

WPLYW OBJĘTOŚCI BETONU NA ZUŻYCIE STALI SPRĘŻAJĄCEJ DWUPRZĘŚŁOWEGO WIADUKTU DROGOWEGO¹

Radosław OLESZEK*, Anna BARSZCZEWSKA**, Rafał KUŚMIERZ**

*) Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej, Arcadis Sp. z o.o.

***) Arcadis Sp. z o.o.

Obiekty mostowe z betonu sprężonego są w Polsce budowane od 65 lat. Teorię ich projektowania opracowano w latach 50-tych i 60-tych XX wieku. Z uwagi na rozwój technologii betonu i metod produkcji stali sprężającej, współcześnie można bezpiecznie budować i użytkować obiekty przenoszące coraz większe obciążenia przy racjonalnych wskaźnikach techniczno-ekonomicznych wykorzystania materiałów. W referacie przeanalizowano wpływ objętości betonu i masywności dźwigarów głównych na wskaźniki zużycia stali sprężającej na bazie projektu koncepcyjnego dwuprzęsłowego, belkowego wiaduktu drogowego o rozpiętościach 2×50 m i szerokości 20,60m. Obiekt zaprojektowano na klasę obciążenia A według PN-S-10030:1985 z dodatkowym pojazdem 0,3×K wymaganym przez Inwestora. Metodykę wymiarowania konstrukcji zaczerpnięto z normy PN-S-10042:1991 zgodnie z PFU (program funkcjonalno-użytkowy). W opracowaniu zaprezentowano wnioski i spostrzeżenia wynikające z przeprowadzonych symulacji, w nawiązaniu do uzyskanych wskaźników zużycia betonu i stali sprężającej na m² rzutu pomostu oraz niektórych zaleceń normowych.

Słowa kluczowe: mosty sprężone, wiadukt kablobetonowy, wskaźniki zużycia materiałów konstrukcyjnych, stal sprężająca.

1. WPROWADZENIE

Obiekty mostowe z betonu sprężonego są w Polsce budowane od 65 lat. Teorię ich projektowania opracowano w latach 50-tych i 60-tych XX wieku [5]. Jak dotąd w obliczeniach mostowych pręseł sprężonych wykorzystuje się, z pewnymi modyfikacjami, klasyczne reguły sprzed ponad pół wieku [1, 2, 4, 5, 6, 7, 14, 16]. Z uwagi na rozwój technologii betonu i metod produkcji stali sprężającej, współcześnie można bezpiecznie budować i użytkować obiekty przenoszące coraz większe obciążenia przy racjonalnych wskaźnikach techniczno-ekonomicznych wykorzystania materiałów [8÷10, 13].

¹ DOI 10.21008/j.1897-4007.2018.26.11

Specyfika pracy statyczno-wytrzymałościowej konstrukcji z betonu sprężonego wynika z możliwości aktywnego regulowania sił wewnętrznych w ustroju. O ilości wymaganej stali sprężającej na m^2 rzutu pomostu w dużym stopniu decyduje parametr masywności przekroju poprzecznego przęsła. W krajowych projektach technicznych spotyka się zróżnicowane wskaźniki zużycia betonu, stali zwykłej i stali sprężającej, nawet przy podobnych przekrojach poprzecznych i własnościach użytkowych obiektów.

W referacie przedstawiono zagadnienie wpływu objętości betonu i masywności dźwigarów głównych na wskaźniki zużycia stali sprężającej na bazie opracowywanego projektu koncepcyjnego dwuprzęsłowego wiaduktu drogowego o znacznych rozpiętościach przęseł 2×50 m i szerokości 20,60 m.

2. WSKAŹNIKI TECHNICZNO-EKONOMICZNE

Na wskaźniki techniczno-ekonomiczne wpływają wyjściowe założenie przyjęte do projektowania, takie jak stopień sprężenia (pełne – brak rozciągania, ograniczone – brak rys, częściowe – rysy o szerokości $w_k < 0,1$ mm), naciąg początkowy cięgien, dodatkowe ograniczenia naprężeń w cięgnach i betonie, uwzględniające doraźne i reologiczne straty siły sprężającej oraz parametr masywności przekrojów. Orientacyjne wskaźniki dla przykładowych wiaduktów drogowych wybudowanych w ostatnich 20 latach w Polsce zestawiono w tablicy 1 (opracowane na podstawie [8, 9, 13] i materiałów własnych).

