



CZESŁAW MACHELSKI¹⁾
ROBERT TOCZKIEWICZ²⁾

WSPÓŁCZYNNIKI PRZECIĄŻENIA PODPARCIA PRZĘSŁA BUDOWANEGO METODĄ NAWISOWĄ

STRESZCZENIE. Przy analizie bezpieczeństwa budowy mostów w technologii betonowania nawisowego, dokonuje się niezależnej oceny konstrukcji przęseł i podpór. Niniejsza praca dotyczy skutków przeciążenia podparcia montażowego, stosowanego zwykle podczas wykonywania przęseł tą metodą. Wpływ wybranych czynników rozpatruje się na przykładzie mostu, wybudowanego w Kędzierzynie-Koźlu, którego podparcie w fazie wznoszenia pracuje specyficznie z uwagi na znaczny ukos konstrukcji. Zagadnienie bezpieczeństwa w czasie budowy sprawdza się przy zastosowaniu współczynników przeciążenia wspornika, wykorzystywanych również w projektowaniu podparcia montażowego. W artykule uwzględnia się uwarunkowania projektowe asymetrii obciążenia (rozmieszczenie bosaży kabli sprężających w przekroju podłużnym) oraz wpływ czynników losowych (wymiaru przekroju poprzecznego segmentów, traktowane jako zmienne losowe). Dokonuje się także oceny skutków braku symetrii betonowania segmentów. W pracy wyróżnia się współczynniki przeciążenia segmentów oraz wspornika. Te pierwsze zazwyczaj są wielokrotnie większe niż obliczone na ich podstawie wartości globalne dla wspornika.

1. WPROWADZENIE

Na etapie budowy mostów, realizowanych w technologii betonowania nawisowego, dokonuje się niezależnej oceny bezpieczeństwa konstrukcji przęseł i podpór [1-4].

¹⁾ dr hab. inż. – profesor na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej

²⁾ mgr inż. – Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY WROCŁAW

Artykuł dotyczy skutków przeciążenia podparcia montażowego, stosowanego zwykle w tej metodzie wznoszenia.

Technologia betonowania wspornikowego (nawisowego) przęseł mostów belkowych wykorzystywana była z powodzeniem na wielu krajowych budowach. Parametry wybranych obiektów, wybudowanych w Polsce, podano w tablicy 1. Analizy przedstawione w pracy dotyczą mostu przez rzekę Odrę, w ciągu południowej obwodnicy Kędzierzyna-Koźła, o największej w Polsce rozpiętości przęsła nurtowego, wynoszącej $L = 140$ m [5, 6]. Widok mostu w fazie zwania przęseł, w końcowym etapie betonowania wspornikowego, pokazano na rysunku 1.

Tablica 1. Wskaźniki geometryczne przęseł wykonywanych metodą nawisową, wybudowanych w Polsce

Table 1. Geometrical indices of cantilevered spans, built in Poland

Miejsce budowy mostu	Rozpiętość przęsła L [m]	Wysokość dźwigara		Grubości płyty dolnej		Wskaźniki	
		H [m]	h [m]	t_H [m]	t_h [m]	H / h	t_H / t_h
most przez Odrę w Krzyżanowicach	80	4,50	1,80	0,50	0,20	2,50	2,50
most przez Odrę w Opolu	100	5,80	2,35	1,20	0,25	2,47	4,80
most przez Wisłę koło Torunia	130	8,00	4,00	0,80	0,25	2,00	3,20
most przez Bug w Wyszkanie	136	7,50	3,10	1,00	0,25	2,42	4,00
most przez Odrę w Kędzierzynie-Koźlu	140	6,20	3,00	1,20	0,23	2,07	5,21



Rys. 1. Widok mostu w Kędzierzynie-Koźlu w trakcie zwania przęseł
Fig. 1. View of the bridge span in Kędzierzyn-Koźle, during connecting of cantilevers

Obiekt ten to betonowa konstrukcja sprężona, o schemacie statycznym belki pięcio-przęsłowej i następujących parametrach technicznych:

- rozpiętości przęseł: 52,5 m + 75,0 m + 140,0 m + 75,0 m + 52,5 m,
- szerokość konstrukcji: $B_u = 13,20$ m,
- kąt skosu konstrukcji: $\alpha = 49^\circ$.

Ustrój nośny stanowi dźwigar skrzynkowy, jednokomorowy. Jego szerokość wynosi $B = 6,40$ m, grubość środników $b_o = 0,50$ m, płyty górnej $t = 0,30$ m. Zmiany grubości płyty dolnej podano w tablicy 1. Nad podporami zaprojektowano przepony, prostopadłe do osi podłużnej przęsła, usytuowane w płaszczyźnie każdego z łożysk.

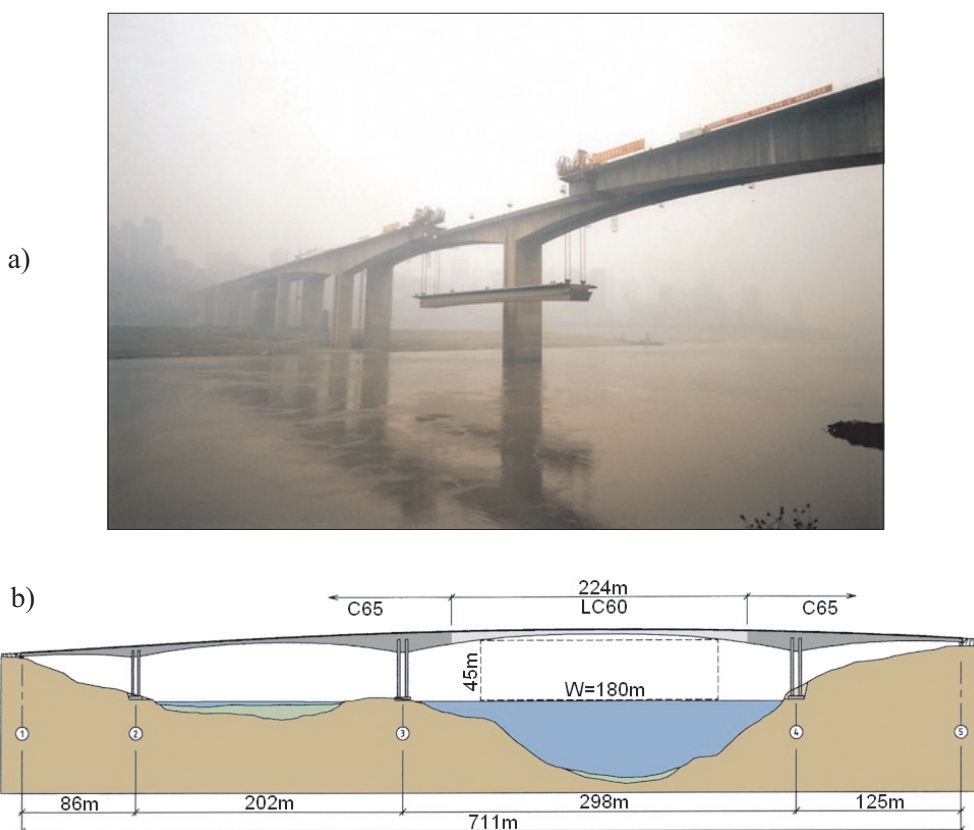
Przęsła, budowane metodą nawisową, wykonano z segmentów o długości $a = 4,80$ m, realizowanych przy pomocy wózka montażowego z podwieszonym urządzeniem formującym, przemieszczającego się na kolejne segmenty. Rusztowanie wyposażone było w urządzenia hydrauliczne i mechaniczne, służące do podnoszenia i opuszczania deskowania oraz do przesuwania i ustawiania w pozycji roboczej. Segmenty wykonywano równocześnie (technologia równoległa) po obydwu stronach filara.

