

dr hab. inż. Krzysztof Żółtowski, prof. PG^{1)*}
mgr inż. Mikołaj Binczyk¹⁾

Montaż mostu przez Wisłę w Kamieniu

Installation of bridge over the Vistula in Kamień

DOI: 10.15199/33.2015.07.21

Streszczenie. W artykule opisano konstrukcję przęseł mostu drogowego przez Wisłę w Kamieniu (woj. lubelskie) i kluczowe operacje montażowe. Wykonawca przewidział montaż konstrukcji przez nasunięcie podłużne ze wspornikiem o rekordowej długości 108 m. Niestety, w początkowej fazie montażu dźwigary uległy lokalnemu uszkodzeniu polegającemu na plastycznej utracie płaskiej postaci środników. W artykule przedstawiono alternatywny projekt nasuwania, który został z powodzeniem zrealizowany, oraz wnioski dotyczące przyczyn pierwotnych niepowodzeń i zrealizowanego projektu nasuwania.

Słowa kluczowe: most, konstrukcja cienkościenna, nasuwanie podłużne, wyboczenie, nośność środników blachownic.

Abstract. The paper describes the structure of a road bridge over the Vistula River in the Kamien (Lublin province). The Contractor planned the erection using the incremental launching method with the record cantilever of 108 meters. Because of incorrect actions in the first phase several plastic buckling damages of web plate occurred. Authors describes alternative erection design, which has been successfully completed. Basic steps of designing process and final conclusions are presented.

Keywords: bridge, thin wall structure, incremental launching method, buckling, web plate capacity.

W Polsce większość dużych obiektów mostowych zrealizowano w całości lub w części przez nasuwanie podłużne [1, 2, 3]. Prace montażowe prowadzono na stanowisku zlokalizowanym za przyczółkami. Dzięki temu możliwe było obniżenie kosztów budowy, w szczególności, jeżeli obiekt miał znaczną długość i pokonywał tereny trudno dostępne dla sprzętu budowlanego (bagna, rzeki).

Nasuwanie podłużne wymaga uwzględnienia stanów montażowych w projekcie konstrukcji. Zbagatelizowanie lub niedoszacowanie zjawisk towarzyszących tej technologii może znacznie utrudnić lub nawet zniweczyć całe przedsięwzięcie. Trudność wynika głównie z faktu, iż konstrukcja stalowa jest na ogół ukształtowana tak, aby przekroje i blachy były dopasowane do sił w stanie docelowym. Podczas nasuwania pojawia się wiele niekorzystnych konfiguracji obciążeń w elementach lub przekrojach do tego nieprzystosowanych. Dodatkowym problemem są projektowane strzałki montażowe i nieuniknione imperfekcje wykonawcze.

Konstrukcja mostu

Most przez Wisłę w Kamieniu [4] w województwie lubelskim to obiekt drogowy o schemacie statycznym belki ciągłej dziesięcioprzęsłowej (80,00 + 8 x 108,00 + 80,00 m), całkowitej długości 1024,00 m.

¹⁾ Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

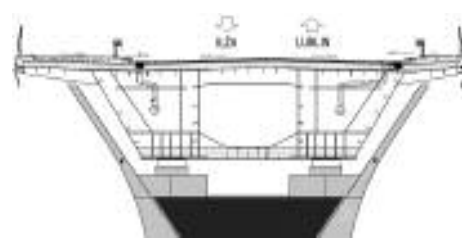
^{*} Autor do korespondencji:

krzysztof.zoltowski@bridges.pl

Konstrukcję nośną stanowi trzykomorowa stalowa skrzynka trapezowa, o stałej wysokości maksymalnej 3,75 m (rysunek 1). Środniki pionowe i ukośne skrzynki wykonane z blach grubości 10, 16, 20 lub 24 mm mają żebra poziome z kątowników walcowanych 200 x 100 x 12 mm. Skrzynka zespolona jest z żelbetową płytą pomostu grubości 0,28 m za pomocą zgrzewanych kołków stalowych. Całkowita szerokość pomostu obiektu wynosi 19,94 m. Most zaprojektowano na klasę obciążenia A wg PN-85-S-10030 oraz STANAG 2021 – klasy 150.