Tablica 1. Charakterystyka przykładowych drogowych wiaduktów sprężonych

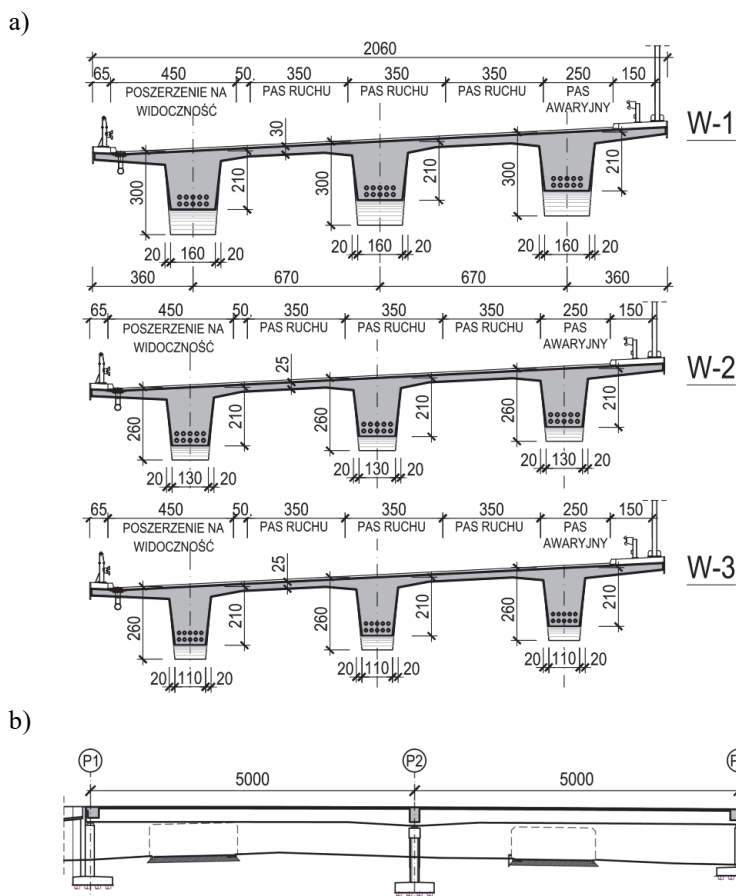
Cecha	Symbol obiektu					
	WL-35	WL-36	WS-05B	WD-2	WD-3	WD-6
Rozpiętości przęseł, L [m]	21+3×36+21	23+4×36+23	26+38+26	45+45	24+24	35+35
Liczba przęseł	5	6	3	2	2	2
Szerokość, B [m]	9,70	8,90	13,50	12,10	12,35	22,10
Wysokość belki, H_b [m]	1,70	1,70	1,80	2,20		1,80
H / L	1/12÷1/21	1/13÷1/21	1/13÷1/21	1/20,5	1/18,5	1/19,4
Zużycie betonu [m^3/m^2]	0,70	0,87	0,72	0,93	0,56	0,76
Zużycie sprężenia [kg/m^2]	25,9	34,5	24,0	34,1	18,7	37,1
	WS-13A	MD-07	WD-11.2	WD-09	WS-03	E-13
Rozpiętości przęseł, L [m]	42	40+40	31	29+48+29	35+46+35	24+40+24
Liczba przęseł	1	2	1	3	3	3
Szerokość, B [m]	18,55	16,30	17,80	12,36	14,73	16,20
Wysokość belki, H_b [m]	2,10	2,20	1,60	1,50/2,40	1,50/2,00	2,40
H / L	1/20	1/18	1/19,5	1/19,5÷1/32	1/23÷1/30	1/10÷1/16,5
Zużycie betonu [m^3/m^2]	0,88	0,68	0,77	0,65	0,62	0,79
Zużycie sprężenia [kg/m^2]	43,5	27,9	45,4	44,1	42,8	19,5

Wskaźniki wykorzystania materiałów krajowych obiektów belkowych są silnie zróżnicowane. Zużycie betonu wynosi zazwyczaj $0,60 \div 0,90 \text{ m}^3/\text{m}^2$, a stali sprężającej $19 \div 45 \text{ kg}/\text{m}^2$, chociaż zdarzają się przypadki $55 \div 65 \text{ kg}/\text{m}^2$.

3. PRZYKŁAD PROJEKTOWANEGO WIADUKTU

3.1. Opis obiektu

Zagadnienie wpływu objętości betonu i masywności dźwigarów głównych na wskaźniki zużycia stali sprężającej przeanalizowano przy okazji prac nad projektem koncepcyjnym dwuprzęsłowego wiaduku drogowego o znacznych rozpiętościach przęsła $L_t = 2 \times 50 \text{ m}$ i szerokości $B = 20,60 \text{ m}$ (rys 1). Rozpatrywano trzy warianty (W-1, W-2, W-3) smukłości przekroju przęsła.



Rys. 1. Wiadukt sprężony poddany wariantowym obliczeniom:
a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny

Obiekt zaprojektowano na klasę obciążenia A według PN-S-10030:1985 [17] z dodatkowym pojazdem $0,3 \times K$ wymaganym przez Inwestora. Przyjęto beton B60 ($\sim C50/60$) i stal sprężającą klasy $R_{yk} = 1860$ MPa. Metodę wymiarowania konstrukcji zaczerpnięto z normy PN-S-10042:1991 [18] (formalnie wycofaną), wymaganej w PFU (program funkcjonalno-użytkowy).

3.2. Założenia przyjęte do obliczeń

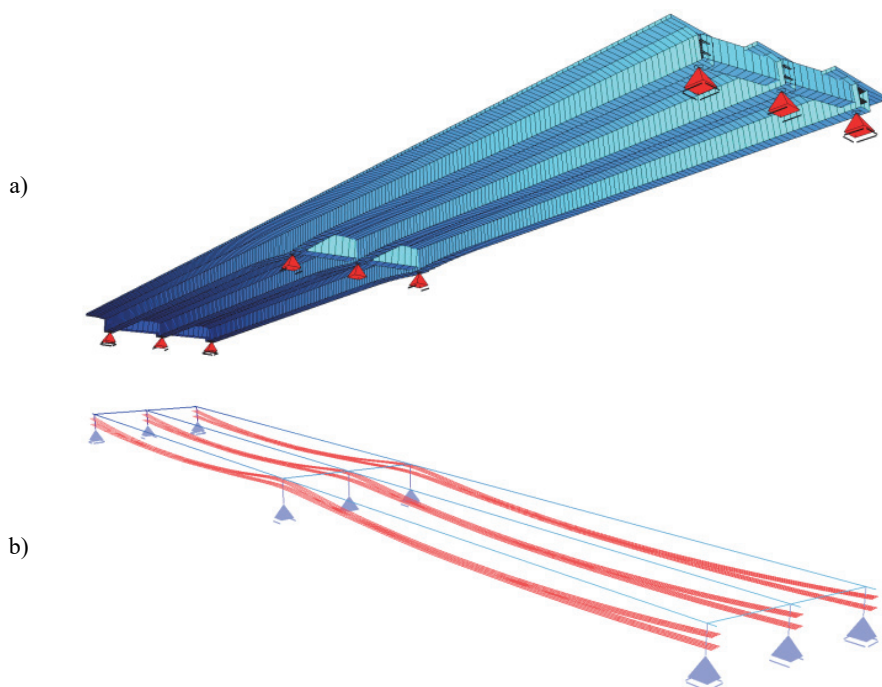
Na etapie opracowania projektu koncepcyjnego wiaduktu, z uwagi na znaczne rozpiętości przęsła $2 \times 50,0$ m, przeanalizowano kilka wariantów (W-1, W-2, W-3) smukłości belek przekroju poprzecznego ustroju. Jako kryterium wyjściowe przyjęto zapewnienie sprężenia ograniczonego (brak zarysowania) w każdym stadium pracy konstrukcji sprężonej (budowy – *Stan 0*, bezużytkowym – *Stan 1* i użytkowym – *Stan 2max/2min*) w rozumieniu [5, 7, 18].

