

KORELACJA OBLICZEŃ KOMPUTEROWYCH I BADAŃ ODBIORCZYCH WIADUKTU Z BELEK PŁOŃSK

Radosław OLESZEK^{*}, Andrzej NIEMIERKO^{**}, Wojciech RADOMSKI^{***}

^{*} Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów

^{**} Instytut Badawczy Dróg i Mostów

^{***} Politechnika Łódzka, Katedra Geotechniki i Budowli Inżynierskich, Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów

W modelowaniu konstrukcji mostowych za pomocą MES kluczowym zagadnieniem jest wierne odwzorowanie relacji sztywności podłużnej i poprzecznej ustroju. Sztywność poprzeczna przęseł zależy nie tylko od ich geometrii i przyjętych cech wytrzymałościowych materiałów, ale jak wynika z badań odbiorczych wiaduktu i przeprowadzonych w artykule analiz, również od konkretnych rozwiązań konstrukcyjnych. Próbnego obciążenia mostów nie umożliwiają określenia bezpośredniej rezerwy nośności badanej konstrukcji, ale ułatwiają ocenę jej pracy statycznej i zgodności przyjętych założeń z zachowaniem rzeczywistego ustroju. Testowanie odwzorowań obliczeniowych z wynikami badań umożliwia dobór bardziej adekwatnych modeli numerycznych.

Ciekawym przykładem korelacji obliczeń komputerowych z wynikami próbnego obciążenia jest przypadek wiaduktu z belek „Płońsk” nad torami PKP w ciągu ul. Żołnierskiej w Warszawie. Próbnego obciążenia, przy niektórych ustawieniach pojazdów ciężarowych, nie potwierdziły założeń przyjętych do obliczeń komputerowych w 1981 roku odnośnie do poprzecznego rozdziału obciążenia. W 2016 roku przeprowadzono alternatywne obliczenia statyczne wiaduktu. Tok obliczeń oraz spostrzeżenia i wnioski wynikające z analiz przedstawiono w referacie.

Współczesne systemy MES do komputerowej analizy konstrukcji, umożliwiają budowę wyrafinowanych odwzorowań numerycznych. Obliczenia jednak powinny być skonfrontowane z zachowaniem rzeczywistej konstrukcji podczas badań odbiorczych.

Słowa kluczowe: belki „Płońsk”, prefabrykaty strunobetonowe, próbnego obciążenia, modelowanie mostów, rozdział poprzeczny obciążenia

1. WSTĘP

Próbnego obciążenia obiektów mostowych stanowią podstawę dopuszczenia ich do eksploatacji i umożliwiają szacunkową ocenę poprawności zaprojektowania i wykonania konstrukcji [8]. Głównym celem badań odbiorczych jest sprawdzenie, czy ustrój jest w stanie bezpiecznie przenieść obciążenie zastosowane podczas badań. Korelację założeń projektowych i wykonanych obliczeń statycznych

(np. przyjęte parametry materiałów konstrukcyjnych, zastosowane modele obliczeniowe) określa się na podstawie porównania przemieszczeń i ugięć obliczonych za pomocą modelu numerycznego przeszła i wywołanych próbnym obciążeniem [7, 8].

Próbne obciążenia mostów nie umożliwiają określenia bezpośredniej rezerwy nośności, jaka charakteryzuje badaną konstrukcję. Służą do oceny jej pracy statycznej i zgodności przyjętych w projekcie założeń z zachowaniem rzeczywistego ustroju [8]. Dzięki temu podczas obliczeń, współcześnie głównie komputerowych z użyciem MES, można przyjmować bardziej adekwatne modele numeryczne, a więc lepiej odwzorowujące pracę rzeczywistego obiektu.

Znamiennym przykładem potwierdzającym znaczenie próbnych obciążeń jest przypadek konstrukcji wiaduktu z belek „Płońsk” nad torami PKP w ciągu ul. Żołnierskiej w Warszawie [15]. Obciążenia próbne wiaduktu wykonano w 1984 roku [7], a wnioski z nich wynikające mogą być przydatne dla analityków konstrukcji mostowych. Obliczenia pod kątem badań odbiorczych wykonano za pomocą ówczesnych komputerów przy wykorzystaniu programu MES do analizy rusztów [16]. Podczas badań obiektu stwierdzono, że założenia przyjęte do obliczeń, w niektórych aspektach, nie potwierdziły się w naturze. Mimo dokładnej, jak na owe czasy, metody obliczeniowej, rzeczywisty obiekt zachował się inaczej niż przewidywano na podstawie analiz komputerowych. Miały na to wpływ, między innymi, szczegóły konstrukcyjne wiaduktu.

W 2016 roku przeprowadzono porównawcze obliczenia statyczne obiektu stosując dokładniejszy model obliczeniowy. Uzyskano nieco większą zbieżność badań i obliczeń. Spostrzeżenia i wnioski wynikające z próbnych obciążeń i analiz numerycznych stanowią główny przedmiot opracowania.

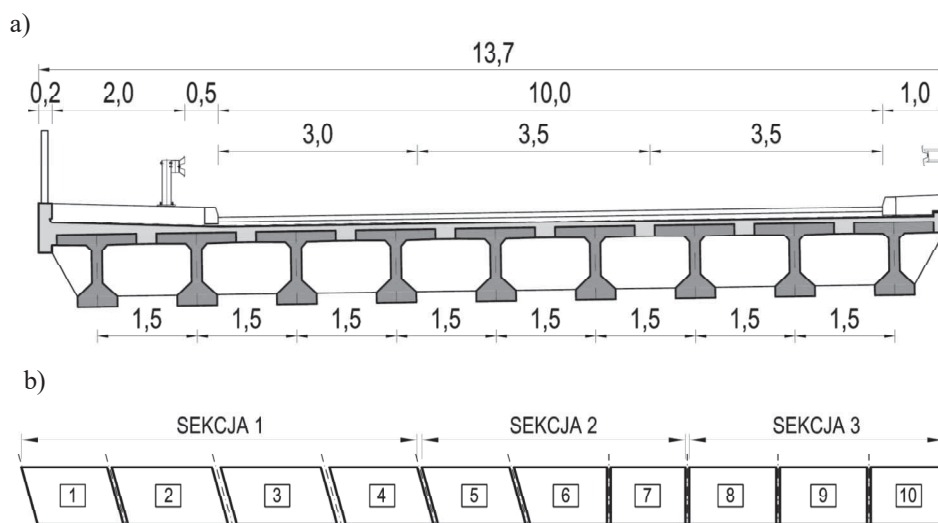
2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Wiadukt drogowy, będący przedmiotem analiz, zlokalizowany jest w ciągu ul. Żołnierskiej w Warszawie. Składa się z dwóch niezależnych konstrukcji 10-cio przęsłowych, każda pod jeden kierunek ruchu (rys. 1) [15].