Betonowanie wspornikowe, wykorzystane do budowy mostu w Kędzierzynie, pozwala na wznoszenie przęseł mostów belkowych o znacznej rozpiętości. W tablicy 2 zestawiono obiekty o rekordowych długościach przęseł, wybudowanych w świecie. Wynika z niego, iż krajami przodującymi w budowie tego typu konstrukcji są Norwegia i Chiny. Należy tu zauważyć, że tak duże rozpiętości, znacznie większe niż w Polsce, uzyskano dzięki zastosowaniu:

- konstrukcji mieszanej przęsła, którego część środkową wykonano w postaci skrzynki stalowej o długości 108 m, jak w moście Shibampo, pokazanym na rysunku 2a,
- betonu lekkiego (o ciężarze objętościowym poniżej 20 kN/m^3) do wykonania segmentów środkowej części przęsła, jak w przypadku rekordowych mostów skandynawskich, m.in. mostu Raftsundet, przedstawionego na rysunku 2b.

Tablica 2. Mosty wykonane metodą nawisową o rekordowych rozpiętościach przęseł
Table 2. Record span lengths of cantilever beam bridges

Rozpiętość L [m]	Nazwa mostu	Lokalizacja	Kraj	Rok budowy
330 ^{*)}	Shibampo	Chongqing	Chiny	2006
301	Stolmasundet	Austevoll	Norwegia	1998
298	Raftsundet	Lofoten	Norwegia	1998
298	Sundoy	Leirfjord	Norwegia	2003
270	Humen-2	Guangdong	Chiny	1997
268	Sutong-2	Suzhou-Nantong	Chiny	2009
265	Honghe	Yuanjiang	Chiny	2003
260	Gateway-1	Brisbane	Australia	1986
260	Varodd	Kristiansand	Norwegia	1994
^{*)} środkowa część przęsła stalowa				



Rys. 2. Mosty belkowe o dużych rozpiętościach przęseł, zbudowane w technologii nawisowej: a) Shibano Bridge, b) Raftsundet Bridge

Fig. 2. Large span beam cantilevered bridges: a) Shibano Bridge, b) Raftsundet Bridge

2. EFEKTY PRZECIĄŻENIA WSPORNIKA

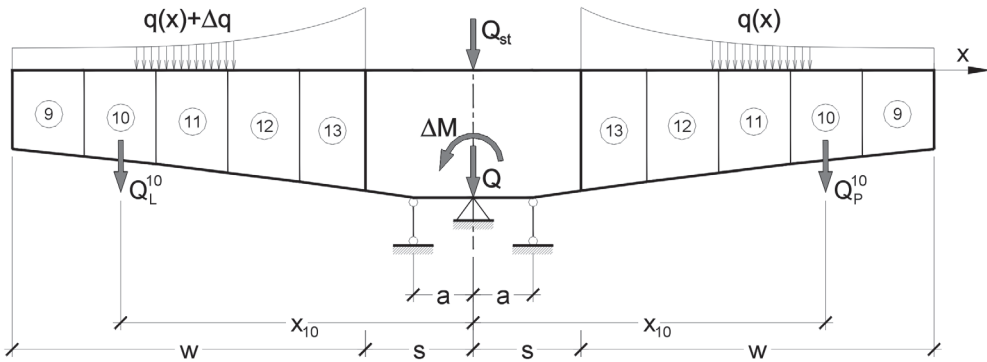
Podczas budowy przęseł w technologii betonowania wspornikowego, z podparciem dwustronnym, jak w analizowanym obiekcie, dąży się do uzyskania symetrii rzeczywistego obciążenia, pochodzącego od ciężarów segmentów Q po lewej (L) i prawej (P) stronie podparcia, jak na rysunku 3. Pożądana jest więc taka sytuacja, gdy w każdej parze segmentów występuje minimalna różnica ich ciężarów

$$\Delta Q^i = (Q_L - Q_P)^i \quad i=1, 2, \dots, n, \quad (1)$$

gdzie n jest liczbą wszystkich segmentów, realizowanych w nawisie (po jednej stronie podpory). Odchylenia ciężarów od wartości projektowych Q^i , powstałe w czasie budowy, określane są zwykle z zastosowaniem współczynników przeciążenia segmentów

$$\gamma^i = \left(\frac{\Delta Q}{Q} \right)^i = 2 \frac{(Q_L - Q_P)^i}{(Q_L + Q_P)^i}, \quad (2)$$

na podstawie danych, zebranych w trakcie wznoszenia przęsła.



Rys. 3. Obciążenia wsporników
Fig. 3. Loading of cantilevers

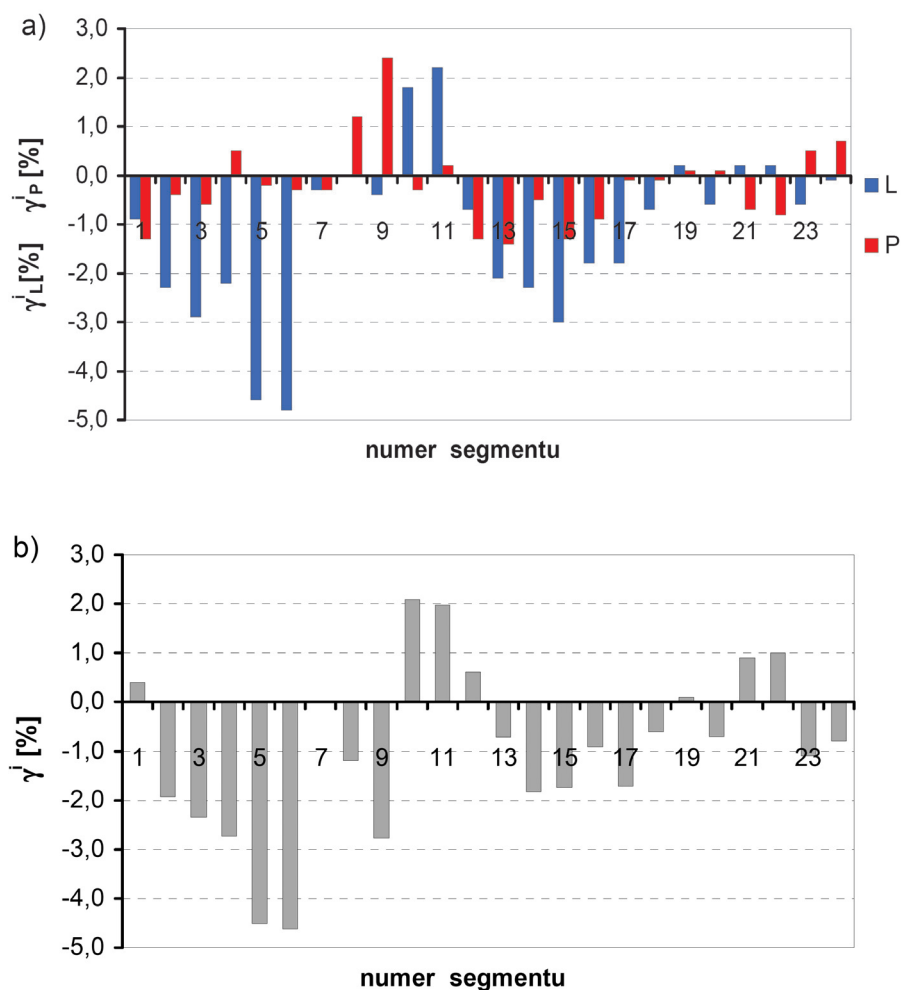
Współczynniki przeciążenia, określane oddzielnie dla każdego z segmentów po lewej i prawej stronie podparcia, obliczane ze wzorów

$$\gamma_L^i = \left(\frac{\Delta Q_L}{Q} \right)^i \quad \text{oraz} \quad \gamma_P^i = \left(\frac{\Delta Q_P}{Q} \right)^i, \quad (3)$$

są zwykle losowo rozproszone na długości wspornika. Ilustruje to przykład wyników, uzyskanych podczas budowy mostu Gateway [7] (tabl. 2), które przedstawiono na rysunku 4a dla obydwu wsporników (L – lewego i P – prawego). Na osi poziomej wykresu podano numery segmentów, przyjmując, że segment nr 1 jest ostatnim budowanym w technologii nawisowej i łączy się ze zwornikiem (kluczem). Segment o numerze 24 został wybudowany w styku z częścią budowaną, na rusztowaniu stacjonarnym (segment startowy). Jako Q^i w (3) przyjęto wartości projektowe ciężarów segmentów. Z wykresów przedstawionych na rysunku 4a wynika, że:

- po stronie lewej wystąpiły większe niedobory betonu niż po stronie prawej,
- po stronie prawej różnice ciężarów segmentów były minimalne,
- wartości dodatnie i ujemnie występowały jako przemienne.

W tym przykładzie mostu ekstremalne wartości współczynników przeciążenia pojedynczych segmentów, obliczone z zależności (3), wynoszą: $\gamma_{\max} = 2,4\%$ oraz $\gamma_{\min} = -4,8\%$.



Rys. 4. Współczynniki przeciążenia podczas wznoszenia mostu Gateway

Fig. 4. Coefficients of overloading during erection of Gateway bridge

Na ich podstawie można obliczyć, wykorzystując związki określające odchylenia od ciężarów projektowych segmentów Q^i

$$\Delta Q_L^i = \gamma_L^i \cdot Q^i \quad \text{oraz} \quad \Delta Q_P^i = \gamma_P^i \cdot Q^i \quad (4)$$

rzeczywiste ciężary segmentów

$$Q_L^i = (1 + \gamma_L^i) Q^i \quad \text{oraz} \quad Q_P^i = (1 + \gamma_P^i) Q^i \quad (5)$$

Podstawiając ich wartości do (2), otrzymuje się współczynniki przeciążenia segmentów po obydwu stronach podpory

$$\gamma^i = \frac{2(\gamma_L - \gamma_P)^i}{(\gamma_L + \gamma_P)^i + 2} . \quad (6)$$

Biorąc pod uwagę małe wartości γ_L^i oraz γ_P^i , można do oszacowań stosować również wzór

$$\gamma^i = \gamma_L^i - \gamma_P^i . \quad (7)$$

W analizowanym przykładzie mostu Gateway [7], otrzymane wartości współczynników przeciążenia par segmentów podano na rysunku 4b.

Bezpieczeństwo podparcia montażowego, wynikające z przeciążenia (niedociążenia) jednego wspornika względem drugiego, określa wartość momentu statycznego (rys. 3), obliczona ze wzoru:

$$\Delta M = \sum_i (Q_L - Q_P)^i \cdot x_i \quad i=1, 2, 3, \dots, r, \dots, n, \quad (8)$$

odniesiona do wypadkowej ciężaru przęsła

$$Q = Q_{st} + \sum_i (Q_L + Q_P)^i \quad (9)$$

w wartości mimośrod

$$e = \frac{\Delta M}{Q} . \quad (10)$$

Do projektowania podpór montażowych stosuje się globalny współczynnik przeciążenia wspornika γ , określony jako stała wartość, w odniesieniu do wszystkich segmentów

$$\gamma = \left(\frac{\Delta Q}{Q} \right)^i = \left(\frac{\Delta q}{q} \right)^i . \quad (11)$$

Przyjmując, że Q^i są wartościami projektowymi ciężaru segmentów i uwzględniając jednolity współczynnik przeciążenia γ , otrzymuje się moment statyczny o wartości

$$\Delta M = \gamma \sum_i Q^i \cdot x_i \quad i=1, 2, 3, \dots, r, \dots, n \quad (12)$$

oraz całkowity ciężar przęsła, budowanego metodą nawisową

$$Q = Q_{st} + 2 \sum_i Q^i , \quad (13)$$

gdzie Q_{st} jest ciężarem segmentu startowego, wykonywanego w stacjonarnym deskowaniu. W przypadku obliczenia wypadkowej ciężaru własnego Q nie stosuje się współczynnika przeciążenia, gdyż składa się on z wzajemnie redukujących się małych wartości.

Biorąc pod uwagę jedynie część wsporników, wybudowaną z zastosowaniem technologii nawisowej, otrzymuje się mimośród obciążenia

$$e_n = \gamma \frac{\sum_i Q^i \cdot x_i}{2 \sum_i Q^i} . \quad (14)$$

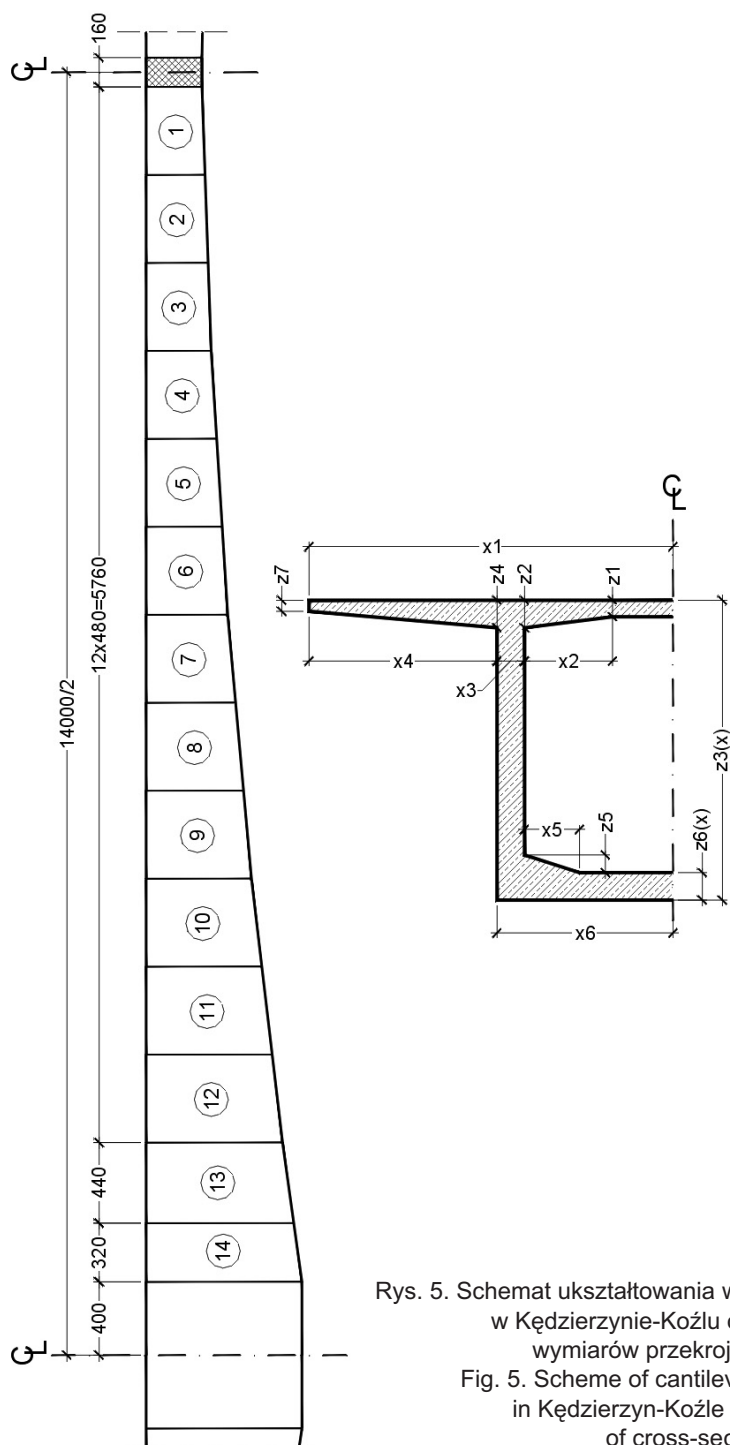
Wartość mimośrodu, od całkowitego obciążenia wsporników ciężarem własnym, wynikająca z przeciążenia segmentów, wynosi:

$$e = \gamma \frac{\sum_i Q^i \cdot x_i}{Q_{st} + 2 \sum_i Q^i} . \quad (15)$$

3. ANALIZA PRZECIĄŻENIA PODPORY

Do sprawdzenia bezpieczeństwa podparcia montażowego w fazie budowy przęsła, przyjmuje się niewielkie wartości projektowe przeciążenia segmentów wspornika (nawet rzędu $\gamma = 2,5\%$). Istotne jest zatem zrealizowanie w czasie budowy założonej w projekcie tolerancji obciążeń, związanej głównie z rzeczywistą geometrią przekroju przęsła.

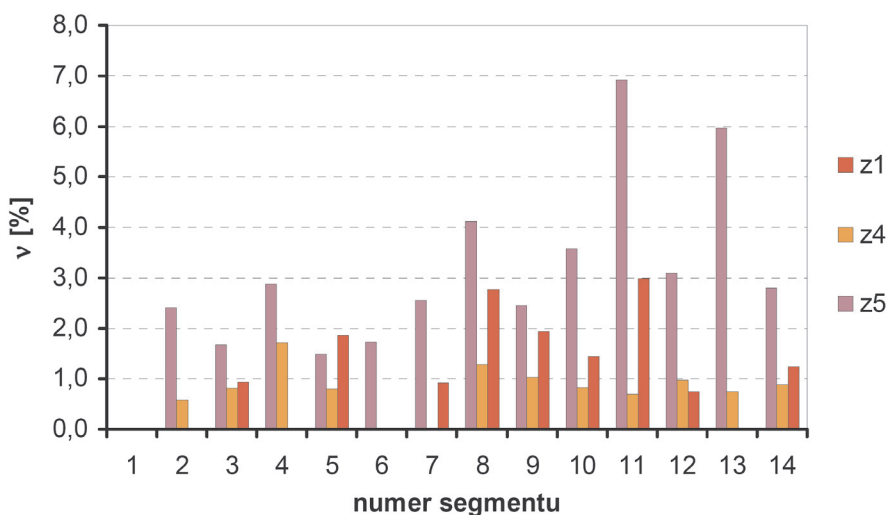
Na rysunku 5 podano przyjęte oznaczenia wymiarów przekroju poprzecznego segmentów analizowanego obiektu w Kędzierzynie Koźlu, traktowanych jako zmienne losowe. Przez $x1$ do $x6$ oznaczono wymiary poziome elementów przekroju poprzecznego, zaś przez $z1$ do $z7$ wymiary pionowe. Dla tak określonych zmiennych, na podstawie pomierzonych in-situ wartości [6], obliczono charakterystyki: wartość średnią m , odchylenie standardowe σ oraz współczynnik zmienności v . Wyniki dla wymiarów przekroju stałych na długości przęsła zestawiono w tablicy 3. Obliczone współczynniki zmienności poszczególnych wymiarów są niewielkie, wynosząc najczęściej $v = 0,5\% \div 2,0\%$, a nieco więcej jedynie w przypadku drugorzędnych wymiarów (np. zmienna $z5$). Nie stwierdzono, aby różniły się one od siebie znacząco w poszczególnych wspornikach mostu. Nie zaobserwowano również zależności pomiędzy ich wartością, a położeniem przekroju (segmentu) na długości przęsła, co przedstawiono na rysunku 6, dla zmiennych $z1$, $z4$ i $z5$ w kolejnych segmentach, przyjmując ich numerację jak na rysunku 5. Podane wartości współczynników zmienności wymiarów są małe, biorąc pod uwagę, że nie dotyczą elementów wykonywanych w zakładzie prefabrykacji, lecz budowanych w terenie.



Rys. 5. Schemat ukształtowania wspornika mostu w Kędzierzynie-Koźlu oraz oznaczenia wymiarów przekroju poprzecznego
 Fig. 5. Scheme of cantilever configuration in Kędzierzyn-Koźle and denotations of cross-section dimensions

Tablica 3. Charakterystyki losowe przekroju poprzecznego przęsła
Table 3. Characteristics of random variables (dimensions of span cross-section)

Strona dźwigara	Parametry	Zmienna losowa									
		x2	x3	x4	x5	x6	z1	z2	z4	z5	z7
lewa	m [mm]	1600	500	3416	1002	3200	307	503	505	168	200
	v [%]	0,0	0,9	0,2	0,8	0,3	2,1	1,1	1,0	5,3	0,7
prawa	m [mm]	1600	500	3417	999	3197	307	503	505	168	201
	v [%]	0,0	1,0	0,2	0,8	0,3	2,1	1,0	1,0	5,9	0,9
wartość projektowa [mm]		1600	500	3400	1000	3200	300	500	500	170	200



Rys. 6. Zmiana współczynników zmienności na długości wspornika
Fig. 6. Change of coefficient of variation along the cantilever length

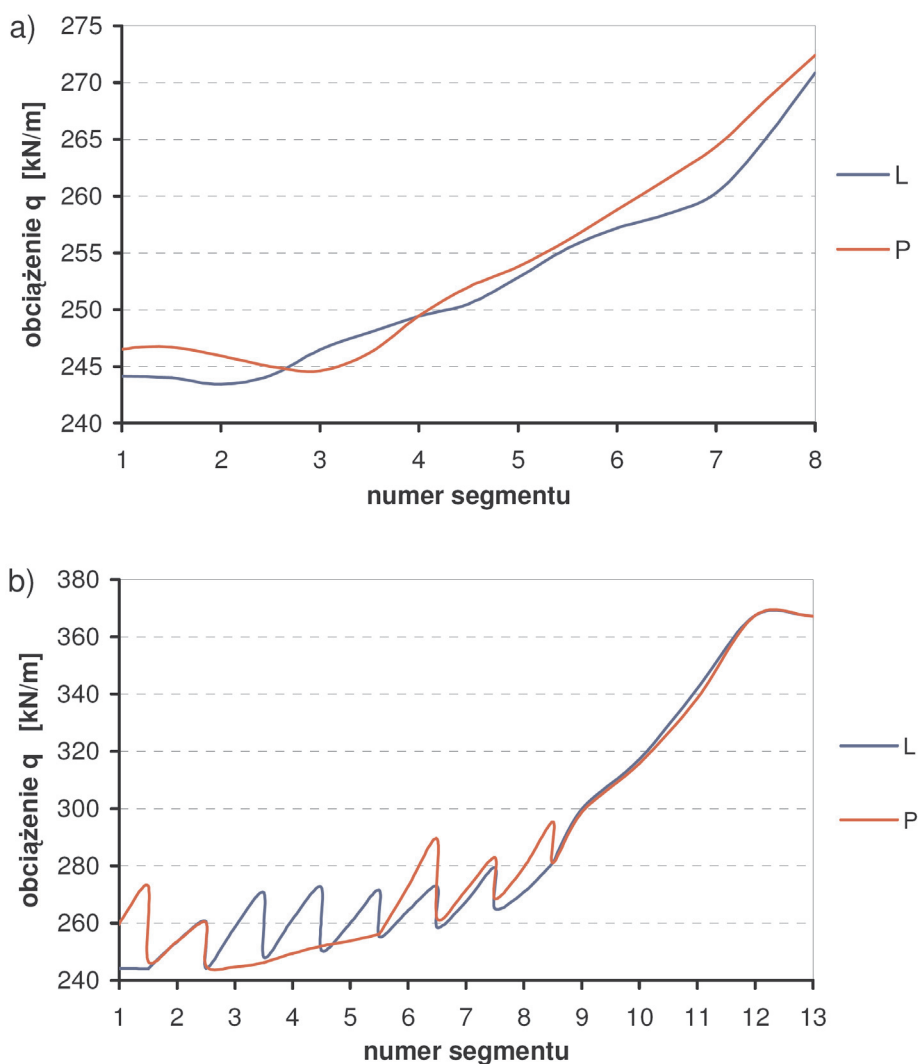
Na rysunku 7a podano ciężar przęsła, określony na podstawie rzeczywistych wymiarów jego przekroju poprzecznego, z uwzględnieniem masy zbrojenia. Obliczone w ten sposób ciężary segmentów, przedstawione jako obciążenie rozłożone wzdłuż osi mostu, dla wspornika lewego (L) i prawego (P), nie wykazują znacznych odchyśleń od wartości projektowych. W przypadku segmentu 7 wzajemna różnica po obu stronach podpory wynosi tylko 1,6 %