Obliczenia przęsła przeprowadzono według typowego scenariusza, stosowanego w dotychczasowej krajowej praktyce projektowej, zgodnie z normą PN-S-10042:1991 [18]:

- sprawdzenie w każdym stadium pracy ustroju sprężonego (*Stan 0* – faza budowy, *Stan 1* – faza bezużytkowa, *Stan 2* – faza użytkowa) rozciągających naprężeń charakterystycznych w skrajnych włóknach dźwigara wraz z identyfikacją fazy pracy przekroju (I – niezarysowana, II – zarysowana),
- sprawdzenie ściskających obliczeniowych naprężeń w betonie w poszczególnych stadiach pracy, przy warunku $\sigma_b \leq R_{bl}$ ($R_{bl} = 34,6$ MPa – wytrzymałość obliczeniowa betonu B60 na ściskanie),
- weryfikacja współczynnika pewności $s_1 = 1,20$ na nieprzekroczenie momentu rysującego, co sprowadza się do warunku $M_{cr} \geq s_1 \cdot M_k$,
- sprawdzenie ugięcia od obciążeń ruchomych $u(K+q+q_d) \leq f_{dop} = L/800$,
- sprawdzenie nośności granicznej i współczynnika pewności na zniszczenie przekroju krytycznego, zgodnie z warunkami $M_{ns} \geq s_2 \cdot M_k$ z uwagi na uplastycznienie stali rozciąganej oraz $M_{nb} \geq s_3 \cdot M_k$ ze względu na zmiażdżenie betonu strefy ściskanej ($s_2 = 2,0$, $s_3 = 2,4$).

Model numeryczny wiaduktu to ruszt belkowy z dodatkową cienką powłoką pełniącą rolę elementu dystrybuującego obciążenia ($e^1 + e^2$, p^3), wykonany w środowisku MES SOFiSTiK (rys. 2) [12, 15]. Uwzględniono rzeczywisty poziom usytuowania (mimośród) łożysk poniżej dolnej krawędzi belek. Pręty poprzeczne rusztu odwzorowują jednostkowe pasma płyty pomostu.

W belkach nośnych zastosowano dwie trasy kabli sprężających. Z uwagi na dwuprzęsłowy schemat statyczny obiektu uzmienniono wysokość dźwigarów nad podporą w zakresie $2,10 \div 2,60/3,0$ m. W poszczególnych wariantach przyjęto następujące ilości sprężenia w belce: 10 kabli $25\varnothing 15,7$ mm (W-1), 10 kabli $22\varnothing 15,7$ mm (W-2), 10 kabli $19\varnothing 15,7$ mm (W-3). Przykładowy przebieg tras ciągnięć przedstawiono na rys. 2b (W-3). Przyjęto: $R_{yk} = 1860$ MPa, $E_v = 195$ GPa, $a_p = 6$ mm, $\mu = 0,20$, $k = 0,4$ °/m, $A_{spl} = 150$ mm², $t_0 = 14$ dni, $RH = 75\%$.



Rys. 2. Wizualizacja analizowanego obiektu – wariant W-3: a) model numeryczny MES konstrukcji, b) przebieg tras kabli sprężających

3.3. Niektóre wyniki obliczeń

Dobór liczby splotów w zdefiniowanych ciągach, stosownie do rozpatrywanych wariantów geometrii przekroju wiaduktu, przeprowadzono na podstawie analizy rozciągających naprężeń charakterystycznych i ściskających naprężeń obliczeniowych w skrajnych włóknach dźwigara. Trasowanie, przekrój i naciąg kabli determinowany jest w zasadzie przez cztery wartości.

W stadium początkowym (*Stan 0*), kiedy podczas naciągu nie występuje jeszcze strata spowodowana poślizgiem cięgien w zakotwieniach oraz nie zaszły zjawiska reologiczne, istotne są naprężenia we włóknach dolnych belki (σ_d) przy podporze pośredniej i we włóknach górnych w strefie przęsłowej (σ_g). W tych przekrojach z uwagi na największą intensywność sprężenia istnieje ryzyko przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie $R_{btk0.05}$ i zarysowania dźwigarów. Natomiast w stanie użytkowym (*Stan 2max/2min*), kiedy efekt sprężenia jest zredukowany o straty doraźne i opóźnione, kluczowe są naprężenia dolnych krawędzi dźwigara (σ_d) w strefie przęsłowej oraz naprężenia we włóknach górnych nad podporą pośrednią (σ_g).

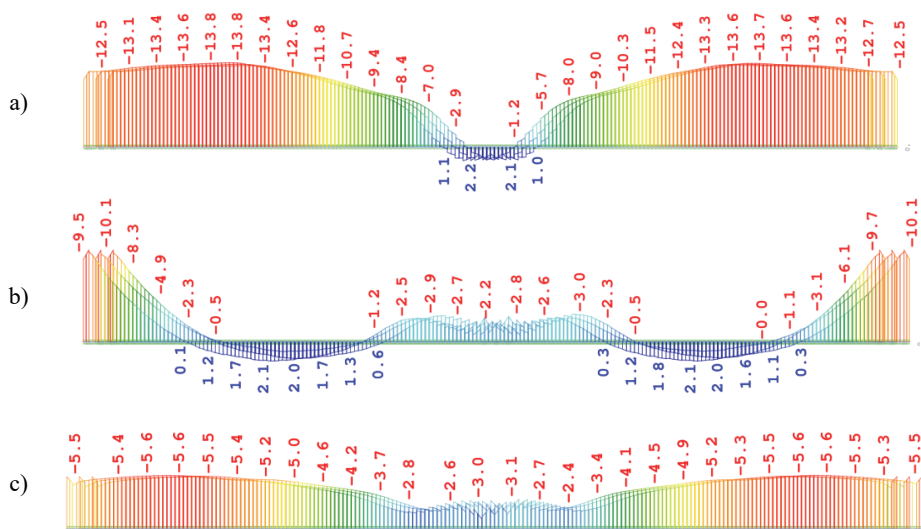
W przykładzie straty doraźne siły sprężającej wynoszą około 7%. Ze względu na duże rozpiętości przęsła (2×50 m), biorąc pod uwagę belkowo-płytkowy przekrój wiaduktu, nieznacznie zawyżono straty reologiczne siły sprężającej do około 16÷17% (zwykle straty te są na poziomie 12÷15%). Zestawienie naprężeń, z uwidocznieniem wartości w przekrojach "krytycznych" z punktu widzenia doboru tras cięgien (kolor zielony), zawiera tablica 2.