W kierunku podłużnym obiekt podzielony jest na 3 niezależne, oddylatowane schematy statyczne (sekcje):

- Sekcja 1 – belka 4 – przęsłowa z przęsłami usytuowanymi w skosie 74° , uciążlonymi pozornie (uciąglenie niepełne, tj. tylko za pomocą płyty pomostu), o rozpiętościach $20,96+25,69+26,21+22,69$ m,
- Sekcja 2 – belka 3 – przęsłowa z przęsłami uciążlonymi pozornie, w której środkowe przęsło ma w planie kształt trapezu (każda belka ma inną długość), o rozpiętościach $22,17+19,48+18,85$ m,
- Sekcja 3 – belka 3 – przęsłowa z przęsłami bez skosów, uciążlonymi pozornie, o rozpiętościach $21,85+21,85+18,80$ m,

Pod względem ukształtowania w planie pierwsze 5 przęseł to równoległoboki (usytuowanie w skosie 74°), przęsło nr 6 z uwagi na zmianę skosu osi łożysk (podparc) ma kształt trapezu, a pozostałe 4 przęsła mają rzut prostokątny (rys. 1b). Rozpiętości przęseł wolnopodpartych są mniejsze niż osiowy rozstaw podpór. Przęsła są oparte na podporach za pomocą podwójnych łożysk.



Rys. 1. Geometria analizowanej konstrukcji: a) przekrój poprzeczny, b) widok z góry

Szerokość pojedynczego ustroju wynosi 13,70 m (rys. 1a). W przekroju poprzecznym przęseł zastosowano 9 strunobetonowych belek prefabrykowanych typu „Płońsk” wysokości 1,10 m z betonu ówczesnej marki $R_w=450 \text{ kG/cm}^2$ ($\sim\text{C40/50}$). Półki belek połączone są monolitycznymi zamkami żelbetowymi szerokości 30 cm z betonu marki $R_w=300 \text{ kG/cm}^2$ ($\sim\text{C25/30}$). Belki „Płońsk” zbrojone są prętami ze stali gładkiej A-I St3SX ($R_a=250 \text{ MPa}$) i sprężone za pomocą 28 splotów $7\phi 5$ ze stali sprężającej o $R_{vk}=1370 \text{ MPa}$.

Na półkach belek znajduje się warstwa wyrównawczo-spadkowa z betonu zbrojonego grubości $1\div 12 \text{ cm}$ z betonu marki „300” ($\sim\text{C25/30}$). Stężenie poprzeczne belek stanowią dwie poprzeczce podporowe i jedna przęsłowa (w jednym przęśle) wylewane na budowie z betonu marki $R_w=300 \text{ kG/cm}^2$ ($\sim\text{C25/30}$), o wymiarach $b\times h=0,25\text{m}\times 0,78\text{m}$. Połączenie poprzecznic z prefabrykatami „Płońsk” zapewniały pręty zbrojeniowe przeplecione przez specjalnie ukształtowane otwory $6\times 20\text{cm}$ w górnych i dolnych strefach środków belek prefabrykowanych, w liczbie $5\phi 28$ w jednym otworze. Poprzecznicę podporową są odsunięte od osi łożysk o 77,5 cm.

Nad podporami pośrednimi każdej sekcji obiektu wykonano uciążlenie pozorne (częściowe, niepełne) belek za pomocą zbrojonej płyty pomostu grubości 16 cm.

Podpory skrajne obiektu stanowią przyczółki masywne. Podpory pośrednie ukształtowano w postaci ram złożonych z trzech słupów prostokątnych $0,60\text{m}\times 1,40\text{m}$ zwieńczonych rygłem (oczepem) o przekroju poprzecznym w kształcie odwróconej litery T. Podpory pośrednie posadowiono na palach $\phi 90$ cm, natomiast przyczółki posadowione są bezpośrednio za pomocą łąw fundamentowych szerokości 4,50 m (quasi-przegubowy schemat statyczny).

3. ANALIZA KOMPUTEROWA KONSTRUKCJI

3.1. Obliczenia w projekcie próbnym obciążeń z 1981 roku

W projekcie próbnym obciążeń z 1981 roku [16] analizy wykonano dla przęsła skośnego ($\alpha=74^\circ$) nr 3 ($L_3=26,20$ m) nad torami kolejowymi i przęsła prostokątnego nr 8 ($L_8=21,85$ m). Obliczenia przeprowadzono za pomocą maszyny cyfrowej „Wang” przy użyciu programu „Ruszt”. Model numeryczny konstrukcji to płaski ruszt prętowy o węzłach sztywnych, składający się z 9 belek podłużnych (dźwigary typu „Płońsk”) i trzech belek poprzecznych. W określeniu sztywności przęseł uwzględniono beton wyrównawczy.

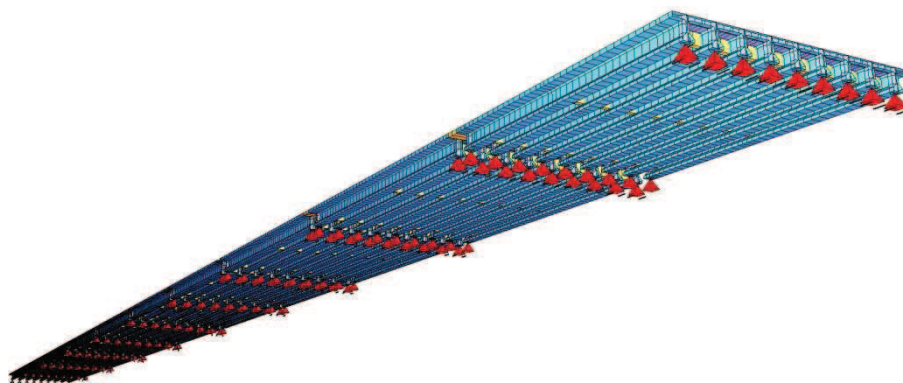
Materiał belek głównych to beton marki $R_w=450$ kG/cm² o module sprężystości $E_b = 40,3$ GPa. Beton wyrównawczy przyjęto marki $R_w=250$ kG/cm² o $E_b=30,0$ GPa. Uwzględniono sprowadzone charakterystyki zastępczych przekrojów zespolonych (belka prefabrykowana „Płońsk” i nadbeton wyrównawczy). Obliczono sztywność poprzecznic (dwie podporowe i jedna przęsłowa) oraz pozostałej części płyty pomostu. Na tej podstawie określono, jako sumę tych wielkości, zastępczą sumaryczną sztywność w kierunku poprzecznym przęsła $J_{y\text{-sum}} = 13\,824\,084$ cm⁴ (przęsło 3) oraz $J_{y\text{-sum}}=13\,515\,818,2$ cm⁴ (przęsło 8) i oszacowano jednostkową sztywność poprzeczną $J_y^*=5\,772,06$ cm⁴/cm (przęsło nr 3) i $J_y^*=6451,46$ cm⁴/cm (przęsło nr 8). Na tej podstawie obliczono zastępcze sztywności 3 pasm (belek) poprzecznych modelu rusztowego.

3.2. Obliczenia porównawcze z 2016 roku

W 2016 roku wykonano porównawcze obliczenia statyczne obiektu w środowisku MES SOFiSTiK przyjmując model numeryczny konstrukcji (rys. 2) w postaci rusztu belkowego (e^1, p^2) [3, 4÷6, 9, 11, 14], a więc tej samej klasy co w obliczeniach z 1981 roku. Wybrane szczegóły modelu przedstawiono na rysunku 3.