$$\frac{q_P}{q_L} = \frac{264,35}{260,28} = 1,016$$

Bardzo dobra zgodność (symetria lewego i prawego wspornika) ciężaru przęsła jest zaburzona nieregularnie rozmieszczonymi bosażami kabli sprężających. Elementy te,

usytuowane w płycie dolnej segmentów, powodują zmianę obciążenia, przedstawioną na rysunku 7b. Jego różnica w styku segmentów 3 i 4 lewego, i prawego wspornika osiąga 9,9 %

$$\frac{q_P}{q_L} = \frac{270,56}{246,20} = 1,099 \text{ .}$$



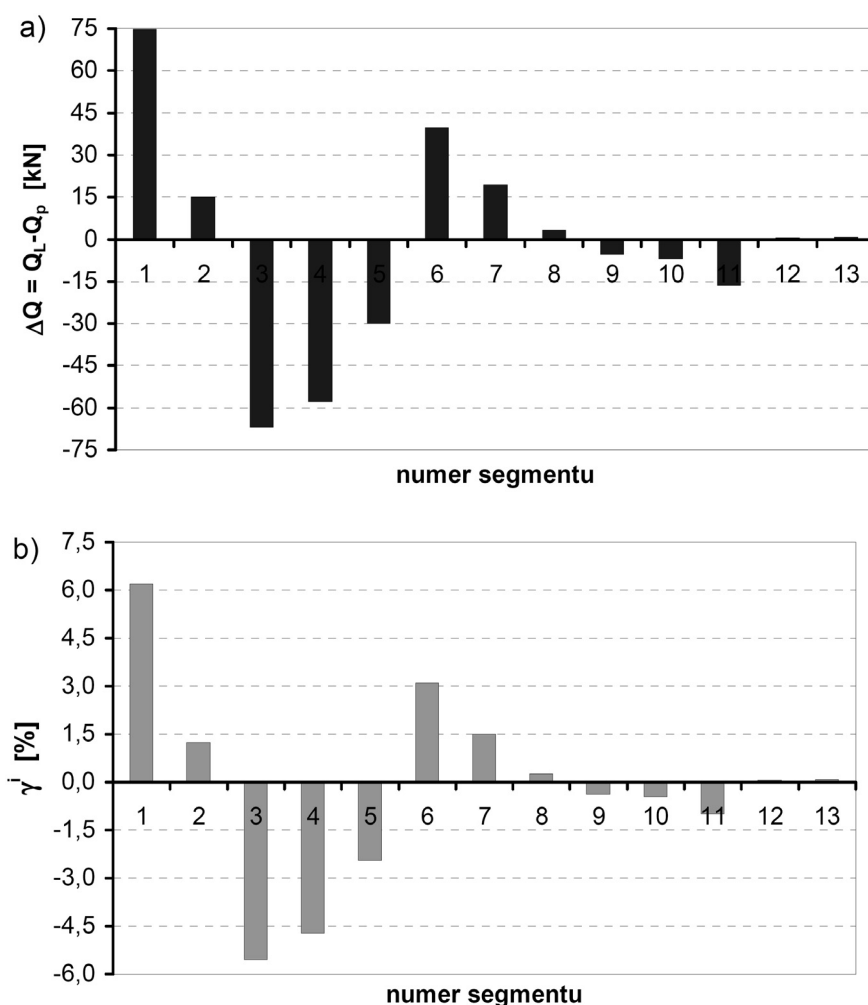
Rys. 7. Intensywność obciążenia rozłożonego wspornika: a) dźwigar bez bosaży, b) dźwigar z bosażami

Fig. 7. Intensity of cantilever uniformly distributed loading: a) girder without anchorages, b) girder with anchorages

Na rysunku 8a podano różnice ciężarów par segmentów $\Delta Q = Q_L - Q_P$, które osiągają maksymalnie ciężar około 3 m³ betonu. Na ich podstawie obliczono współczynniki przeciążenia γ^i zgodnie z (2), otrzymując

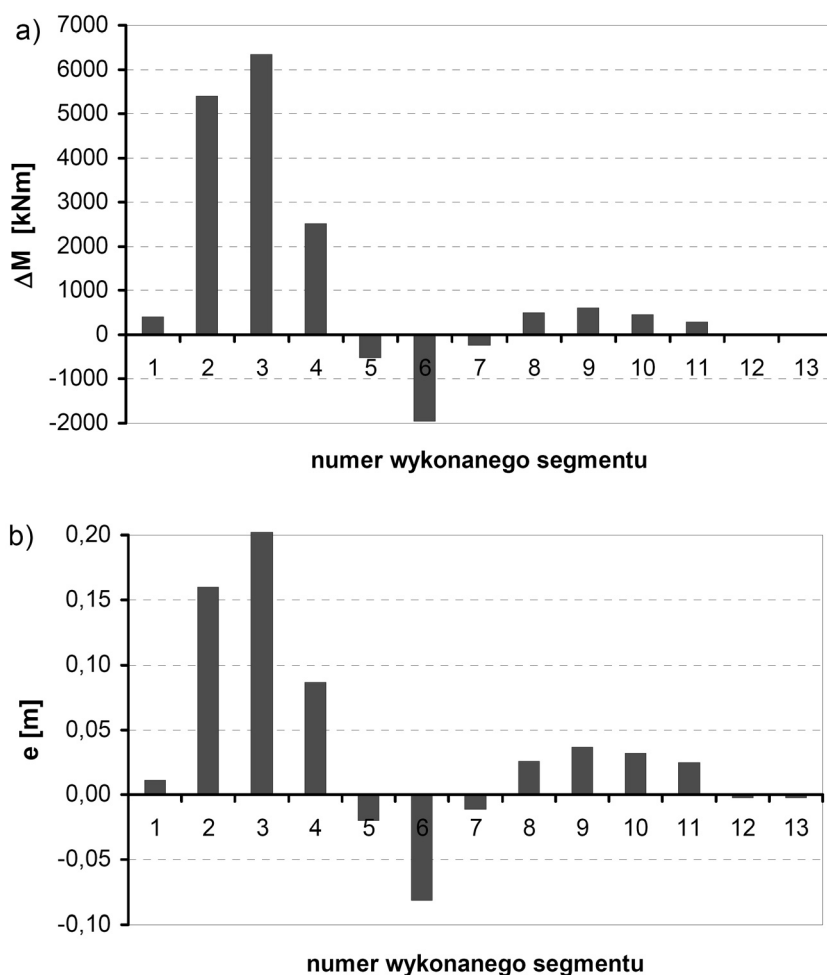
$$\max\left(\frac{\Delta Q}{Q}\right)^{i=1} = 6,1\% \quad \text{oraz} \quad \min\left(\frac{\Delta Q}{Q}\right)^{i=3} = -5,5\% ,$$

co pokazano na rysunku 8b, a więc wartości większe, od podanych na rysunku 4b. W analizowanej konstrukcji uzyskane rezultaty wynikają w głównej mierze z nierównomiernego rozmieszczenia bosaży na długości przęsła. Nie jest to więc wpływ technologicznych czynników o cechach losowych, lecz założonej w projekcie koncepcji konstrukcji.