Tablica 2. Wartości naprężeń w dźwigarze głównym z obwiedni.

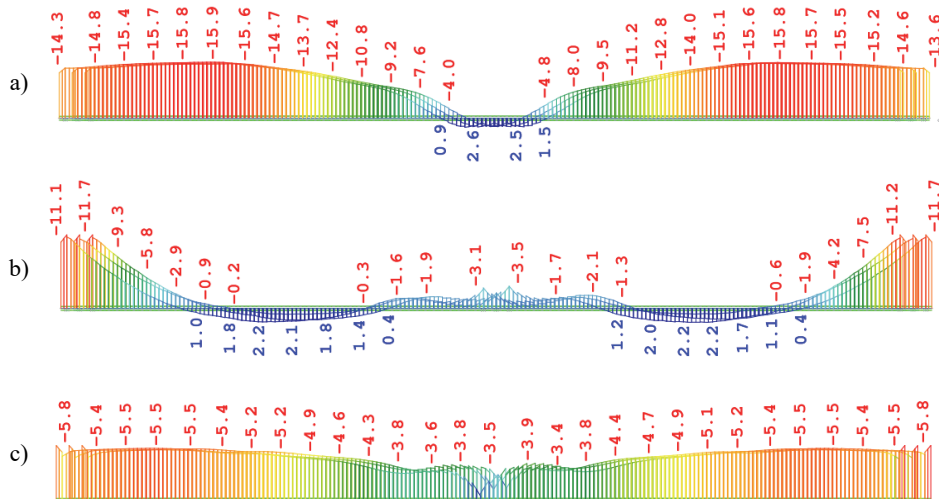
Wariant	Sprężenie	Stadium pracy	Naprężenia charakterystyczne (SGU) w betonie dźwigara głównego			
			Strefy przęsłowe		Strefy przypodporowe	
			dołem σ_d [MPa]	górną σ_g [MPa]	dołem σ_d [MPa]	górną σ_g [MPa]
W-1	10 kabli 25Ø15,7mm $P_0 = 0,70 \cdot P_{vk}$	<i>Stan 0</i>	- 13,85	- 5,16	+ 2,21	- 11,95
		<i>Stan 1</i>	- 5,53	- 8,08	- 2,35	- 5,12
		<i>Stan 2</i>	+ 2,10	- 12,46	- 14,22	- 2,08
W-2	10 kabli 22Ø15,7mm $P_0 = 0,73 \cdot P_{vk}$	<i>Stan 0</i>	- 15,88	- 5,13	+ 2,63	- 13,24
		<i>Stan 1</i>	- 7,06	- 8,17	- 3,20	- 6,73
		<i>Stan 2</i>	+ 2,24	- 13,24	- 14,30	- 1,21
W-3	10 kabli 19Ø15,7mm $P_0 = 0,80 \cdot P_{vk}$	<i>Stan 0</i>	- 18,66	- 4,96	+ 2,55	- 13,38
		<i>Stan 1</i>	- 8,42	- 7,47	- 1,87	- 7,20
		<i>Stan 2</i>	+ 2,50	- 13,44	- 15,17	- 1,59

Uwagi: 1) znak „+” oznacza rozciąganie, znak „-” ściskanie, 2) kolorem szarym zaznaczono wartości naprężeń "krytycznych" determinujących przebieg tras kabli, 3) $R_{btk0,05} = 2,70$ MPa, 4) w tablicy podano naprężenia ekstremalne na podstawie obwiedni, 5) naprężenia ściskające charakterystyczne przedstawiono w celach poglądowych ze względu na możliwość identyfikacji stopnia sprężenia dźwigarów

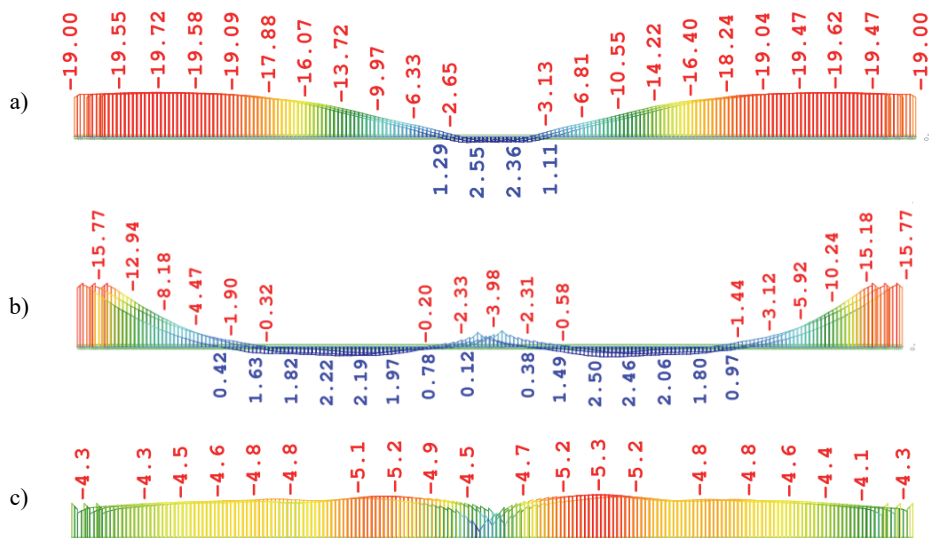
Obwiednie charakterystycznych naprężeń normalnych w skrajnych (górnym i dolnym) włóknach dźwigarów nośnych, z rozróżnieniem na poszczególne stadia obciążenia ustroju (*Stan 0*, *Stan 1*, *Stan 2max/2min*), zobrazowano na rys. 3÷5. Obwiednie ugięć u_z od obciążeń ruchomych ($K+0,3K+q$) przedstawiono na rys. 6. W celach poglądowych, na rys. 7 zaprezentowano wykresy oddziaływania cięgien sprężających na skrajną (najbardziej obciążoną) belkę wariantu W-3 w postaci momentów zginających od sprężenia M_y , z podziałem na część izostaticzną (pierwotną) i wzbudzoną (wtórną) oraz łączny (efektywny) wpływ kabli na dźwigar.