Pierwotna koncepcja montażu nasuwania podłużnego przęsła

Montaż stalowej konstrukcji nośnej zaplanowano przez nasuwanie podłużne scalonej konstrukcji z brzegów Wisły (od strony Iłży i Lublina). Maksymalna długość nasuwanej konstrukcji od strony Iłży miała wynosić 536,80 m, natomiast od strony Lublina 487,20 m. Aby uniezależnić się od wysokiej wody lub kry w korycie rzeki i na terenach zalewowych, zaplanowano nasuwanie bez dodatkowych podpór montażowych. Przęsła stanowiące wsporniki wzmocniono w fazach montażu

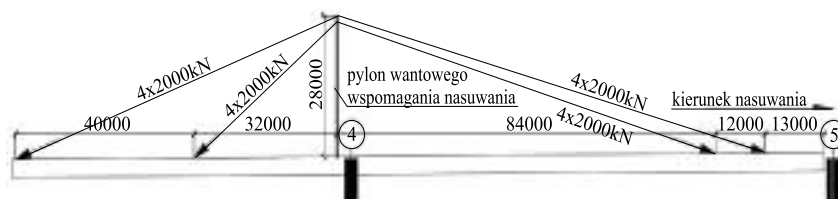


Rys. 1. Typowy przekrój poprzeczny dźwigara skrzynkowego [4]

Fig. 1. Typical cross section of box Girder [4]

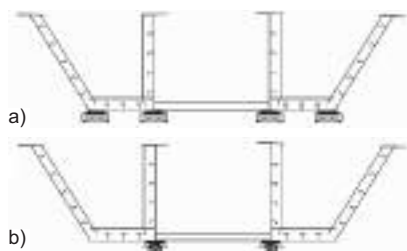
układem wantowym (rysunek 2). Nasuwanie konstrukcji po obu stronach Wisły wykonywano przy użyciu dwóch wielosplotowych pras przelotowych, umieszczonych na korpusach przyczółków. Proces miał wspomagać ruchome dzioby montażowe zlokalizowane na czołach obu nasuwanych sekcji. Na przyczółkach oraz filarach zamontowano po 4 łożyska ślizgowe (rysunek 3a).

Po scaleniu pierwszych elementów na placu montażowym rozpoczęto nasuwanie konstrukcji, ale po jej wysunięciu od strony Iłży na długość ok. 36 m nastąpiło lokalne plastyczne wyboczenie środników stalowej skrzynki (fotografia 1).



Rys. 2. Układ podwieszenia wspomagający nasuwanie

Fig. 2. Temporary cable stayed system supporting longitudinal launching



Rys. 3. System podparcia skrzynki nad filarem: a) projekt pierwotny nasuwania; b) projekt alternatywny [4]

Fig. 3. System of launching bearings over the pillar: a) original design; b) alternative design



Fot. 1. Plastikne wyboczenie środników stalowej skrzynki mostu podczas nasuwania
Photo 1. Plastic buckling of web of steel girder during launching

Przyczyny niepowodzeń i alternatywny projekt nasuwania podłużnego

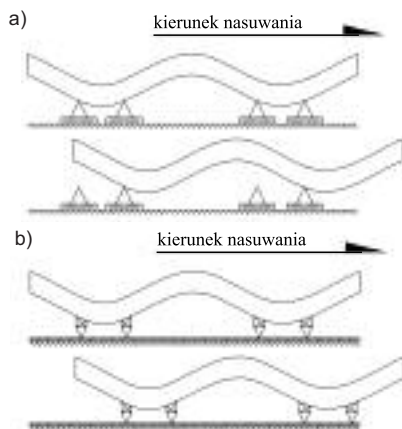
W wyniku niepowodzeń na początku nasuwania konstrukcji wykonawca zatrudnił zespół konsultantów w celu rozwiązania problemu. Przeprowadzono szczegółową analizę projektu, która pozwoliła zidentyfikować kilka wad. Pierwotna wersja projektu zakładała nasuwanie konstrukcji w obszarze scalania na łożyskach ślizgowych umieszczonych pod każdym środnikiem (rysunek 3 i 4a). Łożyska zamontowano na stałe na stolikach. Istniejące strzałki montażowe, imperfekcje wykonawcze konstrukcji oraz różna podatność punktów podparcia w przekroju spowodowały brak oparcia konstrukcji na niektórych łożyskach ślizgowych w przekroju poprzecznym i na długości konstrukcji w obszarze „leżni”. W konsekwencji podczas



