

Ocena nośności wiaduktu kolejowego

Evaluation of load capacity of railway bridge

dr inż. Piotr Bilko (ORCID: 0000-0001-5167-2470), dr inż. Szymon Sawczyński (ORCID: 0000-0002-0297-1543), Wydział Geoinżynierii, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie

DOI: 10.5604/01.3001.0054.1308

Streszczenie: Przedmiotem opracowania jest ocena nośności wiaduktu kolejowego. Analizie poddano wiadukt o konstrukcji żelbetowej zbrojony belkami stalowymi. Obiekt znajduje się w okolicach wsi Bukowina w Gminie Dywity, województwo warmińsko-mazurskie. Zasadniczym celem pracy jest ocena nośności mostu, która poprzedzona była przeprowadzeniem inwentaryzacji obiektu. Identyfikacji poddano geometrię konstrukcji oraz zbadano klasę wytrzymałości betonu, z którego wykonano konstrukcję. Przeprowadzono również obliczenia, na podstawie których dokonano oceny nośności badanego wiaduktu. Do obliczeń wykorzystano dwie procedury obliczeniowe: belka obetonowana i przekrój zginany zbrojony wkładkami sztywnymi. W oparciu o przeprowadzoną analizę wykazano, iż pomimo nieestetycznego wyglądu mostu spełnia on wymogi użyteczności, a jego nośność jest zapewniona.

Słowa kluczowe: inwentaryzacja, ocena nośności, most, stan techniczny.

Abstract: The subject of the study is the assessment of the load-bearing capacity of a railway viaduct. The analysis involved a viaduct with a reinforced concrete structure, which is strengthened by steel beams. The facility is located near the village of Bukowina in the Dywity Commune, Warmian-Masurian Voivodeship. The main aim of the work is to assess the bridge's load capacity, which was preceded by an inventory of the facility. The geometry of the structure was identified, and the concrete's strength class, from which the structure was made, was examined. Calculations were also carried out, based on which the load capacity of the tested viaduct was assessed. Two calculation procedures were used: encased beam and bent cross-section reinforced with rigid inserts. Based on the conducted analysis, it was shown that despite the unattractive appearance of the bridge, it meets usability requirements, and its load-bearing capacity is ensured.

Key words: inventory, load capacity, bridge, technical condition.

1. Wprowadzenie

Inspiracji uszczegółowienia niniejszego tematu należy szukać w artykule [1], w którym autorzy analizują most drogowy dwuprzęsłowy o konstrukcji żelbetowej ze zbrojeniem wkładkami z szyn kolejowych. W artykule podano wyniki analiz wytrzymałościowych bazujących na różnym podejściu do tego typu nietypowego zbrojenia, traktując wkładki sztywne jako zbrojenie dolne. Ze względu na nieścisłości zarówno w samym artykule, jak i w danych dotyczących tego samego obiektu, podawanych przez autorów w innych opracowaniach, a także z powodu zwykłej ciekawości, postanowiono przeprowadzić analizę poznawczą związaną z prawidłowym uwzględnieniem belek stalowych w przekrojach żelbetowych obiektów mostowych. W tym celu poddano analizie podobny obiekt. Weryfikacji poddano wybrane dwa algorytmy obliczeń przekroji tak zbrojonych. Pierwszą procedurę dostarcza pozycja [2]. Można tam znaleźć osobny rozdział poświęcony analizie przęseł mostów wykonanych z obetonowanych belek stalowych. Jest ona zgodna z wytycznymi projektowymi zawartymi w UIC [3]. Dawne obiekty tego typu nie spełniają wielu współczesnych reguł dotyczących belek obetonowanych wobec tego sięgnięto po archiwalne procedury obliczeniowe przekroji zbrojonych wkładkami sztywnymi [4].

2. Charakterystyka mostu

Przedmiotem badań jest wiadukt kolejowy o konstrukcji zespolonej (stalowo-żelbetowej) zlokalizowany w Gminie Dywity (Powiat Olsztyński), znajdujący się nad drogą szutrową łączącą wsie Bukowina i Barkweda. Jest to konstrukcja jednoprzęsłowa, posiadająca dźwigar płytowy. Długość całkowita mostu (długość przęsła) – 6,40 m, długość mostu w świetle między podporami – 4,05 m, szerokość płyty pomostowej (w świetle między murkami betonowymi) – 2,60 m, szerokość murków betonowych – 0,56 m, grubość płyty mostu – 0,69 m, grubość tęcznia kolejowego ułożonego na płycie – 0,60 m, wysokość w świetle między spodem płyty a nawierzchnią drogi (światło pionowe) – 3,40~3,60 m. Z obu podłużnych krawędzi płyty wiaduktu, obiekt wyposażony jest w murki betonowe i zamocowane w nich barierki.