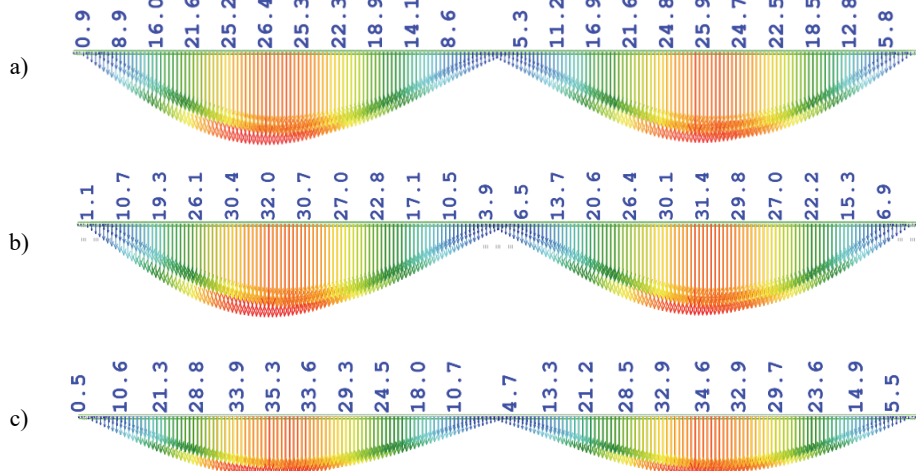
Rys. 3. Naprężenia charakterystyczne w betonie σ_b [MPa] w przekrojach „krytycznych” wariantu W-1 (przesło masywne): a) *Stan 0* – budowy, włókna dolne, b) *Stan 2max* – użytkowy, moment przesłowy, włókna dolne, c) *Stan 2min* – użytkowy, moment podporowy, włókna górne



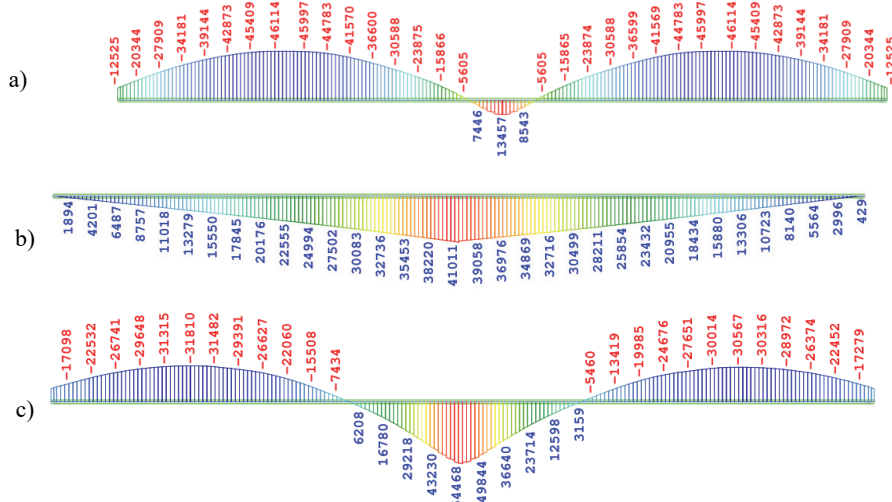
Rys. 4. Naprężenia charakterystyczne w betonie σ_b [MPa] w przekrojach „krytycznych” wariantu W-2 (przesło średnio masywne): a) *Stan 0* – budowy, włókna dolne, b) *Stan 2max* – użytkowy, moment przesłowy, włókna dolne, c) *Stan 2min* – użytkowy, moment podporowy, włókna górne



Rys. 5. Naprężenia charakterystyczne w betonie σ_b [MPa] w przekrojach „krytycznych” wariantu W-3 (przeszło smukłe): a) *Stan 0* – budowy, włókna dolne, b) *Stan 2max* – użytkowy, moment przęsłowy, włókna dolne, c) *Stan 2min* – użytkowy, moment podporowy, włókna górne



Rys. 6. Ugięcia teoretyczne u_z [mm] od obciążeń ruchomych (K+0,3K+q): a) wariant W-1 (przekrój masywny), b) wariant W-2 (przekrój średnio masywny), c) wariant W-3 (przekrój smukły)



Rys. 7. Oddziaływanie kabli sprężających na skrajną belkę wariantu W-3 wyrażone za pomocą momentów zginających M_y [kNm] od sprężenia: a) tylko część izostatyczna (pierwotna), b) tylko część wzbudzona (wtórna), c) część pierwotna i wtórna (efektywne oddziaływanie cięgień sprężających na belkę)

W najbardziej korzystnym, pod względem wykorzystania materiałów konstrukcyjnych, wariantie W-3 istotne jest ograniczenie naprężeń rozciągających w poszczególnych fazach (*Stan 0*, *Stan 1*, *Stan 2max/2min*). W przypadku przekrojów przęsłowych na ten parametr największy wpływ ma część izostatyczna (pierwotna) momentów od sprężenia (rys. 7a), natomiast w przekroju podporowym część wzbudzona (wtórna) wynikająca z ciągłego schematu statycznego (rys. 7b). Wartość dodatnia momentu wzbudzonego w przekroju podpory pośredniej kompensuje ujemne momenty podporowe od obciążeń stałych i zmiennych. Łączne oddziaływanie części izostatycznej i wtórnej sprężenia (rys. 7c) przypomina odwróconą obwiednię momentów zginających od obciążeń zewnętrznych stałych i zmiennych ($g+\Delta g+\Delta z+\Delta T+K+0,3K+q$).