Rys. 4. Widok z boku na filar: a) projekt pierwotny nasuwania; b) projekt alternatywny [4]

Fig. 4. Side view on pillar: a) original design of launching; b) alternative design

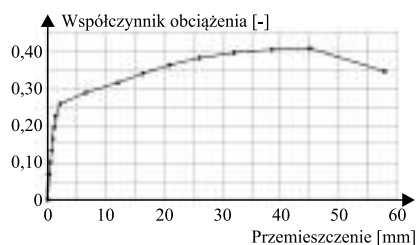
nasuwania zmieniał się schemat statyczny (rysunek 5), przez co reakcje na łożyskach, które pozostawały w kontakcie z konstrukcją, radykalnie wzrosły, doprowadzając do plastycznego wyboczenia środników.



Rys. 5. Ideowy schemat podparcia konstrukcji na „leżni”: a) projekt pierwotny nasuwania; b) projekt alternatywny [4]

Fig. 5. Idea of sliding bearings on the assembling zone: a) original design of launching; b) alternative design [4]

Obliczenia numeryczne (rysunek 6) wykazały, że podparcie przeszła na czterech łożyskach w przekroju było niewystarczające i mogło doprowadzić do awarii, nawet wówczas gdy w konstrukcji nie ma imperfekcji.



Rys. 6. Ścieżka równowagi – wykres przemieszczeń poziomych węzła znajdującego się na środniku pionowym w kierunku z płaszczyzny środnika w zależności od współczynnika obciążenia

Fig. 6. Result of nonlinear analysis. Deformation of selected node placed on the vertical web in perpendicular direction to the web surface in relation to load factor

Na podstawie analiz zalecono istotne zmiany w koncepcji nasuwania konstrukcji. Zredukowano podparcie w przekroju poprzecznym do dwóch środników pionowych (rysunek 3b). Wykonano nowy betonowy tor do nasuwania wyłącznie pod pionowymi środnikami skrzynki. Łożyska ślizgowe zamocowano trwale do konstrukcji nasuwanej w konkretnych („mocnych”) miejscach (rysunek 5b). W efekcie zlikwidowano problem imperfekcji podłużnej, strzałek montażowych i „słabych” obszarów podparcia. Zastosowano na-

sowanie na dwóch łożyskach w przekroju zamiast czterech (rysunek 3), co rozwiązało problem imperfekcji i zmiennej podatności środników. Podpieranie skrzynki w dwóch miejscach na podporach, poza torem nasuwania, wymagało rozbudowania strefy docisku. Ostatecznie zastosowano po 6 łożysk w przypadku środnika nad filarami oraz po 2 w przypadku środnika nad przyczółkami (rysunek 4). Równomierny rozkład obciążenia i możliwość obrotu zapewniono przez ustawienie łożysk ślizgowych na baterii dźwigników hydraulicznych połączonej w jeden obwód pod środnikiem. Dodatkowo zastosowano regulację wysokościową podpory podczas nasuwania, co pozwoliło na zmianę rozkładu reakcji między podporami (globalnie) podczas nasuwania i niwelowanie wpływu strzałki montażowej. Kolejność montowanych segmentów również została zmieniona w taki sposób, aby największe siły tnące w czasie nasuwania działały na grube środniki. W rezultacie długość konstrukcji nasuwanej od strony Iłży wyniosła 606,65 m zamiast 536,80 m, natomiast od strony Lublina 379,20 m zamiast 487,20 m. Dodatkowo nad podporą 7 w pozycji docelowej zamontowano odcinek konstrukcji długości 38,15 m, do którego nasuwano pozostałe dwie części. Zastosowano lekkie awanbeki długości 8,0 m.

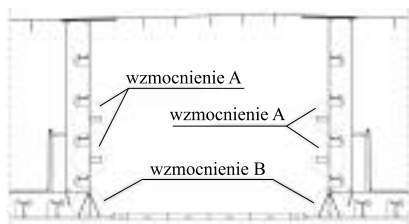
Pod pylonami zaprojektowano wzmocnienie przekroju skrzynkowego w postaci kratowej poprzecznic, ponieważ rozwiązanie przewidziane w projekcie pierwotnym było niewystarczające. Zweryfikowano i zmieniono liczbę cięgien w splotach oraz siły naciągu lin. Zaprojektowano lokalne wzmocnienie:

- środniki z blach 10 i 16 mm wzmocniono dodatkowymi żebrami podłużnymi (wzmocnienie A – rysunek 7) wykonanymi jako U 225 x 100 x 5;

- środniki z blach 10, 16 i 20 mm wzmocniono blachami ukośnymi grubości 10 mm pomiędzy środnikami a pasem dolnym (wzmocnienie B – rysunek 7).