Różnice pomiędzy modelami z 1981 i 2016 roku polegają na dokładniejszym odwzorowaniu sztywności elementów ustroju. W 2016 roku płytę pomostu modelowano za pomocą większej liczby belek poprzecznych i uwzględniono mimośród usytuowania płyty pomostu względem środka ciężkości belek podłużnych, rzeczywiste usytuowanie łożysk i redukcję sztywności żelbetonowych elementów monolitycznych (uciąglenie pozorne, poprzecznic, zamki żelbetowe). Pasma poprzeczne przyjęto w rozstawie 1,0 m o przekroju $b\times h = 100\times 16$ cm. Poprzecznic mają wymiary $b\times h = 25\times 78$ cm. Na podstawie [10] przyjęto następujące moduły sprężystości betonu: prefabrykaty „Płońsk” - $E_b=37,5$ GPa,

pasma poprzeczne rusztu (płyta pomostu), płyta uciąglenia pozornego i poprzecznice - $E_b = 30,0$ GPa.



Rys. 2. Model obliczeniowy konstrukcji z 2016 roku w postaci rusztu belkowego

W obliczeniach uwzględniono w sposób przybliżony wpływ zarysowania na sztywności elementów modelu obliczeniowego ($w_{k,lim} = 0,2$ mm) fragmentów monolitycznych (żelbetowych) ustroju nośnego jak płyty uciąglenia pozornego, zamki pomiędzy półkami belek "Płońsk" i poprzecznice. Redukcję sztywności oszacowano na podstawie ilości zbrojenia w poszczególnym elemencie (stal gładka A-I St3SX). Uwzględniono efekt *tension stiffening*, który oznacza niepełne zarysowanie z uwagi na współpracę zbrojenia pomiędzy rysami (usztywnienia przekroju przy zarysowaniu) [13]. Sztywność pośrednią elementów pracujących między fazą I (przekrój niezarysowany) i II (pełne zarysowanie) określono na podstawie wzoru [13]:

$$B_{I-II} = \frac{B_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{char}} \right)^2 \left(1 - \frac{B_{II}}{B_I} \right)} \quad (3.1)$$

w którym: B_I , B_{II} – sztywności przekrojów niezarysowanych i w pełni zarysowanych, β_1 – współczynnik wpływu przyczepności prętów, β_2 – współczynnik wpływu czasu trwania obciążenia lub wpływu obciążeń powtarzalnych na średnie odkształcenie, M_{cr} – moment rysujący, M_{char} – moment charakterystyczny.

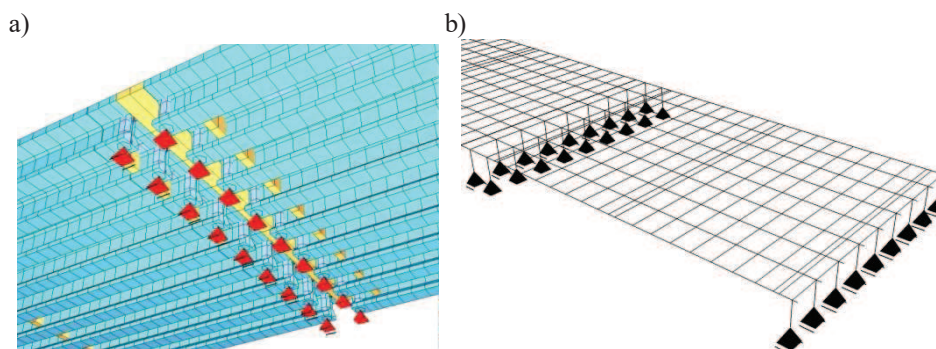
Zestawienie sztywności elementów niezarysowanych (B_I – faza I), zarysowanych (B_{II} – „czysta” faza II) i nie w pełni zarysowanych (B_{I-II} – efekt *tension stiffening*, faza pośrednia) oraz współczynników redukcji η zawiera tabela 1.

W płytach uciąglenia pozornego i zamkach żelbetowych założono $M_{char} = 0,80 \cdot M_{max}(w_{k,lim})$. W poprzecznicach przyjęto $M_{char} = 0,50 \cdot M_{max}(w_{k,lim})$.

Obciążenia wiaduktu stanowiły trójosiowe pojazdy ciężarowe użyte w badaniach odbiorczych [7] o całkowitym ciężarze około 250 kN.

Tabela 1. Zestawienie redukcji sztywności elementów modelu

Element modelu numerycznego	B_I [MNm ²]	B_{II} [MNm ²]	B_{I-II} [MNm ²]	$\eta = B_{I-II}/B_I$
Pasma płyty uciąglenia pozornego	49,87	17,06	17,17	0,344
Zamki (styki) żelbetowe belek „Płońsk”	11,33	2,27	2,33	0,205
Poprzecznice podporowe i przęsłowe	410,76	177,04	178,64	0,435



Rys. 3. Szczegóły modelowania obiektu: a) strefy podporowe z uciągleniem pozornym, b) wizualizacja siatki prętów ortogonalnych rusztu

4. BADANIA ODBIORCZE OBIEKTU Z 1984 ROKU

W badaniach odbiorczych wiaduktu pomierzono przemieszczenia pionowe u_z środków rozpiętości przęseł nr 3 i nr 8 [7]. Użyto samochodów ciężarowych Tatra 148-1 o ciężarze ~ 250 kN. Schematy ustawień pojazdów przedstawiono na rysunkach 4 i 5. Wybrane wyniki badań i pierwotnych obliczeń przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Porównanie maksymalnych ugięć u_z z badań odbiorczych (1984 r.) z obliczonymi (1981 r.)

Schemat	u_{z-max}^{pom} [mm]	Belka	u_{z-max}^{obl} [mm]	$\frac{u_{z-pom}^{max}}{u_{z-obl}^{max}}$ [%]	Schemat	u_{z-max}^{pom} [mm]	Belka	u_{z-max}^{obl} [mm]	$\frac{u_{z-pom}^{max}}{u_{z-obl}^{max}}$ [%]
Przęsło nr 8 (prostokątne)					Przęsło nr 3 (równoległoboczne)				
I	1,91	2	5,80	32,9	I	3,17	2	9,99	31,7
II	3,58	4	8,05	44,5	II	6,0	4	14,04	42,7
III	4,52	4	8,27	54,6	III	8,55	4	14,41	59,3
IV	3,61	4	5,22	69,1	IV	6,81	5	8,40	81,1
V	1,33	6	2,86	46,5					