W tabelicy 3 zestawiono uzyskane wskaźniki techniczno-ekonomiczne zużycia betonu i stali sprężającej na m^2 rzutu pomostu wiaduktu oraz ważniejsze parametry geometryczne i techniczne projektowanych ustrojów. Syntetycznym parametrem charakteryzującym rozłożenie materiału na szerokości przęsła jest tzw. wskaźnik tęgości dźwigara głównego $\beta = A_b/h^2$ (A_b - pole przekroju belki nośnej, h - wysokość belki).

Przypadek smukłego przekroju przęsła (W-3) umożliwia w stosunku do przekroju masywnego (W-1) redukcję ilości sprężenia o około 24 % przy zmniejszeniu objętości betonu o około 16 %. W wariantie W-3, nawet przy tak smukłych dźwigarach, wykorzystanie dopuszczalnych ugięć normowych od obciążeń ruchomych ($K+0,3K+q$) jest na poziomie 56 %. Wymagana sztywność

ustroju jest zapewniona głównie dzięki przyjęciu sprężenia ograniczonego, co oznacza, że przekrój jest pracuje w fazie I jako niezarysowany.

Tablica 3. Charakterystyka techniczna rozpatrywanych wariantów ustroju

Cecha	Wariant geometrii przekroju przęsła		
	W-1	W-2	W-3
Wysokość belki, przęsło / podpora, H_b [m]	2,10 / 3,00	2,10 / 2,60	2,10 / 2,60
H_{\min} / L	1 / 23,5	1 / 23,5	1 / 23,5
H_{\max} / L	1 / 16,5	1 / 19	1 / 19
Szerokość średnika, b_s [m]	1,60	1,30	1,10
Wskaźnik tęgości przekroju, $\beta = A_b/h^2$	1,255	1,076	0,995
Ilość sprężenia w belce	$10 \times 25\emptyset 15,7\text{mm}$	$10 \times 22\emptyset 15,7\text{mm}$	$10 \times 19\emptyset 15,7\text{mm}$
Naciąg początkowy P_0	$P_0 = 0,70 \cdot P_{vk}$	$P_0 = 0,73 \cdot P_{vk}$	$P_0 = 0,80 \cdot P_{vk}$
Maksymalne naprężenie rozciągające, σ_{bmax} [MPa]	$2,21 < 2,70$ ($\eta = 81,5\%$)	$2,63 < 2,70$ ($\eta = 97,4\%$)	$2,55 < 2,70$ ($\eta = 94,4\%$)
Ugięcie $u_s(K+0,3K+q)$ [mm], $f_{dop} = L/800$	$26,4 < f_{dop} = 62,5$	$32,0 < f_{dop} = 62,5$	$35,3 < f_{dop} = 62,5$
Zużycie betonu [m^3/m^2]	0,80	0,74 (-7,5%)	0,67 (-16%)
Zużycie sprężenia [kg/m^2]	42,9	37,8 (-12%)	32,6 (-24%)

Zaprojektowanie ekonomicznego przekroju wymaga jednak zastosowania maksymalnego, dopuszczonego przez normę PN-S-10042:1991 [18], naciągu początkowego cięgien, równego 80 % siły zrywającej. Również w poszczególnych stadiach pracy konstrukcji sprężonej (budowy, użytkowe) w przekrojach z rozciąganiem betonu, stopień wykorzystania wytrzymałości betonu na rozciąganie $R_{btk0,05}$ wynosi około 95%.

3.4. Komentarz do obliczeń

Zastosowaną metodologię projektowania wiaduktu skomentowano na tle wymagań normy PN-S-10042:1991 [18] oraz w szerszym kontekście – konfrontując niektóre zalecenia normy PN [18] z wytycznymi normy ogólnobudowlanej PN [19] i Eurokodów [20], reprezentujących bardziej aktualny stan wiedzy.

Osiągnięcie zadowalających wskaźników techniczno-ekonomicznych wariantu W-3 o sprężeniu ograniczonym, przy znacznych rozpiętościach i niekorzystnym dwuprzęsłowym schemacie statycznym, uzyskano przez:

- przyjęcie wysokiej klasy betonu B60 (~C50/60) o największej wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie $R_{btk0,05} = 2,70$ MPa,
- zastosowanie w strefach przęsłowych dźwigarów 2,10 m przy $H/L = 1/23,5$,
- zminimalizowanie grubości płyty pomostu do 25 cm wraz z wykonaniem pogrubień płyt do 40 cm w miejscu utwierdzenia w belkach,
- zwięźlenie średników belek do 110 cm przy zapewnieniu wymaganych normą odległości kanałów kablowych ($2 \times \Phi_{os1}$) i otulin (min. Φ_{os1}), z jednoczesnym

- poszerzeniem dźwigarów przy podporach skrajnych z uwagi na możliwość rozmieszczenia bloków kotwiących cięgien,
- uziemiennie wysokości przekroju w strefie podpory pośredniej w zakresie $2,10 \div 2,60$ m, przy jednoczesnym obniżeniu („wywłaszczeniu”) tras kabli nad podporą pośrednią (redukcja mimośrodu i rozciągań we włóknach dolnych w *Stanie 0* - budowy),
 - zastosowanie realistycznego ciężaru objętościowego betonu $\gamma_b = 25,0$ kN/m³, który spotyka się w konstrukcjach [3, 11], zamiast $\gamma_b = 27,0$ kN/m³,
 - przyjęcie dużego naciągu początkowego cięgien $P_0 = 0,80 \times P_{vk}$,
 - złagodzenie warunku normowego na ograniczenie naprężeń w cięgnach po stratach doraźnych i reologicznych siły sprężającej $\sigma_{pmt} \leq 0,55 \cdot R_{vk}$ jako nie przystającego do współczesnych możliwości technologicznych produkcji cięgien sprężających.