Numeryczna analiza nośności dźwigara

W przypadku nowego projektu wykonano modele numeryczne mostu w środowisku MES SOFiStiK. Zgodnie z wcześniejszymi doświadczeniami [6, 7, 8] zastosowano dwuetapową procedurę postępowania. Do analizy etapów nasuwania konstrukcji z maksymalnym krokiem co 2 m wykorzystano belkowy model globalny. Uwzględniano możliwość regulacji wysokościowej podpór oraz wspomaganie nasuwania układem wantowym. W efekcie uzyskano wartości maksymalnych reakcji przypadających na posz-



Rys. 7. Wzmocnienie środników żebrami podłużnymi (typ A) i blachami ukośnymi (typ B) [5]

Fig. 7. Reinforcement of webs with longitudinal ribs (type A) and diagonal plater (type B) [5]

czególne grubości środników oraz potrzebne przemieszczenia pionowe na każdym filarze w poszczególnych etapach nasuwania. W przypadku środników grubości 10 mm maksymalna reakcja przypadająca na jeden środnik wyniosła 4200 kN.

Analizowano szczegółowy model powłokowy MES stalowego przekroju skrzynkowego mostu składający się z wycinkowego modelu powłokowego i dwóch części belkowych połączonych z zachowaniem „płaskich przekrojów” (rysunek 8). Schematem statycznym była belka wolnopodparta obciążona w środku rozpiętości reakcjami z łożysk ślizgowych (po 6 na każdy środnik pionowy). Długość elementów belkowych dobrano tak, aby przy zadanym obciążeniu na środniki zapewnić powstawanie momentu zginającego w przekroju środkowym o wartości takiej, jaka została uzyskana z modelu globalnego. W modelu szczegółowym (rysunek 8) badano możliwość plastycznego wybożenia środników. Pierw-

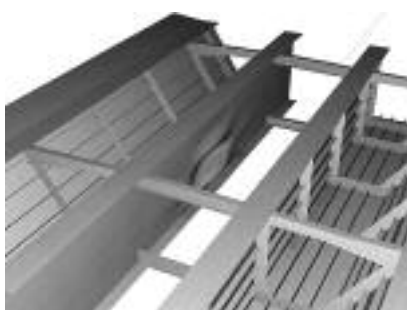


Rys. 8. Szczegółowy, belkowo-powłokowy model obliczeniowy MES w środowisku SOFiSTiK

Fig. 8. Detailed FEM beam-shell model in SOFiSTiK environment

szy model szczegółowy nie uwzględniał wzmocnienia (rysunek 9), które zaprojektowano dopiero po wykonanych analizach.

Nośność badano dwuetapowo. W pierwszym etapie analizowano problem wybożenia, a w drugim prowadzono nieliniową analizę sprężysto-plastyczną do momentu utraty nośności. Przyjęto materiał sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem. Granica proporcjonalności wyniosła 400 MPa przy odkształceniu 1,9‰, a maksymalne naprężenia po wzmocnieniu 424 MPa przy odkształceniu 25‰. Obciążenie konstrukcji realizowano w sposób



Rys. 9. Model szczegółowy, środniki bez wzmocnienia – postać wybożeniowa środnika wewnętrznego (mnożnik obciążenia przy wybożeniu wyniósł 1,01)

Fig. 9. Detailed FEM model without reinforcement. Buckling shape of internal web (value of buckling load factor was 1,01)

narastający. W związku z tym, że mnożnik obciążenia przy wybożeniu wyniósł jedynie 1,01, konieczne okazało się zaprojektowanie wzmocnienia środników. Analiza modelu ze wzmocnionymi środnikami wykazała słusność wprowadzonych zmian. Mnożnik obciążenia przy wybożeniu wyniósł 3,03. Wybożenie następowało w środniku zewnętrznym zgodnie z postacią wybożenia. Wyniki obliczeń jednoznacznie wskazywały, iż zaprojektowane wzmocnienie jest wystarczające do przeprowadzenia operacji nasuwania konstrukcji.