Na ścianach pionowych oraz na spodzie płyty betonowej zaobserwowano liczne ubytki w tynkach, a miejscami także betonu, dzięki czemu widoczny jest układ konstrukcyjny belek stalowych. Ubytki nie są jednak niepokojąco duże. Na powierzchni ścian oporowych i ścian przyczółka zaobserwowano również liczne wykwyty solne. Na spodniej powierzchni mostu znajdują się długie, lecz płytkie rysy w kierunku zgodnym z ustawieniem belek stalowych. Widoczne



Rys. 1. Widok mostu od strony południowo-wschodniej; stan na czerwiec 2017 r. (źródło: autor)

są również zarysowania w kierunku prostopadłym do osi belek, powstałe na skutek przejazdu zbyt wysokich pojazdów. Stan obiektu oceniono jako niepokojący zgodnie ze skalą i kryteriami oceny stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich [5].

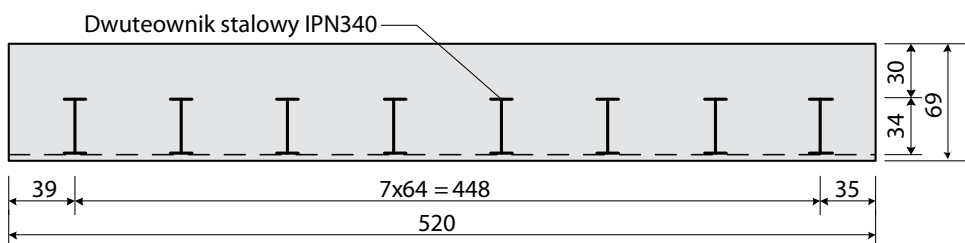
W celu określenia klasy betonu przeprowadzono badanie sklerometryczne z wykorzystaniem młotka Schmid'ta marki Viateco (proceq silver schmidt type N). Na podstawie normy [6] dokonano klasyfikacji betonu. Beton płyty wiaduktu (przęsła) oraz przyczółka – zakwalifikowano do klasy C25/30 natomiast beton murka – klasy C20/25.

W oparciu o informacje uzyskane podczas wizji lokalnej ustalono, że główne zbrojenie konstrukcji może stanowić dwuteownik stalowy IPN 340 lub element o podobnej szerokości stopy dolnej. Część nośną przekroju oraz rozmieszczenie zbrojenia – belek stalowych – płyty wiaduktu przedstawiono na rysunku 2.

3. Dane wejściowe do obliczeń

Jako dane wejściowe do obliczeń posłużyły następujące parametry:

- rozpiętość teoretyczna konstrukcji: $L = 6,40$ m,
- szerokość przęsła: $B = 5,20$ m,
- wysokość przekroju betonowego przęsła: $d = 0,64$ m,
- rozstaw belek stalowych osiowa (w świetle): $b = 0,638$ m (0,50 m),



Rys. 2. Przekrój poprzeczny płyty mostu (źródło: autor)

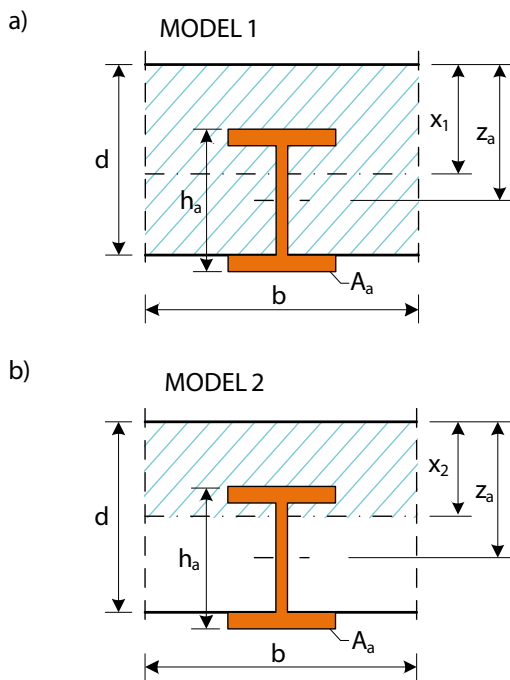
- typ belki stalowej: IPN 340,
- grubość warstwy betonu nad górną półką belki stalowej: $C_{st} = 0,30$ m,
- odległość spodu stopki belki od spodu płyty: $t = 0,00$ m,
- grubość warstwy podsypki tłuczniowej: $p = 0,60$ m,
- nawierzchnia torowa: podkład – PS-94, szyny – UIC 60 (klasa torów: 4 – prędkość dopuszczalna pociągów 60 km/h),
- współczynnik klasyfikacji linii kolejowej: $\alpha_k = 1,10$ wg [7] – dla mostów na liniach drugorzędnych.