Kryterium braku zarysowania pręseł kablobetonowych zapewnia co najmniej sprężenie ograniczone ($\sigma_b \leq R_{btk0.05}$). W normie PN-S-10042:1991 [18] (formalnie wycofana, ale w praktyce nadal stosowana) ocenę możliwości zarysowania przeprowadza się uwzględniając wytrzymałość $R_{btk0.05}$ (kwantyl 5%), a więc z 95% prawdopodobieństwem pewności nie pojawienia się rys. Natomiast w PN-EN 1991-2 [20] (eurokod "mostowy") podobny warunek jest łagodniejszy i bazuje na średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie $f_{ct,eff} = f_{ctm} > 2,90$ MPa (kwantyl 50%). Wartość f_{ctm} jest około 29÷44% większa niż $R_{btk0.05}$. Dla betonu B60 $f_{ctm} = 1,44 \cdot R_{btk0.05}$. Według Eurokodu [16, 20] jako wytrzymałość miarodajną (f_{ctm} lub $f_{ctk0.05}$) należy przyjąć tę samą wartość, którą zastosowano w obliczeniach minimalnego pola zbrojenia rozciąganego $A_{s,min}$.

Ekonomicznemu projektowaniu sprzyja stosowanie małych szerokości średników belek, o wartościach wynikających z możliwości rozmieszczenia kanałów kablowych w jak najmniejszych, ale zgodnych z normą, rozstawach ($2 \times \Phi$) i minimalnych dopuszczalnych przez PN-S-10042:1991 otulinach (Φ).

W projektowanym wiadukcie "krytyczne", determinujące dobór sprężenia (trasy, ilość cięgien, naciąg początkowy), okazały się naprężenia we włóknach dolnych przy podporze pośredniej w stadium budowy (*Stan 0* - największa intensywność sprężenia) oraz naprężenia we włóknach dolnych stref przęsłowych w stadium użytkowym (*Stan 2max* - maksymalny moment przęsłowy, siła sprężająca po stratach doraźnych i reologicznych).

W opracowaniu uznano warunek normowy $\sigma_{pmt} \leq 0,55 \cdot R_{vk}$ jako zbyt konserwatywny. Jest on sporadycznie stosowany w praktyce projektowej. W normie PN-S-10042:1991 [18] został zaczerpnięty i skalibrowany na podstawie przepisów projektowania konstrukcji sprężonych z lat 60-tych XX wieku [5], kiedy funkcjonowało pojęcie globalnych współczynników bezpieczeństwa. Wartość 0,55 jest odwrotnością iloczynu współczynnika obciążeń dla efektów sprężenia $\gamma_f = 1,20$ i współczynnika materiałowego cięgien (drutów lub lin o wysokiej wytrzymałości) $\gamma_m = 1,50$, tj. $1/(\gamma_f \gamma_m) = 1/(1,20 \cdot 1,50) \approx 0,55$. We współczesnych

przepisach PN-EN [16, 20], przy dzisiejszych możliwościach produkcji współczynnik materiałowy dla stali sprężającej $\gamma_m = 1,15$. Zmodyfikowany warunek na naprężenia trwale można przyjąć w postaci $\sigma_{pmt} \leq 0,72 \cdot R_{vk}$. Warto wspomnieć, że w normie ogólnobudowlanej PN-B-03264:2002 [19] przyjmowano $\sigma_{pmt} \leq 0,65 \cdot R_{vk}$, natomiast w formalnie obowiązującej PN-EN 1992-2 [20] ograniczenie tego typu nie występuje. W PN-EN ograniczone są tylko naprężenia wciągach w chwili kotwienia $\sigma_{p,max} \leq 0,80 \cdot f_{pk}$ i $\sigma_{p,max} \leq 0,90 \cdot f_{p0,1k}$ oraz po stratach do różnych siły sprężającej $\sigma_{pm0} \leq 0,75 \cdot f_{pk}$ i $\sigma_{pm0} \leq 0,85 \cdot f_{p0,1k}$.

Na uzyskane wskaźniki zużycia betonu $0,67 \text{ m}^3/\text{m}^2$ i stali sprężającej $32,6 \text{ kg}/\text{m}^2$, wariantu W-3 mają wpływ:

- znaczna rozpiętość przęseł ($2 \times 50\text{m}$) jak na ustrój belkowo-płytkowy,
- duża wartość obciążenia ruchomego klasy A - dodatkowy pojazd $0,3 \times K = 240 \text{ kN}$ oraz obciążenie taborem $q = 4,0 \text{ kN}/\text{m}^2$ poszerzenia jezdni o $4,50 \text{ m}$ ze względu na widoczność (wiadukt w łuku poziomym $R = 1200 \text{ m}$),
- niekorzystny dwuprzęsłowy schemat statyczny (duże momenty podporowe),
- konieczność zapewnienia sprężenia ograniczonego (brak zarysowania) we wszystkich stadiach pracy (budowy, bezużytkowe, użytkowe) w przekrojach „krytycznych” (przęsłowy i przy podporze pośredniej).

Biorąc pod uwagę schemat statyczny, rozpiętości wiaduktu oraz zwiększone obciążenie ruchome ($K+0,3K$) należy stwierdzić, że w wariantcie W-3 uzyskano optymalne wskaźniki techniczno-ekonomiczne zużycia materiałów konstrukcyjnych.

4. PODSUMOWANIE

W ciągu ostatnich 15 lat obserwuje się wzmożone zainteresowanie kablobetonowymi ustrojami mostowymi o przekrojach belkowych. W systemie "projektuj i buduj", z punktu widzenia Wykonawców, często stanowią alternatywę dla konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych o rozpiętościach przęseł $30 \div 50\text{m}$. Charakteryzują się one korzystniejszymi warunkami pracy statyczno-wytrzymałościowej (faza I, przekroje niezarysowane, brak redukcji sztywności) niż przęsła żelbetowe i większą odpornością na wpływy atmosferyczne. Podstawową zaletą ustrojów mostowych z betonu sprężonego jest możliwość zwiększania rozpiętości przęseł przy rozsądnych wskaźnikach techniczno-ekonomicznych.