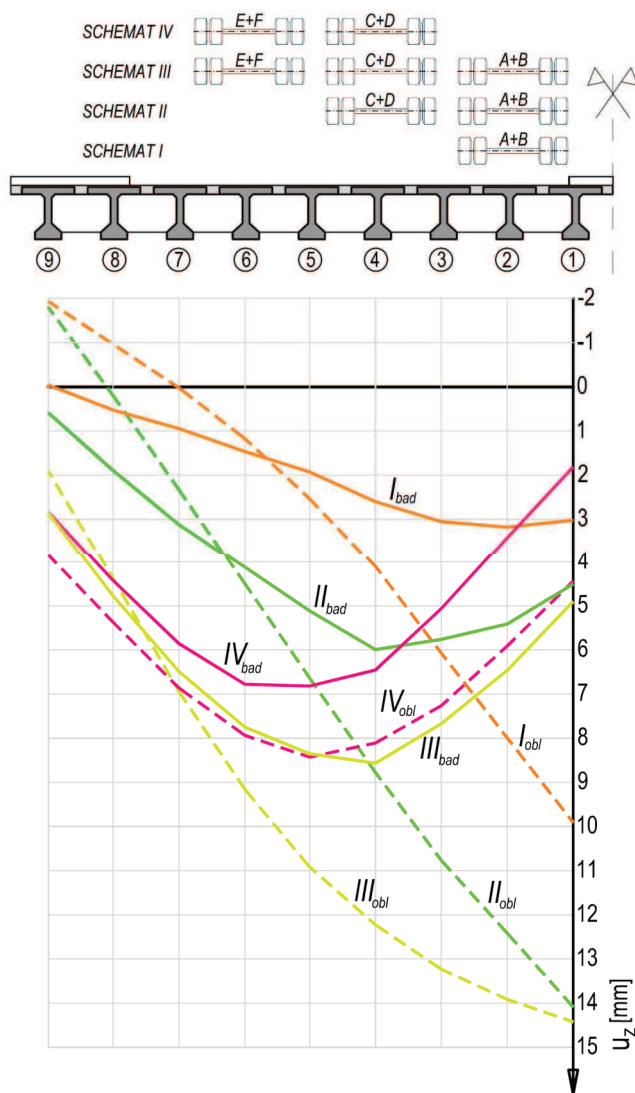
Z przedstawionych danych wynika, że ugięcia teoretyczne, w niektórych przypadkach, są znacznie mniejsze w porównaniu z ugięciami obliczonymi na podstawie przemieszczeń pionowych wybranych dźwigarów przęsła. Mieszczą się w zakresie $31,7 \div 81,1\%$. Iloraz $u_{zpom}/u_{zobl} < 1,0$ nie świadczy wprost o tym, że sztywność podłużna rzeczywistego obiektu jest większa niż założona w pierwotnych obliczeniach. Należy zwrócić uwagę, że wartości u_{zpom}/u_{zobl} równe $30 \div 45\%$, uzyskane dla belek skrajnych, dotyczą schematów *I* i *II* ustawienia pojazdów, a więc przypadku niesymetrycznego, jednostronnego przeciążenia przęsła. Przy takim usytuowaniu obciążenia na pomoście najwyraźniej uwidacznia się sposób odwzorowania sztywności poprzecznej rozpatrywanego układu belkowego oraz nieuwzględnienie współpracy sąsiedniego ustroju (drugi kierunek ruchu), z uwagi na „połączenie” obiektów wspólną kapą chodnikową.

Ugięcia trwałe w najbardziej obciążonych belkach badanych przęsła w stosunku do całkowitych mieściły się w zakresie $4,6 \div 13,2\%$ i były mniejsze od wartości dopuszczalnych 20% , wymaganych przepisami w owym czasie.

W przypadku zbliżonego do symetrycznego obciążenia przęsła na szerokości (schemat *IV*) stosunek ugięć obliczonych i pomierzonych w przypadku belek środkowych (4 i 5) osiągał akceptowalne wartości około $70 \div 80\%$ (por. schemat *IV_{bad}* i *IV_{obl}* na rysunku 4). Wpływ sztywności poprzecznej ustroju jest przy takim ustawieniu pojazdów mniejszy niż przy jednostronnym przeciążeniu.

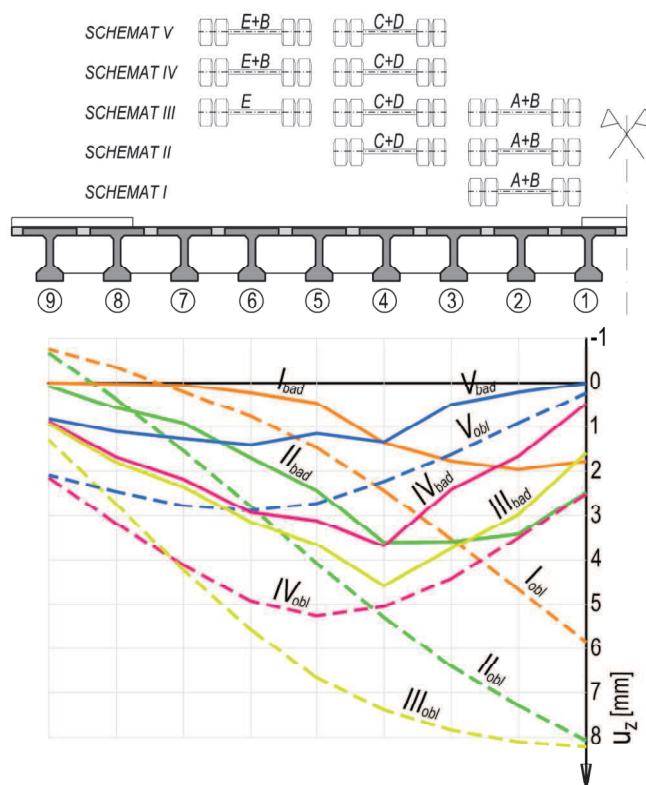
W badanym wiadukcie bardziej istotny od przywołanych proporcji u_{zpom}/u_{zobl} jest rozkład ugięć w przekroju poprzecznym przęsła, przedstawiony na rysunkach 4 i 5. Kształt linii odzwierciedlającej deformację poprzeczną przęsła uzyskany w badaniach i pierwotnych obliczeniach różni się jakościowo. Wynika to ze specyfiki rozwiązań konstrukcyjnych zastosowanych w rozpatrywanym wiadukcie. Chodzi tu o podłużne styki (zamki) żelbetowe łączące półki belek „Płońsk”, cienką warstwę nadbetonu $1 \div 12$ cm, niewielką liczbę oraz małą sztywność i sposób ukształtowania (połączenia) poprzecznic z belkami głównymi (zbyt słabe powiązanie betonu *in situ* z prefabrykatami).

Na podstawie pomierzonego rozkładu ugięć (*I_{bad}*, *II_{bad}*, *III_{bad}*, *IV_{bad}*) pod badanymi belkami na szerokości przęsła (rys. 4 i 5), widać podobieństwo pracy przęsła do płyty ortotropowej, a nie do układu rusztowego z dużą liczbą sztywnych poprzecznic (*I_{obl}*, *II_{obl}*, *III_{obl}*, *IV_{obl}*). Biorąc pod uwagę proporcje sztywności wzdłużnej i poprzecznej ($B_{wzd} \gg B_{poprz}$) wyniki próbnych obciążeń są bardziej zbliżone z założeniami teorii płyt ortotropowych niż rusztów belkowych z dużą liczbą poprzecznic lub rusztu ze sztywną poprzecznica [4, 9, 11].