Podsumowanie i wnioski

Projektowanie mostu stalowego nie może być oderwane od przewidywanej technologii montażu. Nasuwanie podłużne stalowej konstrukcji wymaga rozważenia wielu czynników, które mogą mieć wpływ na bezpieczną realizację przedsięwzięcia. Konieczne jest uwzględnienie strzałek podniesienia wykonawczego oraz prawidłowe zaprojektowanie podparć szczególnie w miejscach docelowo nieprzystosowanych do przenoszenia sił skupionych. Nieuwzględnienie tych uwarunkowań może doprowadzić do lokalnych uszkodzeń, a w konsekwencji do katastrofy. W przypadku mostu w Kamieniu kluczowe okazało się wprowadzenie zespołów łożysk opartych na bateriach siłowników hydraulicznych. Zapewniono dzięki temu technicznie równomierny rozkład obciążenia na długim fragmencie środnika oraz aktywną kontrolę reakcji podporowych. Wyeliminowano w ten sposób negatywny wpływ zaprojektowanych strzałek montażowych i nieprzewidzianych imperfekcji globalnych. Na każdym etapie montażu wykonano pomiary reakcji na podporach i weryfikowano je z modelem teoretycznym. W rezultacie wykonawca, będąc w ciągłym kontakcie z konsultantem, pomyślnie zrealizował operację nasuwania przęseł mostu z rekordowym wspornikiem długości 108 m (fotografia 2).



Fot. 2. Montaż przęsła ze wspornikiem max. długości 108 m

Photo 2. Erection of a span as cantilever launching with max. length 108 m

Dzięki modyfikacji projektu, bazującej na dobrej praktyce inżynierskiej połączonej z zaawansowaną techniką obliczeniową MES, operacja nasuwania została przeprowadzona z pełnym sukcesem. Obecnie trwają czynności odbiorcze.

Główni uczestnicy procesu budowy: inwestor: Zarząd Dróg Wojewódzkich w Lublinie; projektant: Halcrow Group Sp. z o.o.; wykonawca: Konsorcjum Energopol Szczecin, Gotowski; konsultant: KBP Żółtowski.

Wszystkie fotografie – Autorzy

Literatura

- [1] Gąsior J., Żółtowski K.: Aspekty der Montage von Stahlkonstruktionen in der Gegend von Szczecin. Stahlbau 2003 Jg. 72 H. 8 s. 581 – 587.
- [2] Rymasz J., Biliszczuk J., Siwowski T., Zobel H., Żółtowski K.: Dzieła polskich inżynierów, Mosty III RP. ISBN 978-83-919972-1-5, Polska Izba Inżynierów Budownictwa. 2014.
- [3] Żółtowski K.: Stalowe mosty na Wiśle – wybrane realizacje drugiego dziesięciolecia XXI wieku. Materiały Budowlane, nr 4, 2015.
- [4] Projekt budowlany (Aktualizacja technologiczna konstrukcji przęsłowej) mostu przez rzekę Wisłę w km 39+819,60 drogi wojewódzkiej 747 w miejscowości Kamień, Halcrow Group Sp. z o.o. Oddział w Polsce z siedzibą w Warszawie, luty 2013.
- [5] Alternatywna technologia montażu przęseł mostu przez Wisłę w Kamieniu. Prace projektowe zrealizowane na zlecenie Energopol – Szczecin S.A. KBP Żółtowski, 2014.
- [6] Żółtowski K.: Bridge over Vistula river in Kieźmark. Practical application of nonlinear shell FEM system. Shell structures: Theory and applications/eds. Wojciech Pietraszkiewicz, Czesław Szymczak. – London: Taylor & Francis/Balkema, 2005.
- [7] Żółtowski K.: Współczesne możliwości analizy statycznej i dynamicznej mostów stalowych. W: Mosty stalowe. Projektowanie, technologie budowy, badania, utrzymanie: seminarium – Wrocław: Dolnośl. Wydaw. Eduk., 2008. Wrocławskie Dni Mostowe, Wrocław, 27-28 listopada 2008.
- [8] Żółtowski K., Kasiak M.: Nośność dźwigarów pełnościennych przy zginaniu w świetle teorii klasycznych, norm i nowoczesnych analiz numerycznych. Materiały Budowlane nr 4 (2012), s. 66 – 70 (6)

Przyjęto do druku 28.05.2015 r.