Rys. 8. Asymetria ciężarów segmentów wspornika mostu w Kędzierzynie-Koźlu
Fig. 8. Assymetry of weights of bridge segments in Kędzierzyn-Koźle

Podczas budowy wspornika metodą nawisową, występują zmiany wartości momentu statycznego ΔM , obliczonego według (8). Jest on najmniejszy w trakcie wykonywania początkowych segmentów mostu (poczynając od nr 13), jak na rysunku 9a, zaś wartość maksymalna powstaje po betonowaniu segmentu nr 3. Gdy zrealizowano ostatni segment (nr 1), moment wynosi zaledwie $\Delta M = 404$ kNm. Jest to bardzo korzystne przy zwieraniu przęseł, budowanych metodą nawisową i usuwaniu podparć montażowych. Zmianie momentu ΔM , w kolejnych fazach wznoszenia konstrukcji, towarzyszą wartości mimośrodu e wypadkowej obciążeń ciężarem własnym, co pokazano na rysunku 9b. Podobnie jak moment statyczny, jest on najmniejszy podczas betonowania segmentu nr 1.



Rys. 9. Zmiany momentu statycznego (a) i mimośrodu obciążenia (b) w trakcie budowy wspornika mostu w Kędzierzynie-Koźlu

Fig. 9. Static moment (a) and load eccentricity changes (b), during erection of bridge cantilever in Kędzierzyn-Koźle

W projektowej wartości współczynnika przeciążenia γ uwzględnia się wszystkie fazy budowy przęsła, poczynając od segmentu n do ostatniego 1. Biorąc pod uwagę dane z budowy obiektu, można oszacować rzeczywistą (aktualną) wartość γ , po wykonaniu segmentu r , czyli $\gamma(r)$. Wykorzystując obliczony w (8) moment statyczny ΔM , porównuje się go z wartością uzyskaną w (12), w równaniu

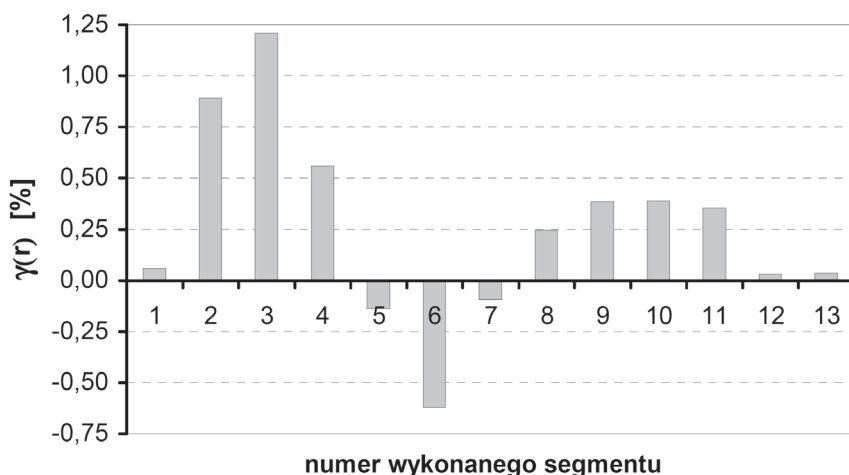
$$\frac{1}{2}\gamma(r)\sum_i(Q_L + Q_P)^i \cdot x_i = \sum_i(Q_L - Q_P)^i \cdot x_i \quad i=r, \dots, n. \quad (16)$$

Po jego lewej stronie przyjęto w tym przypadku wartości $\frac{1}{2}(Q_L + Q_P)^i$ jako zbliżone do projektowych Q^i . Ze wzoru (16) otrzymuje się

$$\gamma(r) = 2 \frac{\sum_i(Q_L - Q_P)^i \cdot x_i}{\sum_i(Q_L + Q_P)^i \cdot x_i}. \quad (17)$$

Obliczone z (17) wartości $\gamma(r)$, dla analizowanego obiektu, podano na rysunku 10. Ich zmienność jest podobna do przebiegu ΔM oraz e . Największą wartość $\gamma(r)$ uzyskano po betonowaniu segmentu 3. Współczynniki $\gamma(r)$ dają informację o globalnym współczynniku przeciążenia wspornika γ . W rozpatrywanym przykładzie przyjmuje on wartość

$$\gamma = \max|\gamma(r)| = 1,21\%.$$



Rys. 10. Zmiana współczynnika przeciążenia, w trakcie budowy wspornika mostu w Kędzierzynie-Koźlu

Fig. 10. Coefficient of overloading change, during erection of bridge cantilever in Kędzierzyn-Koźle

Współczynników przeciążenia wspornika $\gamma(r)$ i współczynników przeciążenia segmentów γ^i nie należy ze sobą porównywać, gdyż są zupełnie innymi wielkościami. Widoczne to jest również z porównania wykresów przedstawionych na rysunkach 8b oraz 10.

Poniżej oszacowano zależność mimośrod obciążenia od współczynnika przeciążenia wspornika, czyli $e(\gamma)$, przyjmując, że ciężary segmentów są obciążeniem równomiernie rozłożonym o intensywności q , z nadwyżką Δq , jak na rysunku 3. Wobec tego całkowity ciężar wszystkich segmentów obu wsporników wynosi

$$Q = (2q + \Delta q) \cdot w, \quad (18)$$

a moment statyczny

$$\Delta M = \Delta q \cdot w \left(\frac{w}{2} + s \right). \quad (19)$$

Mimośród tego obciążenia, obliczony według (10), wynosi

$$e = \frac{\Delta q}{2q + \Delta q} \frac{w(w + 2s)}{2w}. \quad (20)$$

Przyjmując, że $\Delta q / 2q$ jest zwykle wartością małą, w oszacowaniu uzyskuje się z (20), po wykorzystaniu zależności (11), wzór

$$e = \frac{\Delta q}{q} \frac{w + 2s}{4} = \gamma \frac{w + 2s}{4}. \quad (21)$$

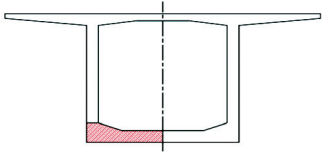
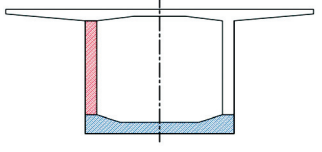
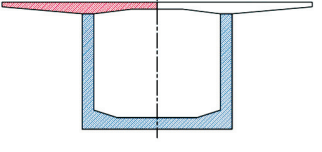
Wynika z niego, że $e(\gamma)$ zależy również od wymiarów segmentu startowego s i wspornika w , realizowanego w technologii betonowania nawisowego. Przyjmując przykładowe dane, dla wybudowanego segmentu nr 3, o wartościach $s = 7,2$ m i $w = 52,4$ m, otrzymuje się $e = 16,7 \cdot \gamma$ [m]. Porównując dane z rysunków 9 oraz 10 otrzymuje się $e / \gamma = 0,202 / 1,295 = 15,6$ [m], a więc wartość różniącą się tylko o 7% od podanej wyżej. Z przykładu tego wynika, że aby uzyskać mimośród $e = 1,0$ m, współczynnik przeciążenia powinien wynosić $\gamma = 1/16,7 = 5,99\%$, a więc mieć wartość zbliżoną do podanej w tablicy 4, dla przypadków rozpatrywanych poniżej.