W zakresie oddziaływań stałych przypadających na jedną belkę podłużną wyznaczonych według [8] uzyskano wartości obliczeniowe wynikające z ciężaru własnego elementów nośnych oraz pozostałych obciążeń stałych równe odpowiednio $g_{1d} = 10,04$ kN/m i $g_{2d} = 11,70$ kN/m. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa γ , równe odpowiednio 1,5 oraz 1,2. Przyjmując schemat statyczny w postaci belki swobodnie podpartej, obliczono wartość obliczeniową momentu zginającego od obciążenia stałego, działającego tylko na dźwigary dwuteowe przed związaniem betonu – $M_{g1} = 51,40$ kN/m oraz wartość obliczeniową momentu od obciążenia stałego, którego działanie przejmuje przekrój współpracujący po stwardnieniu betonu – $M_{g2} = 59,90$ kN/m. Zarówno norma [7], jak i [8] podają oparty na schemacie międzynarodowym UIC 71, podstawowy układ obciążeń pionowych ruchomych, dla mostów i wiaduktów obciążonych taborem kolejowym. Składa się on z czterech sił po 250 kN każda, w rozstawie co 1,60 m, położonych symetrycznie na odcinku 6,40 m. Przed, jak i za tym odcinkiem lokuje się obciążenie równomiernie rozłożone o intensywności 80,0 kN/m. Dla obciążeń ruchomych przyjęto współczynnik $\gamma_r = 1,5$. Moment zginający od obciążenia ruchomego oblicza się dla najmniej korzystnego rozkładu obciążeń. W oparciu o powyższe założenia otrzymano obliczeniową wartość momentu przypadającego na jedną belkę mostu wynoszącą $M_p = 147,60$ kN/m.

4. Obliczenia nośności

Wartości naprężeń w przekroju wyznaczono w oparciu o dwa podejścia obliczeniowe, tj. belki obetonowanej dla przekroju silnie zbrojonego [2] i przekroju zginanego zbrojonego sztywnymi wkładkami [4]. Sprawdzone w ten sposób, czy badana konstrukcja jest zdolna do przyjmowania obciążeń wynikających z jej użytkowania. Kluczowym zagadnieniem jest tu prawidłowe wyznaczenie sprowadzonych

charakterystyk geometrycznych przekroju zespolonego. Na rysunku 3 pokazano dwa modele pracy przekroju. Model 1 zakłada całkowitą współpracę betonu w strefie rozciąganej, model 2, brak współpracy. Oznaczenia na rysunku ujednolicono.



Rys. 3. Oznaczenia w przekroju płyty mostowej w procedurze belki obetonowanej: a) pełna współpraca przekroju betonowego, b) brak współpracy w strefie rozciąganej (źródło: autor)

4.1. Procedura I – belka obetonowana – przekrój silnie zbrojony według [2]

Zakłada się współpracę strefy ściskanej płyty i części strefy rozciąganej. Wobec tego, w procedurze należy uwzględnić zarówno pracę przekroju w tzw. fazie I – model 1, jak i w fazie II – model 2. W modelu 1 (rys. 3a) odpowiednie charakterystyki geometryczne przekroju zastępczego wyznacza się ze wzorów (1)–(4):

$$x_1 = \frac{n \cdot A_s \cdot z_a + 0,5 \cdot b \cdot d^2}{n \cdot A_s + b \cdot d} \quad (1)$$

$$J_1 = \frac{b}{3} (x_1^3 + (d - x_1)^2) + n \cdot J_a + n \cdot A_a \cdot (z_a - x_1)^2 \quad (2)$$

$$W_a^1 = \frac{J_1}{C_{st} + h - x_1} \quad (3)$$

$$W_{cm}^1 = \frac{J_1}{x_1} \quad (4)$$

gdzie:

$n = E_a/E_{cm}$, E_a – moduł sprężystości podłużnej stali (St35) wg [9],

E_{cm} – moduł sprężystości podłużnej betonu wg [10] (wg [2] $n = 6$),

A_a – pole przekroju belki stalowej,

x_1 – zasięg strefy skróceń betonu,

J_1 – moment bezwładności przekroju złożonego z uwzględnieniem współpracy całego betonu,

J_a – moment bezwładności belki stalowej,

W_a^1 – wskaźnik wytrzymałości przekroju zredukowanego w I fazie pracy dla dolnych włókien belki stalowej,

W_{cm}^1 – wskaźnik wytrzymałości przekroju zredukowanego w I fazie pracy dla górnej krawędzi płyty betonowej.

Dla modelu 2 (rys. 4b) parametry przekroju można określić następująco:

$$x_2 = \frac{n \cdot A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (C_{st} + 0,5 \cdot h)}{n \cdot A_s}} - 1 \right) \quad (5)$$

$$J_2 = \frac{b}{3} x_2^3 + n \cdot J_a + n \cdot A_a \cdot (C_{st} + 0,5 \cdot h - x_2)^2 \quad (6)$$

$$W_a^2 = \frac{J_2}{C_{st} + h - x_2} \quad (7)$$

$$W_{cm}^2 = \frac{J_2}{x_2} \quad (8)$$

gdzie:

x_2 – zasięg strefy skróceń betonu,

J_2 – moment bezwładności strefy ściskanej,

W_a^2 – wskaźnik wytrzymałości przekroju zredukowanego w II fazie pracy dla dolnych włókien belki stalowej,

W_{cm}^2 – wskaźnik wytrzymałości przekroju zredukowanego w II fazie pracy dla górnej krawędzi płyty betonowej.

Wytrzymałość doraźną stali (w dolnych włóknach przekroju) i betonu (w górnych włóknach przekroju) sprawdza się z następujących zależności:

$$\sigma_a^d = \frac{M_{g1}}{W_a} + \frac{\alpha_1 \cdot M_{g2} + n \cdot M_p}{\gamma \cdot W_a^1 + (1 - \gamma) \cdot W_a^2} \leq f_{a,d} \quad (9)$$

$$\sigma_{cm}^g = \frac{\alpha_{pl} \cdot (M_{g2} + M_p)}{\gamma \cdot W_{cm}^1 + (1 - \gamma) \cdot W_{cm}^2} \leq f_{cm,d} \quad (10)$$

gdzie:

α_{pl} – współczynnik stopnia uplastycznienia strefy betonu (przyjęto 0,75),

σ_a^d – naprężenia w stali,

σ_{cm}^g – naprężenia w betonie.

Parametr α_1 należy przyjmować równy 18. Współczynnik γ wyraża udział w pracy strefy betonu rozciąganego. Zalecaną wartością jest $\gamma = 0,5$. Przyjęto następujące wytrzymałości obliczeniowe: dla stali $f_{a,d} = 200$ MPa [9] oraz betonu $f_{cm,d} = 17,10$ MPa, jak dla klasy B30 [10].

4.2. Procedura II – przekrój zginany zbrojony wkładkami sztywnymi wg [4]

Charakterystyki geometryczne przekroju zastępczego można wyznaczyć ze wzorów (5) – (8). Zakłada się brak współpracy betonu rozciąganego a warunki wytrzymałościowe przyjmują następującą postać:

$$\sigma_a^d = \frac{M_{g1}}{W_a} + \frac{n \cdot (M_{g2} + M_p)}{W_a^2} \leq k_a \quad (11)$$

$$\sigma_{cm}^g = \frac{\alpha \cdot (M_{g2} + M_p)}{W_{cm}^2} \leq k_{cm} = 0,30 \cdot R_{28} \quad (12)$$

gdzie:

k_a – naprężenia dopuszczalne w stali,

k_{cm} – naprężenia dopuszczalne dla betonu konstrukcji żelbetowych.

Przyjęto według [4] następujące wartości: $k_a = 144,0$ MPa oraz $k_{cm} = 9,0$ MPa.