Rys. 4. Zestawienie przemieszczeń obliczonych w 1981 r. i pomierzonych w 1984 roku (Przęsło nr 3 w kształcie równoległoboku w planie, kąt skosu 74°)

W badaniach odbiorczych [7] uznano, że wpływ pozornego uciągnięcia pręseł na redystrybucję wielkości statycznych był niewielki.



Rys. 5. Zestawienie przemieszczeń obliczonych w 1981 r. i pomierzonych w 1984 roku (Przęsło nr 8, prostokątne w planie)

5. KORELACJA OBLICZEŃ I PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ

5.1. Obliczenia z 1981 roku w kontekście badań odbiorczych

Za niewralgiczne elementy powodujące rozbieżności między obliczeniami z 1981 roku i próbnymi obciążeniami w 1984 roku uznano stosowane w owych czasach rozwiązania konstrukcyjne wiaduktów z belek „Płońsk”, powszechnie zresztą krytykowane [1, 2, 5, 6, 12]. Chodzi tu o styki (monolityczne wstawki, „zamki” betonowe) uciągające półki belek w kierunku poprzecznym oraz sposób wykonstruowania poprzecznic podporowych i przęsłowych.

W dokumentacji próbnych obciążeń [7], przeprowadzonych przez IBDiM, wymieniono następujące przyczyny rozbieżności badań i obliczeń:

- w projekcie próbnych obciążeń w sposób zbyt uproszczony oszacowano sztywność zastępczych poprzecznych belek rusztu modelowego,
- w obliczeniach przyjęto zbyt uproszczony model rusztu tylko z trzema belkami poprzecznymi (zbyt małe zagęszczenie pasm poprzecznych rusztu odwzorowującego sztywność poprzeczną płyty pomostu),

- w sztywności zastępczej (uśrednionej) przęsła nie uwzględniono specyfiki zastosowanego układu konstrukcyjnego, tj. wpływu na sztywność żelbetowych styków (wstawek, zamków) monolitycznych uciągających półki belek „Płońsk” w kierunku poprzecznym,
- przyjęto zbyt optymistyczne założenia o idealnej sztywności węzłów rusztu modelowego, nie uwzględniając, że połączenia elementów prefabrykowanych i monolitycznych są nieciągłe (zagadnienie kontaktu dwóch betonów, zarysowania stref kontaktowych, nieciągłość zbrojenia),
- jakość wykonania połączenia poprzecznic wylewanych na budowie z prefabrykatami była niewłaściwa (kontakt dwóch betonów, mało zbrojenia uciągającego).

Wyniki rozkładu poprzecznego obliczonych ugięć poszczególnych dźwigarów w przęśle nr 3 przedstawiono na rysunku 4. W przypadku schematów z jednostronnym przeciążeniem przęsła (I_{obl} , II_{obl}) przypominają rozkład, jaki uzyskuje się według założeń metody sztywnej poprzecznic, gdzie sztywność poprzeczna przęsła jest znacznie większa niż podłużna. W rzeczywistości ustroje o dużej liczbie belek podłużnych, cienkiej płycie i małej liczbie poprzecznic pracują bardziej jak płyty ortotropowe, tj. sztywność poprzeczna przęsła jest mniejsza od sztywności podłużnej. W opracowaniu [7] wskazywano również jako możliwą przyczynę powstałych rozbieżności niewłaściwe zaadoptowanie programu „Ruszt” do specyfiki zaprojektowanego wiaduktu.

Porównanie rozkładu ugięć pomierzonych i obliczonych w pierwotnym projekcie świadczy o tym, że poprzecznic nie usztywniają przęsła w tak dużym stopniu jak założono, a ich udział w dystrybucji obciążeń skoncentrowanych jest mniejszy od oczekiwanego. Jest to wynikiem zbyt optymistycznie przyjętych założeń wstępnych oraz jakości wykonawstwa styków elementów prefabrykowanych i monolitycznych.

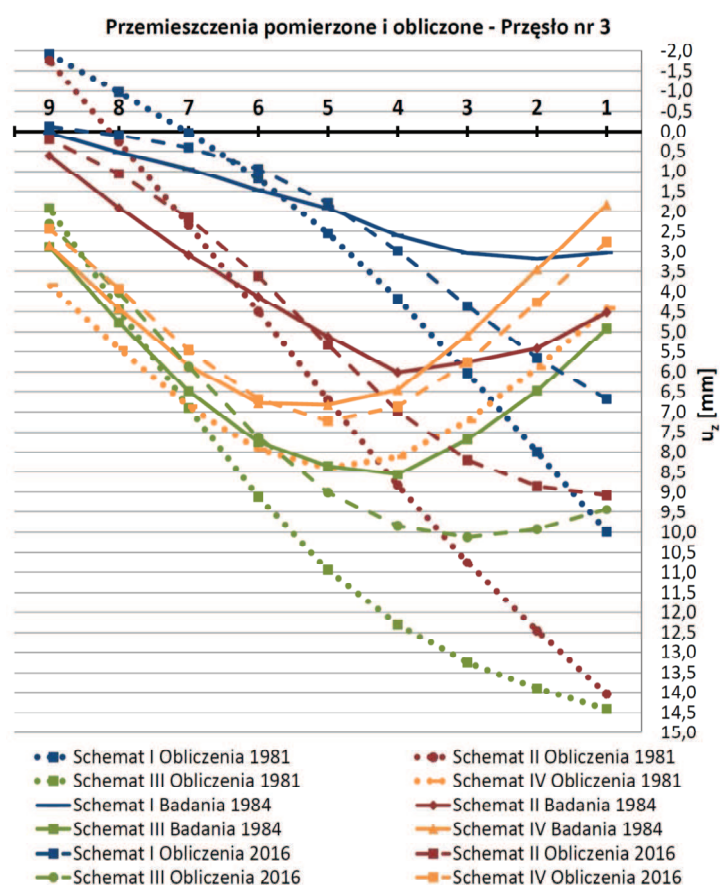
W większości przypadków ugięcia pomierzone były mniejsze od obliczonych. Iloraz u_{zpom}/u_{zobl} , osiągający w niektórych przypadkach wartość około 32 %, nie świadczy o niedoszacowaniu w projekcie próbnym obciążeń [16] sztywności podłużnych dźwigarów. Może być skutkiem niewłaściwego odwzorowania sztywności poprzecznej dość szerokich przęseł ($B/L > 0,5$) lub większego niż założono w obliczeniach udziału płyt uciąglenia pozornego, włączających do współpracy sąsiednie przęsła. Nie bez znaczenia było również wciągnięcie do współpracy sąsiedniego ustroju pod drugi kierunek ruchu, poprzez wspólną kapę chodnikową.