Betonowanie obydwu wsporników nie odbywa się zazwyczaj równomiernie, na co wpływa sprawność urządzeń dostarczających beton i organizacja jego układania. W spotykanych sytuacjach technologicznych występować może wyprzedzenie prac budowlanych po jednej ze stron. Niżej rozpatruje się sytuację przyspieszenia o takt roboczy realizacji ostatniego segmentu (nr 1), betonowanego nawisowo. Taki układ obciążeń wynika z celowych, zamierzonych decyzji technologicznych, o przewidywalnych skutkach. Różni się on zasadniczo od losowych przeciążeń wspornika, wynikających np. z ciężarów materiałów budowlanych na nim składowanych oraz nierównomierności ciężarów segmentów, spowodowanych odchyleniami wymiarów [2, 6]. Rozpatrzono trzy możliwości:

- schemat a – to przypadek, gdy wykonana jest płyta dolna segmentu jednego wspornika, przy braku robót po przeciwnej stronie,

- schemat b – ma miejsce, kiedy wykonana jest w obydwu wspornikach płyta dolna segmentów, a wyprzedzenie jednostronne spowodowane jest betonowaniem środkika,
- schemat c – to sytuacja, w której po jednej stronie zakończono budowę segmentu, natomiast po drugiej nie wykonano jeszcze płyty górnej.

Tablica 4. Efekt asymetrii betonowania segmentu nr 1
Table 4. Effect of concreting assymetry – segment no. 1

Faza betonowania	Przekrój poprzeczny dźwigara	Moment statyczny ΔM [kNm]	Mimośród e [m]	Współczynnik przeciążenia γ_b [%]
Płyta dolna		15 106	0,71	3,99
Środek		17 588	0,73	4,17
Płyta górna		40 683	1,00	5,63

W rozpatrywanym przypadku wartość momentu ΔM zależy od różnicy ciężarów segmentów nr 1 w obydwu wspornikach $\Delta Q^1 = (Q_L - Q_P)^1$, przy jednakowych ramionach działania sił x_1 . Porównując wartości ΔM , jak we wzorze

$$\Delta Q^1 \cdot x_1 = \frac{1}{2} \gamma(1) \sum_i (Q_L + Q_P)^i \cdot x_i, \quad (22)$$

otrzymuje się

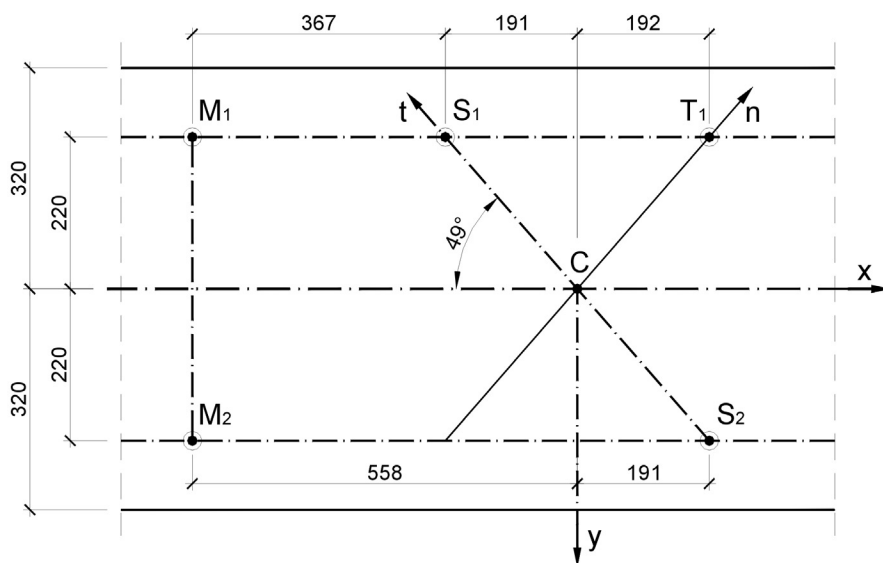
$$\gamma(1) = \frac{2\Delta Q^1 \cdot x_1}{\sum_i (Q_L + Q_P)^i \cdot x_i} \quad i=1, 2, \dots, n. \quad (23)$$

Współczynniki przeciążenia $\gamma(1)$, zestawione w tablicy 4, wskazują, iż w tym przypadku efekt braku zachowania symetrii prac budowlanych jest o wiele ważniejszy niż niedotrzymanie dopuszczalnych odchyłek wymiarów segmentów. Rozpatrywane wyżej sytuacje dają wyniki mieszczące się w zakresie przyjętych założeń technologicznych budowy przęsła. W projekcie można także rozpatrywać sytuację awaryjną – jednostronny brak trawlera, jak również dopuszczenie wykonania segmentu wyprzedzającego, zaburzającego symetrię budowy.

4. OBCIĄŻENIE ŁOŻYSK W UKOŚNYM PODPARCIU WSPORNIKÓW

Podpory mostu w Kędzierzynie-Koźlu usytuowano równolegle do osi rzeki, czego efektem jest znaczny ukos konstrukcji, wynoszący $\alpha = 49^\circ$. Z powodu tego nietypowo rozwiązano podparcie montażowe wsporników w czasie ich budowy, które pracuje w specyficzny sposób, z uwagi na ukształtowanie obiektu w planie.

Do realizacji przęsła, budowanych metodą nawisową, zastosowano dwa rodzaje podpór technologicznych. Przyjęto oznaczenia łożysk podpory montażowej, sprężonej prętami Macalloy $\phi = 50$ mm, jako M_1 i M_2 . Łożyska docelowe (stałe), wykorzystywane w okresie budowy i pozostawione na czas eksploatacji, oznaczono jako S_1 i S_2 . Łożysko na podporze tymczasowej, wykonane dla redukcji ukosu podparcia przęsła, oznaczono jako T_1 . Linia łożysk docelowych t tworzy z osią przęsła x punkt centralny C , przez który przechodzi również linia łożyska tymczasowego n . Schemat podparcia przęsła, na etapie betonowania wspornikowego, przedstawiono na rysunku 11.