Warto nadmienić, że w czasach powstawania tablic inżynierskich [4], jak i w wcześniejszych, przy wymiarowaniu przekrojów obowiązywała metoda naprężeń dopuszczalnych. W obliczeniach statycznych naprężenia dopuszczalne należało przyjmować równe wytrzymałości betonu po 28 dniach tężenia, pomnożone przez współczynnik zmniejszający. We wzorach (11) i (12) momenty zginające są wyliczone dla obciążeń charakterystycznych. Zdecydowaną różnicę pomiędzy procedurą I i II widać w przyjmowanym stosunku modułów sprężystości, bowiem według [4] przyjmujemy $n = E_d/E_{cm} = 15$. Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości betonu przy ściskaniu wiąże się z przewidywanym stopniem wyężenia materiału. W starszych normach i procedurach obliczeniowych na nich opartych zakładano pracę materiału przy niższym poziomie wyężenia.

Tabela. 1 Wyniki obliczeń wartości naprężeń wraz ze stopniem wyężenia materiału

Naprężenia (wyężenie)	Procedura I		Procedura II
	$\gamma = 0,5$	$\gamma = 0,25$	
Stal σ_a^d [MPa]	124,04 (62%)	146,78 (73%)	113,13 (78%)
Beton σ_{cm}^g [MPa]	4,85 (28%)	5,32 (31%)	3,89 (43%)

Wartości naprężeń dopuszczalnych w dolnych rozciąganych włóknach dźwigarów dwuteowych oraz naprężeń dopuszczalnych w górnych ściskanych żelbetowych włóknach płyty wyznaczone według procedury I oraz II zestawiono w tabeli 1. W nawiasach pokazano stopnie wyężenia obliczone odpowiednio z (9)–(10) dla procedury I oraz (11)–(12) dla procedury II. Można zauważyć, że podobne wyężenie uzyskuje się stosując niższy współczynnik udziału w pracy strefy betonu rozciąganego γ niż zalecany w UIC [3].

5. Podsumowanie

Jest wiele metod obliczeniowych mogących posłużyć do sprawdzenia nośności danego obiektu. Jak wykazano

na podstawie przeprowadzonych obliczeń analizowanego mostu, zaprezentowane podejścia obliczeniowe potwierdzają rezerwę nośności przedmiotowej konstrukcji. Można przypuszczać, że procedura odnaleziona w tablicach inż. Bryła [4] była użyta na etapie projektowania obiektu i w odniesieniu do opisu wytrzymałościowego obiektów zbrojonych belkami stalowymi jest tą właściwą. Trudności w analizie tego typu konstrukcji wynikają z ograniczonego dostępu do zapomnianych, historycznych w pewnym sensie procedur obliczeniowych, jak i właściwej identyfikacji zbrojenia przekroju. Nowo projektowane konstrukcje można wymiarować na podstawie kilku podejść obliczeniowych oraz różnych zestawów procedur i algorytmów odzwierciedlających ewolucję metodyki ich wymiarowania na przestrzeni lat. Brakuje jednak syntetycznego zbiorczego opracowania porządkującego zagadnienia tego typu konstrukcji [11]. Duży wpływ na wyniki ma chociażby ustalenie wielkości udziału w pracy przekroju zespolonego strefy betonu rozciąganego. Zamieszczone w pracy wyniki, poparte szczegółową analizą przeprowadzoną w artykule [11] wskazują na ustalenie wartości udziału na poziomie 25%, co wydaje się podejściem prawidłowym.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Jakiel P., Labisz A., Nierobiś A., Ocena nośności żelbetowego mostu płytowego z nietypowym zbrojeniem, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej 18/2014
- [2] Karlikowski J., Madaj A., Wołowicki W., Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe zasady projektowania, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2003
- [3] UIC Code 773 Ed. 5 – Recommendations for the Design of Joist-In-Concrete Railway Bridges. International Union of Railways (UIC), 2010
- [4] Bryła S., Tablice inżynierskie. Tom II. Konstrukcje mostowe – fundamenty, Państwowe Wydawnictwo Naukowe – oddział w Poznaniu, 1954
- [5] Zarządzenie nr 1 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 30 stycznia 2019 r. w sprawie zasad stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich
- [6] PN-EN 13791:2008: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
- [7] PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję, część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [8] PN-85/S-10030: Obiekty mostowe – Obciążenia
- [9] PN-S-10052:1982: Obiekty mostowe – Konstrukcje stalowe – Projektowanie
- [10] PN-S-10042:1991: Obiekty mostowe – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Projektowanie
- [11] Oleszek R., Propozycja wymiarowania kolejowych przęseł dźwigarobetonowych na podstawie PN-EN, Inżynieria i budownictwo 5–6/2022