Pierwotne wady konstrukcyjne przęseł z belek typu „Płońsk” były w trakcie ich eksploatacji systematycznie korygowane [1, 2, 5, 6, 12, 17]. Ewoluuował m.in. sposób łączenia pólki belek za pomocą styków monolitycznych (podłużnych zamków żelbetowych) - zmiana szerokości z 10 na 50 cm, zwiększone zbrojenie wstawki. Pogrubiono płytę nadbetonu z pierwotnych 4÷8 cm do 20 cm. Skorygowano geometrię poprzecznic. Zamiast spawanych elementów trój-

kątnych przyjmowano poprzecznice pełne o przekroju prostokątnym. Stosowano uciąglenia pozorne pręseł, zamiast urządzeń dylatacyjnych. Z uwagi na zbyt małe grubości płyty nadbetonu, która w pierwotnym zamyśle miała być głównie elementem korygującym niejednakowe strzałki ugięć wbudowywanych belek, obserwowano, że po pewnym okresie eksploatacji obiektu malała sztywność poprzeczna pręseła (wykruszenie nadbetonu). Zabiegi te miały na celu polepszenie stopnia współpracy belek, tj. zwiększenie sztywności poprzecznej pręseł.

5.2. Obliczenia z 2016 roku w kontekście badań odbiorczych

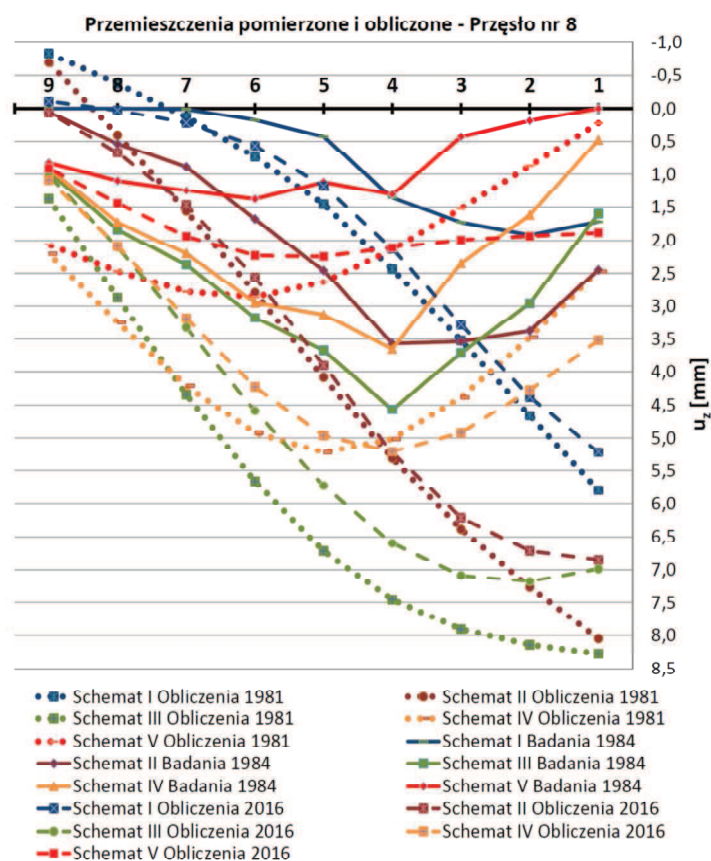
W uszczegółowionym modelu rusztowym uzyskano większą zbieżność obliczeń i badań niż w obliczeniach z 1981 roku. Warto nadmienić, że klasa przyjętego odwzorowania jest taka sama jak w pierwotnych obliczeniach (ruszt belkowy – e^1, p^2). Porównanie wyników obliczeń z 1981 i 2016 roku oraz badań z 1984 roku przedstawiono na rysunkach 6 i 7.



Rys. 6. Porównanie przemieszczeń pomierzonych w 1984 roku z obliczeniami z 1981 i 2016 roku w przęśle nr 3 (równoległoboczne)

Profil ugięcia przęseł nr 3 i 8 przy schemacie *II* (jednostronne przeciążenie wiaduktu) ma bardziej krzywoliniowy kształt niż w obliczeniach pierwotnych (rys. 6 i 7). W szczególności jest to widoczne w przęśle równoległobocznym nr 3.

Porównując obliczenia z 1981 i 2016 roku z wynikami badań (rys. 6 i 7) widoczne jest, że linia rzeczywistej deformacji poprzecznej przęseł w schemacie *I* i *II* (jednostronne przeciążenie), wyraźnie załamuje się i odchyła od wartości teoretycznych za belką nr 4. W tych schematach belki nr 1, 2 i 3 w przęślach 3 i 8 charakteryzują się mniejszymi ugięciami u_z niż wynika to z obliczeń, tj. $u_{z\text{pom}}/u_{z\text{obl}} \approx 45\div 70\%$ (przęsło nr 3) i $u_{z\text{pom}}/u_{z\text{obl}} \approx 33\div 57\%$ (przęsło nr 8). Może być to spowodowane wadliwym wykonaniem zamka uciągającego półki prefabrykatów „Płońsk” między belkami nr 3 i 4. Na zmniejszenie ugięć belek nr 1, 2 i 3 w stosunku do obliczeń ma wpływ także udział sztywności betonowej zabudowy chodnikowej nad belką nr 1. Sztywność kapy zwiększa moment bezwładności skrajnego dźwigara.



Rys. 7. Porównanie przemieszczeń pomierzonych w 1984 roku z obliczeniami z 1981 i 2016 roku w przęśle nr 8 (prostokątne)

Mimo uwzględniania w dokładniejszym modelu znacznej redukcji sztywności płyt uciągających $\eta=0,344$, poprzecznic $\eta=0,435$ i poprzecznych pasm płyty pomostu z uwagi na zarysowanie (nieciągłość) zamków żelbetowych $\eta=0,205$ (por. Tabela 1), badane przęsła charakteryzują się mniejszym przeciążeniem (schemat *I* i *II*) belek skrajnych niż wynika to z obliczeń.

W przęsle równoległobocznym nr 3 największa zbieżność badań i obliczeń z 2016 roku występuje w przypadku równomiernego w przybliżeniu ustawienia pojazdów ciężarowych na szerokości wiaduktu (schemat *IV* – cztery ciężarówki ustawione osiowo). Największe ugięcia występują w belkach środkowych nr 4, 5 i 6 (rys. 6). Różnice ugięć pomierzonych i obliczonych są na poziomie 1÷6%. Kształt krzywej deformacji poprzecznej przęsła przypomina parabolę (por. rys. 6, linie pomarańczowe). Taki kształt linii ugięcia jest typowy w przypadku przęseł ortotropowych, w których sztywność poprzeczna jest znacznie mniejsza od podłużnej. Mniejsza zgodność występuje w przypadku obliczeń z 1981 roku, chociaż profil poprzecznego ugięcia przęsła jest podobny.

Przy największym obciążeniu przęsła nr 3 trzema rzędami pojazdów ciężarowych ustawionych niesymetrycznie (schemat *III*, przeciążenie belek 1, 2 i 3) przemieszczenia belek nr 4÷9, obliczone w 2016 roku i pomierzone w 1984 roku, są podobne (rys. 6, linia zielona). Różnice wynoszą 2÷24%. Większe różnice 24÷48% występują w belkach zewnętrznych nr 1, 2 i 3. Podobnie jak w przypadku schematu *I* i *II* efekt ten może wynikać z wadliwie wykonanego zamka między półkami belek nr 3 i 4 oraz sztywności kapy chodnikowej nad belką nr 1.