Rys. 11. Schemat rozmieszczenia łożysk podczas wznoszenia mostu w Kędzierzynie-Koźlu
Fig. 11. Scheme of bearing arrangement during erection of bridge in Kędzierzyn-Koźle

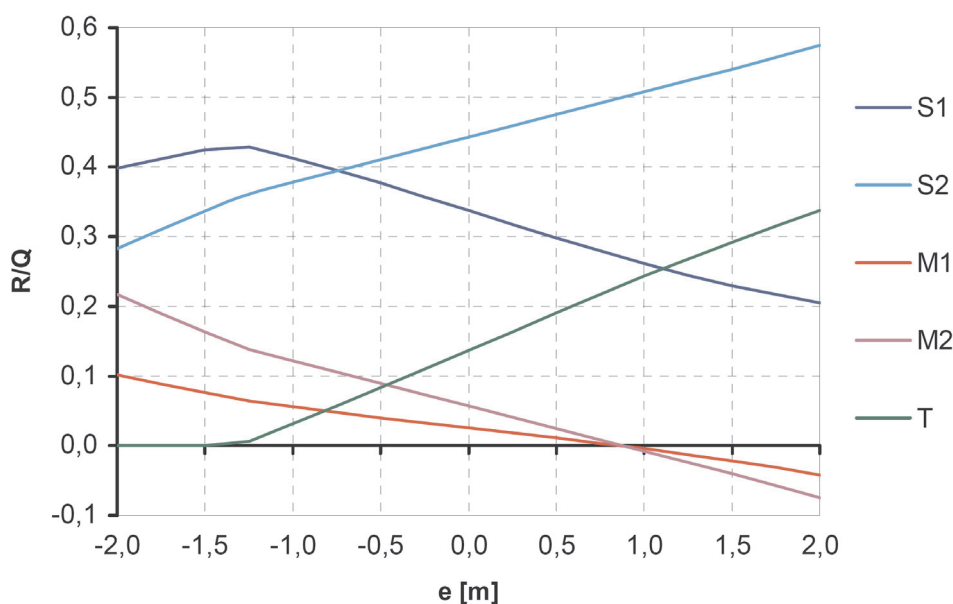
Podparcia S i T wykazują skuteczność jedynie przy reakcji dodatniej, gdy z przęsła przekazywany jest nacisk skierowany do dołu. Przy reakcji ujemnej stają się nieskuteczne – następuje odrywanie przęsła od łożyska. Podparcie M wykazuje większą sztywność na oddziaływania dociskające przęsło do łożyska, a w przypadku odrywania, po pokonaniu sprężenia (pręty Macalloy), jego sztywność spada 20-krotnie.

Na rysunku 12 przedstawiono wykres zmian reakcji podporowych R w podparciu wspornika, w zależności od położenia wypadkowej sił pionowych Q , w odniesieniu do osi podłużnej przęsła, czyli wartości e , jak na rysunku 11. Do wyznaczenia tych wykresów wykorzystano przestrzenny model MES klasy e^2 , p^3 [8] fragmentu podporowego konstrukcji (elementy dwuwymiarowe w układzie przestrzennym) oraz następujące sztywności podparć:

$$k_S = 45,5 \text{ MN / mm} , \quad k_T = 8,4 \text{ MN / mm} , \quad k_M = 4,2 \text{ MN / mm} .$$

Z warunku statycznego wynika, że dla dowolnego położenia wypadkowej obciążeń Q , określonej przez wartość mimośrodru e , uzyskuje się

$$S_1 + S_2 + T_1 + M_1 + M_2 = Q \quad (24)$$



Rys. 12. Zależność reakcji podporowych od położenia wypadkowej obciążenia

Fig. 12. Reactions on bearings versus resultant force position

Z wykresów podanych na rysunku 12 wynikają wnioski podane niżej.

- W typowych warunkach wznoszenia konstrukcji (czyli gdy wypadkowa Q znajduje się w pobliżu punktu C , a wartość mimośrodru e jest niewielka) zachodzi relacja sił w łożyskach stałych $S_1 < S_2$. Zgodność reakcji (jednakowe wartości) $S_1 = S_2$ wystąpi, gdy $e = -0,75$ m.

- Reakcja w podparciu tymczasowym może być większa, niż na podporze stałej: $T_1 > S_1$, gdy $e > 1,2$ m. Podpora T przestaje być skuteczna (następuje odrywanie), gdy $e < -1,2$ m, co powoduje wyraźną redukcję reakcji S_1 .
- Występują znaczne różnice reakcji na podporze montażowej $M_2 > M_1$, gdy $e < 0,50$ m. Ich zgodność $M_2 = M_1$ wystąpi, gdy $e = 0,85$ m, czyli gdy ich wartości redukują się do zera. W przypadku mimośródów $e > 1,0$ m powstają siły odrywające przęsło od podpory M .

5. PODSUMOWANIE

Przy budowie mostu w Kędzierzynie-Koźlu, w technologii betonowania nawisowego, zastosowano ukośne podparcie przęseł. Skutkiem tego było, w fazie wznoszenia, znaczne zróżnicowanie wartości reakcji, zarówno na łożyskach docelowych, jak i podporach montażowych. Wyniki analiz i obliczeń projektowych wskazują jednak, że taki układ podparcia może być stosowany w mostach budowanych w tej technologii.

Przy analizie bezpieczeństwa budowy mostów, wykonywanych metodą wspornikową, wykonuje się niezależną ocenę konstrukcji przęseł i podpór. Do sprawdzenia tego zagadnienia, w przypadku podparcia montażowego, zaproponowano stosowanie współczynników przeciążenia wspornika, definiowanych na podstawie różnic ciężarów własnych odpowiadających sobie par segmentów. Rozpatrzono uwarunkowania projektowe asymetrii obciążenia w przekroju podłużnym przęsła oraz cechy losowe wymiarów przekroju poprzecznego segmentów. Przeprowadzona analiza skutków asymetrii betonowania segmentów wskazuje, że z analizowanych czynników istotne znaczenie ma zachowanie równoczesności prac budowlanych po obu stronach podpory, a więc przestrzeganie rozkładu ciężaru własnego przęsła w trakcie jego wznoszenia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Puła W., Hildebrand M.: Ocena niezawodności podpory mostu wznoszonego metodą nawisową. XLV Konferencja KIILiW PAN, Wrocław-Krynica, 13-18 września 1999
- [2] Machelski Cz., Sadowski K.: Bezpieczeństwo budowania mostów metodą betonowania wspornikowego z uwagi na możliwość zarysowania. Drogi i Mosty, 1/2002, 61-80
- [3] Biliszczyk J., Hildebrand M., Machelski Cz.: Współczesne technologie budowy mostów z betonu. Materiały Budowlane nr 10/2003, 44-47
- [4] Machelski Cz., Biliszczyk J., Sadowski K.: Ocena mostu drogowego w Opolu na podstawie próbnego obciążenia. Inżynieria i Budownictwo nr 9/2000, 504-507
- [5] Śliwka J., Śliwka A.: Projekt mostu w Kędzierzynie-Koźlu. Seminarium Budowa mostów betonowych metodą nawisową. Warszawa 23 stycznia 2003, 127-138
- [6] Biliszczyk J., Machelski Cz., Toczkievicz R., Nidecki Z., Sikorski A.: Przykład ukośnego podparcia przęseł realizowanych metodą betonowania wspornikowego. Seminarium Obiekty mostowe na autostradach i drogach ekspresowych, Wrocław, 26-27 listopada 2009, 161-171

- [7] *Voumard J.M.*: Maitrise de la geometrie – Experiences faites dans ce domaine. IABSE Reports, IABSE Symposium Paris - Versailles, August 1987, Zurich 1987
- [8] *Kmita J., Bień J., Machelski Cz.*: Komputerowe wspomaganie projektowania mostów. WKŁ, Warszawa 1989

OVERLOADING COEFFICIENTS OF CANTILEVER SPAN SUPPORT

Abstract

Safety analysis of cantilevered bridges can be applied to spans and supports. The paper concerns effects of overloading of temporary supports, usually used for erecting concrete cantilevered spans. Influence of selected factors is considered on the example of bridge, built in Kędzierzyn-Koźle. The length of the main span of this prestressed concrete box girder bridge is 140 m. Supports of the structure are loaded untypically, due to skewness of the bridge. Proposed span overloading coefficients are used for evaluation of structure safety in erection stage. In the paper design solutions of dead load asymmetry (arrangement of cable anchorages along the span length), influence of random factors (segment cross-section dimensions assumed as random variables) and segment concreting asymmetry are considered. Different coefficients of segment and cantilever overloading are distinguished. The first one usually have greater values, than calculated on their basis global value for the whole cantilever.