonanych z dwuteowników stalowych o wysokości 400 mm, przy założeniu, że ich rozstaw nie przekracza odległości 0,80 m, stosowanie belek poprzecznych z kształtowników stalowych o wysokości zbliżonej do wartości połowy wysokości dźwigara głównego jest zupełnie wystarczające.

Na wyniki obliczeń numerycznych niewątpliwie wpływ miał przyjęty model obliczeniowy konstrukcji nośnej rusztu. W prezentowanym modelu obliczeniowym drewniana płyta pomostu znajdowała się w osi obojętnej kształtowników stalowych tworzących ruszt. Należy sądzić, że zaistniała sytuacja powodowała wystąpienie pewnych niezgodności w porównaniu z wartościami naprężeń występującymi w rzeczywistej konstrukcji nośnej mostu niskowodnego. Istniejące wyniki badań laboratoryjnych (Duchaczek i Mańko, 2009 i 2010) i poligonowych (Mańko i in., 2001) potwierdzają, że w belce zginanej wartość naprężeń normalnych w dolnych włóknach rozciąganych nie są idealnie równe wartości naprężeń normalnych w górnych włóknach ściskanych. Przy założeniu chociażby minimalnej współpracy pokładu drewnianego z dźwigarami stalowymi pokład leżący na dźwigarach głównych wpływa na zmianę wskaźnika przekroju na zginanie całego przekroju przęsła mostu niskowodnego powodując w dolnych włóknach rozciąganych dźwigarów głównych naprężenia większe niż we włóknach górnych ściskanych.

Wydaje się zatem, że przyjęty prętowo-powłokowy model obliczeniowy przęsła mostu niskowodnego nie oddawał w idealny sposób charakteru pracy rzeczywistej konstrukcji. Model ten jest na pewno wystarczający w przypadku określania ogólnej nośności dźwigarów głównych w mostach niskowodnych pod obciążeniem ruchomym. Prętowy model rusztu stalowego uniemożliwia jednak dokładną analizę rozkładu naprężeń normalnych zarówno w dźwigarach, jak i w belkach poprzecznych analizowanego przęsła, co w przypadku obliczeń zmęczeniowych dotyczących rozwoju pęknięć rozchodzących się od otworów montażowych jest niezbędne (Duchaczek i Mańko, 2009 i 2010). Dlatego też, celem kolejnej pracy autora będzie przeprowadzanie obliczeń dla modelu obliczeniowego wykonanego tylko

z powłokowych oraz objętościowych elementów skończonych.

## Literatura

- Bródka J., Kozłowski A. (1996). Sztywność i nośność węzłów podatnych. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej*.
- Bródka J., Barszcz A., Giżejowski M., Kozłowski A. (2004). Sztywność i nośność stalowych ram przechyłowych o węzłach podatnych. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej*, Rzeszów.
- Duchaczek A., Mańko Z. (2009). Badania zmęczeniowe dźwigarów stalowych stosowanych w niskowodnych mostach wojskowych. *Archiwum Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej*, 5/2009, 83-98.
- Duchaczek A., Mańko Z. (2010). Badania zmęczeniowe stalowego dźwigara mostu wojskowego mającego szczelinę. *Archiwum Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej*, 8/2010, 99-113.
- Duchaczek A. (2015). Wpływ liczby poprzecznicy na rozkład naprężeń w przęsłach mostów niskowodnych. *Budownictwo i Architektura*, 14(2), 27-35.
- Giżejowski M., Barszcz A., Ślęczka L. (2009). Ogólne zasady projektowania ram o węzłach podatnych według PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-8. *Inżynieria i Budownictwo*, R. 65, Nr 11, 626-635.
- Hołowaty J. (2003). Analiza statyczna przęseł mostów objazdowych. W: *materiały konferencyjne Konferencji Naukowo-Technicznej Inżynieria Wojskowa „Współdziałanie z układem pozamilitarnym w sytuacjach kryzysowych”*, Wrocław, 165-170.
- Instrukcja (2009). Autodesk Robot Structural Analysis 2010. Podręcznik Użytkownika. *Autodesk Inc.*
- Kamyk Z., Duchaczek A. (1998). Wspomaganie projektowania niskowodnych mostów drogowych z materiałów miejscowych. W: *materiały konferencyjne X Konferencji Naukowo-Technicznej „Inżynieria-Obronność-Gospodarka”*, Żegiestów, 205-214.
- Kamyk Z., Zielonka M., Halys P. (2003). Koncepcja zwiększenia efektywności budowy mostu tymczasowego przez batalion ratownictwa inżynierskiego. *Zeszyty Naukowe Poglądy i Doświadczenia, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. gen. T. Kościuszki we Wrocławiu. Wydanie specjalne, Materiały na Konferencję Naukowo-Techniczną „Inżynieria Wojskowa – Współdziałanie z Układem Pozamilitarnym w Sytuacjach Kryzysowych”*, Wrocław, 24–25 kwietnia 2003, 194-203.
- Mańko Z., Kamyk Z., Zielonka M., Sadowski W. (2001). Racjonalizacja wykorzystania materiałów miejscowych do budowy mostów niskowodnych. Etap III. Badania poligonowe. *Praca Naukowo-Badawcza WIW/439, Wyższa Szkoła Oficerska im. T. Kościuszki*, Wrocław.
- McDonald T., Anderson-Wilk M. (2003). *Low Water Stream Crossings in Iowa. A Selection and Design Guide. Iowa State University*, Ames.
- Mosty wojskowe. Podręcznik (1994). *Ministerstwo Obrony Narodowej. Szefostwo Wojsk Inżynierskich, Sygnatura Inż. 563/92*, Warszawa, 1994.
- Ray J. C., Seda-Sanabria Y. (2002). Technical Commentary on FM3-34.343, "Military Nonstandard Fixed Bridging". *Engineer Research and Development Center Vicksburg ms Geotechnical and Structures LAB*.
- Rzyżyński A., Wołowicki W., Skarzewski J., Karlikowski J. (1984). *Mosty stalowe*. PWN, Warszawa.

Stanag (2006). STANAG 2021. Military Load Classification of Bridges. Edition no. 6. 7 September 2006.

Żurawik R. (2015). Niepublikowane materiały dydaktyczne do zajęć, udostępnione w dniu 12.06.2015 r.

**ANALYSIS OF INFLUENCE OF CROSS-BEAM SIZES  
AND METHODS FOR THEIR MOUNTING  
ON MAXIMUM VALUE OF STRESSES IN MAIN  
GIRDERS OF LOW-WATER BRIDGES**

**Abstract:** The military low-water bridges are engineering objects designed for short term use. This type of construction solutions also appear in civil engineering. However, in the professional literature there are not any guidelines how to design crossbeam made of the steel beams. In this paper the impact of the crossbeams rigidity and their connections on the stress distribution in the major girders of military low-water bridges was analysed. Based on conducted calculations, it was found that in the case main girders made of steel I-beams (height 400 mm), provided that their spacing did not exceed a distance of 0.80 m, the application of the cross-beams made of steel sections with a height similar to the half the height of the main girder was sufficient.