Linie ugięć belek w przekroju poprzecznym przęsła prostokątnego nr 8 (rys. 7) uzyskane w obliczeniach z 2016 roku są podobne do tych, jakie zawarto w projekcie próbnym obciążeń [16]. W schemacie *I* (jednostronne przeciążenie) teoretyczna deformacja poprzeczna przęsła (linie ciemnoniebieskie) jest w obliczeniach z 1981 i 2016 roku praktycznie identyczna. Jedynie nad belkami nr 8 i 9 linia z 2016 roku jest bardziej płaska i dopiero nad belką nr 9 w nieznacznym stopniu znajduje się w zakresie przemieszczeń ujemnych. Deformacja poprzeczna przęsła w schemacie *I* z obliczeń współczesnych ma bardziej krzywoliniowy przebieg. Wynika to z redukcji sztywności elementów poprzecznych modelu rusztowego (poprzecznic, pasma płyty pomostu). Mimo to, ugięcia belek uzyskane w badaniach odbiorczych były znacznie mniejsze niż wynikałoby to z obliczeń. W przypadku schematu *I* przemieszczenia pomierzone (1984 r.) w stosunku do obliczonych (2016 r.) mieszczą się w zakresie $u_{z\text{pom}}/u_{z\text{obl}} \approx 32\div 64\%$.

Linia ugięcia pod belkami nr 1, 2 i 3 w profilu poprzecznym przęsła, przy schematach niesymetrycznych *I* i *II* (jednostronne przeciążenie), tuż za belką nr 4 zmienia swój kierunek i ulega znacznemu „zakrzywieniu” ku górze. Może to wynikać z przekazywania części obciążenia od pojazdów na sąsiedni ustrój pod drugi kierunek ruchu, z uwagi na wykonstruowanie wspólnej zabudowy chodnikowej dla dwóch niezależnych konstrukcji.

W schemacie *II* (jednostronne przeciążenie dwoma rzędami pojazdów ciężarowych) w belkach zewnętrznych nr 1, 2 i 3 zbieżność pomiarów i obliczeń jest niewielka. Stosunek ugięć $u_{zpom}/u_{zobl} \approx 36\div 57\%$. W pozostałych belkach (nr 4÷9) uzyskano nieco lepszą zbieżność w zakresie $u_{zpom}/u_{zobl} \approx 61\div 87\%$. Linia ugięć w schemacie *II* w obliczeniach pierwotnych i współczesnych, w obrębie dźwigarów 3÷7, ma prawie identyczny przebieg. Przy dźwigarach skrajnych 8 i 9 oraz 1 i 2 linia ugięcia (2016 r.) ulega zakrzywieniu zbiegając do kierunku poziomego. Profil deformacji poprzecznej przęsła ma w obliczeniach z 2016 roku bardziej krzywoliniowy przebieg niż w obliczeniach pierwotnych. Wynika to z przyjęcia mniejszej sztywności elementów poprzecznych rusztu.

W schemacie *III* w belkach zewnętrznych nr 1, 2 i 3 uzyskano $u_{zpom}/u_{zobl} \approx 23\div 52\%$. Lepszą zgodność uzyskano w belkach 3÷9, gdzie $u_{zpom}/u_{zobl} \approx 64\div 95\%$.

W pozostałych schematach obciążenia (*IV* i *V*) przęsła prostokątnego nr 8, podobnie jak przy wcześniejszym ustawieniu pojazdów ciężarowych w przypadku belek zewnętrznych nr 1, 2 i 3 występuje mała zbieżność badań i obliczeń przy $u_{zpom}/u_{zobl} \approx 10\div 48\%$. W szczególności dotyczy to belki skrajnej nr 1, w której $u_{zpom}/u_{zobl} = 14\%$ (schemat *IV*) oraz $u_{zpom} \approx 0$ mm (schemat *V*). Połączenie badanego ustroju przez kapę chodnikową z sąsiednią konstrukcją stanowiło dodatkowe więzy (warunek brzegowy, „oparcie”) niewzględzony w obliczeniach.

Podobnie, jak w przypadku przęsła nr 3, w profilu deformacji poprzecznej przęsła nr 8 widoczne jest nagłe załamanie linii ugięcia za belką nr 4 w schematach obciążenia *III*, *IV*, *V*.

W przęsle nr 8 istotne różnice w przebiegu przemieszczeń na szerokości pomostu widoczne są w schemacie *II* (linie bordowe) i *III* (linie zielone). Natomiast w schemacie *IV* (linie pomarańczowe) linia rozdziału obciążenia według obliczeń jest bardziej płynna niż wynika to z badań ustroju. Przebieg krzywej deformacji poprzecznej przęsła jest jednak zachowany. W obliczeniach (2016 r.) i badaniach (1984 r.) największe ugięcia występują w belkach wewnętrznych nr 4 i 5, a w belkach skrajnych nr 1 i 9 najmniejsze.

W przęsle nr 8 prostokątnym w planie, w schemacie *V* (ustawienie pojazdów na przeciwległych narożnikach rzutu przęsła, linie czerwone) ugięcia obliczone w 2016 roku są bliższe ugięciom pomierzonym niż obliczone w 1981 roku w belkach nr 4÷9, przy $u_{zpom}/u_{zobl} = 50\div 91\%$. Odwrotnie jest w belkach zewnętrznych nr 2 i 3 gdzie $u_{zpom}/u_{zobl} = 10\div 22\%$.

W obliczeniach z 1981 roku szczególnie widoczne jest przeciążenie belek skrajnych w schematach *I*, *II* i *III*. Rozkład ugięć przypomina rozdział obciążenia według sztywnej poprzeczniczy. W obliczeniach z 2016 roku profil poprzecznej deformacji przęsła ma bardziej krzywoliniowy przebieg, charakterystyczny dla płyt ortotropowych lub rusztów o sztywności poprzecznej znacznie mniejszej od podłużnej (mało lub brak poprzecznic, cienka płyta pomostu). Taki rozkład ugięć lepiej odzwierciedla pracę przęsła belkowo-płytowych.

5.3. Komentarz do obliczeń komputerowych na tle wyników badań

Generalnie ugięcia obliczone na podstawie przemieszczeń u_z pomierzonych podczas próbnych obciążeń są mniejsze, przy niektórych schematach obciążenia dość znacznie, niż uzyskane z obliczeń komputerowych. Istotne mogą być co najmniej trzy przyczyny.

Po pierwsze rzeczywista sztywność podłużna przekrojów zespolonych belka prefabrykowana „Płońsk” i nadbeton mogła być większa niż wynikałoby z geometrii belek przyjętych w modelach numerycznych. Może to być efektem zwiększonego momentu bezwładności prefabrykatów strunobetonowych „Płońsk”, z uwagi na udział splotów sprężających i stali zbrojenia miękkiego (przekrój sprowadzony) lub większego modułu sprężystości betonu uzyskanego w rzeczywistym ustroju niż w zaleceniach normowych. Beton jest materiałem bardziej niejednorodnym niż stal. W warunkach budowy trudne jest uzyskanie idealnych parametrów normowych.

Drugim powodem może być większy udział płyty uciąglenia pozornego [2, 5, 6] w przenoszeniu obciążeń na sąsiednie przęsła, niż wynikałoby to z analiz komputerowych. W rzeczywistych płytach (wstawkach) uciąglenia pozornego wystąpiła mniejsza redukcja sztywności związana z ich zarysowaniem niż wynika to z obliczeń według teorii II fazy pracy przekrojów żelbetowych.