Krajowe belkowe wiadukty sprężone charakteryzują się zróżnicowanymi wskaźnikami zużycia betonu $\eta_{bet} \approx 0,60 \div 0,90 \text{ m}^3/\text{m}^2$ i stali sprężającej $\eta_{spr} \approx 19 \div 45 \text{ kg}/\text{m}^2$. Zdarzają się również przypadki $\eta_{bet} > 1,0 \text{ m}^3/\text{m}^2$ i $\eta_{spr} \approx 55 \div 65 \text{ kg}/\text{m}^2$. Wynika to z przyjętych założeń (kryteriów) wyjściowych, przyzwyczajień i doświadczenia projektantów, a także z parametru masywności przekroju przęseł. Na podstawie zaprezentowanego przykładu należy stwierdzić, że warunkiem bazowym do optymalizacji przęseł sprężonych pod względem zużycia materiałów

konstrukcyjnych jest przyjęcie znacznej smukłości (minimalnej masywności) przekrojów belek. Konsekwencją jest zazwyczaj wysoki stopień wykorzystania warunków normowych oraz konieczność urealnienia niektórych przestarzałych wymagań przepisów projektowania.

W tym miejscu warto przypomnieć oczywistą zasadę – na wskaźniki zużycia materiałów wpływa przede wszystkim rozpiętość przęsła – momenty zginające są proporcjonalne do liniowej kombinacji rozpiętości i jej kwadratu ($M_y \sim a \times L + b \times L^2$). Nie należy wymagać tych samych wskaźników w przypadku konstrukcji znacznie różniących się rozpiętościami przęseł.

Zdaniem autorów, w przypadku przęseł belkowych większych rozpiętości około 40÷50 m, wskaźniki wykorzystania betonu w zakresie 0,65÷0,70 m³/m², a stali sprężającej na poziomie 25÷35 kg/m² należy uznać za optymalne ekonomicznie i bezpieczne. W silnie wyteżonych konstrukcjach sprężonych o smukłych przekrojach kluczową kwestią zapewniającą powodzenie jest przestrzeganie reżimów technologicznych, gdyż ustroje "optymalne" są bardziej wrażliwe na niedoskonałości i błędy wykonawstwa.

LITERATURA

1. Ajdukiewicz A., Mames J., *Konstrukcje z betonu sprężonego*, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2004.
2. Abramski M., Wasilewski B., *O obliczaniu kablobetonowych ciągłych dźwigarów mostowych*, Inżynieria i budownictwo 1/2016.
3. Biliszczuk J., *Kilka uwag o projektowaniu mostów z betonu sprężonego*, Seminarium WDM: Trwałość obiektów mostowych, DWE, Wrocław 2012.
4. Hanaczowski M., *Momenty wzbudzone w konstrukcjach sprężonych i ich uwzględnianie w stanach granicznych*, WDM, ISBN 978-83-7125-275-4, DWE, 2017.
5. Kaufman S., Olszak W., Eimer C., *Budownictwo betonowe. Tom III - Konstrukcje sprężone*, Arkady, Warszawa, 1965.
6. Machelski Cz., *Modelowanie sprężenia mostów*, DWE, Wrocław 2010.
7. Madaj A., Wołowicki W., *Projektowanie mostów betonowych*, WKŁ, 2010.
8. Markocki B., Mossakowski P., Oleszek R.: *Estakady węzła MPL "Okęcie" o konstrukcji kablobetonowej zakrzywione w planie*, Inżynieria i budownictwo 2/2013.
9. Mossakowski P., Trochymiak W., *Specyfika kablobetonowych, dwuprzęsłowych, drogowych obiektów mostowych*, Konferencja Naukowo-Techniczna "Konstrukcje sprężone", ISBN 978-83-941947-2-7, Kraków, 18-20 kwietnia 2018 r.
10. Mossakowski P., Trochymiak W., Radomski W., *The impact of using concrete of various density on the state of stresses in prestressed concrete flyovers over highways*, International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, Procedia Engineering 193/2017.
11. Mossakowski P., Radomski W., Trochymiak W., *Wpływ gęstości betonu na stan naprężeń w mostowych konstrukcjach sprężonych*, "Teoretyczne podstawy budownictwa - Tom III, Konstrukcje inżynierskie", red. S. Jemiolo, M. Gajewski, OW PW, ISBN 978-83-7814-157-0, Warszawa, 2013.
12. O'Brien E. J., Keogh L. D., *Bridge deck analysis*, E and FN Spon, London, 1999.

13. Oleszek R., Mossakowski P., Markocki B., Kolenkiewicz L., *Beton sprężony jako efektywny materiał konstrukcyjny do budowy dwubelkowych obiektów inżynierskich*, Elamed, Mosty 4/2014.
14. Radomski W., Oleszek R., Mossakowski P., *O projektowaniu mostowych konstrukcji kablobetonowych w świetle PN-91/S-10042 i PN-EN 1992-1-1*, Drogownictwo 7–8/2013.
15. Rombach G.A., *Finite element design of concrete structures*, Thomas Telford Publishing, London, 2004.
16. Sekcja Konstrukcji Betonowych KiLiW PAN: *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2*, DWE, Wrocław 2006.
17. PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe. Obciążenia.
18. PN-B-10042:1991 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
19. PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
20. PN-EN 1992-2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczenia i reguły konstrukcyjne.

THE IMPACT OF CONCRETE VOLUME ON PRESTRESSING STEEL CONSUMPTION IN TWO SPAN ROAD OVERPASS

Summary

The paper presents the analysis of the effect of concrete volume and massiveness of main girders on the wear indicators of prestressing steel based on a conceptual design of a two-span, beam road overpass with spans of 2×50 m and a width of 20,60 m. This viaduct was designed for the load class A according to PN-S-10030:1985 with an additional vehicle $0.3 \times K$ required by the Investor. The methodology of structure calculations was taken from the PN-S-10042:1991 standard. The conclusions and observations resulting from the simulations carried out, in relation to the obtained indicators of the consumption of concrete and prestressing steel per m^2 of the bridge projection and some standard recommendations was presented in this paper.