Trzecią przyczyną jest najprawdopodobniej – w szczególności przy schematach jednostronnego ustawienia pojazdów ciężarowych na pomoście, przy krawędzi przęsła – współdziałanie sąsiedniego obiektu (drugi kierunek ruchu) w przenoszeniu obciążeń, ze względu na „połączenie” ustrojów wspólną kapą chodnikową.

W dokładniejszym modelu rusztowym z 2016 roku uzyskano większą zgodność obliczeń i pomiarów. W przeprowadzonej analizie poprawienie zbieżności obliczeń z wynikami próbnych obciążeń uzyskano przez:

- zwiększenie liczby elementów poprzecznych modelu rusztowego, przyjęto pasma poprzeczne $b \times h = 100 \times 16$ cm, w rozstawie 1,0 m,
- uwzględnienie rzeczywistego usytuowania (mimośrodków) elementów ustroju nośnego (płyta pomostu, poprzecznice, belki główne) względem siebie,
- przyjęcie zredukowanej sztywności elementów monolitycznych jak płyta uciąglenia pozornego, zamki żelbetowe między belkami i poprzecznice, z uwagi na ich zarysowanie, które można oszacować ze wzorów normowych,
- uwzględnienie rzeczywistego usytuowania łożysk, tj. poniżej spodu dolnej półki prefabrykatów, a nie w ich osi obojętnej.

W nawiązaniu do wykonanych obliczeń należy podkreślić, że z założenia rusztowe odwzorowania ortogonalne są obarczone niedokładnościami i nie ujmują w pełni specyfiki pracy przęseł belkowo-płytowych. Na przykład, nie jest w nich możliwe precyzyjne uwzględnienie relacji sztywności giętych (poprzecznej i podłużnej) i skrętnych płyty pomostu (półki belek, styki monolitycz-

ne i warstwa nadbetonu). Płyta z uwagi na mimośród względem środka ciężkości dźwigarów pracuje w stanie powłokowym (tarczowo-płytyowym). Kłopotliwe jest także uwzględnienie nieciągłości i „karbów” występujących w kierunku poprzecznym. Chodzi tu o zarysowanie i różnice w stopniu zbrojenia i parametrach materiału belek i elementów monolitycznych (płyta nadbetonu, podłużne zamki żelbetowe między półkami belek). Mimo tych wad, poprzez korektę sztywności elementów składowych modelu z uwagi na zarysowanie, można poprawić zbieżność obliczeń z doświadczeniem.

Zwiększenie dokładności można uzyskać także wprowadzając w elementach poprzecznych, w miejscu zamków żelbetowych, przeguby sprężyste. Komplikuje to znacznie budowę modelu numerycznego. Analiza zachowania się modelu z przegubami sprężystymi będzie przedmiotem dalszych prac autorów.

6. PODSUMOWANIE

W szerokich przęsłach wielobelkowych, o stosunkowo cienkiej płycie pomostu, słabo stężonych poprzecznie (wadliwe styki i zamki monolityczne, mała liczba i wiotkie poprzecznice lub ich brak, niedokładności wykonawstwa, duży stopień prefabrykacji) kluczowe jest wierne odwzorowanie relacji sztywności poprzecznej i podłużnej. Decyduje ona o dystrybucji obciążeń na belki.

Przeszacowanie sztywności poprzecznej przęseł podczas obliczeń może spowodować przeciążenie dźwigarów (rzeczywisty ustrój może być bardziej „wiotki” w kierunku poprzecznym). Prowadzi również do błędnej oceny sił wewnętrznych powstających w kierunku poprzecznym i podłużnym przęsła. Zwykle nie stanowi to zagrożenia dla nośności konstrukcji. Może przyczynić się do szybszej degradacji belek głównych, płyt pomostowych lub poprzecznic, np. przez zarysowanie elementów sprężonych lub propagację rys, pojawienie się rys (pęknięć) przelotowych w zamkach żelbetowych płyty pomostu lub na styku monolitycznych poprzecznic i prefabrykatów.

Sztywność poprzeczna przęseł zależy nie tylko od ich geometrii i przyjętych cech wytrzymałościowych materiałów, ale czasami również od konkretnych rozwiązań konstrukcyjnych. W przypadku badanego wiaduktu o przekroju wielobelkowym widać, że pracuje on bardziej jak płyta ortotropowa, niż układ rusztowy silnie stężony poprzecznie. Przy wdrażaniu nowych systemów prefabrykacji warto dokładniej przeanalizować wpływ szczegółów pod kątem modelowania komputerowego.

Prawidłowa symulacja sztywności poprzecznej obiektów o niestandardowej, mieszanej konstrukcji (np. sprężone elementy prefabrykowane, fragmenty i styki żelbetowe) nie jest łatwa i tak oczywista jak w jednorodnych ustrojach monolitycznych. Elementem decydującym o zbieżności analiz teoretycznych z zachowaniem rzeczywistej konstrukcji może być nie tylko sposób konstruowania i modelowania „miejsc szczególnych”, ale również poprawność ich wykonania w warunkach budowy. Jak widać na podstawie analizowanego wiaduktu, zasa-

mi informację czy w fazie projektowej przyjęto adekwatny model obliczeniowy można uzyskać dopiero po wykonaniu obiektu i przeprowadzeniu próbnych obciążeń.

Obciążenia próbne obiektów mostowych, prócz swojego podstawowego celu polegającego na potwierdzeniu nośności obiektu na obciążenia użyte podczas badań i zgrubnej ocenie poprawności zaprojektowania konstrukcji, mają również walor badawczy. Mogą być cenne z punktu widzenia analiz statycznych na potrzeby projektów technicznych czy ekspertyz, umożliwiając dobór bardziej adekwatnych modeli numerycznych.

LITERATURA

1. Cieśla J., Biskup M., Gałat A., Skawiński M.: *Prefabrykowane belki mostowe z betonu sprężonego w Polsce – historia – stan obecny*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje sprężone, Kraków, 2012, 1-13.
2. Furtak K.: *Analiza skutków uciąglenia przęseł obiektów mostowych z belek prefabrykowanych „Płońsk”*, Inżynieria i Budownictwo nr 9/2008, 509-511.
3. Kmita J., Bień J., Machelski Cz.: *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*, Warszawa, WKŁ, 1989.
4. Machelski Cz.: *Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych*, Wrocław, DWE, 2006.
5. Machelski Cz., Brzostowski Z.: *O możliwości zastosowania uciąglenia pomostu w przęsłach prefabrykowanych typu „Płońsk”*, Drogownictwo nr 7/1989, 134-137.
6. Machelski Cz., Onysyk J.: *Efekty uciąglenia pozornego przęseł z belek typu „Płońsk”*, Seminarium „Problemy projektowania, budowy i utrzymania mostów małych, Wrocław-Szklarska Poręba, 1990, 124-129.
7. Niemierko A.: *Wyniki badań pod obciążeniem próbnym przęseł z dźwigarów struno-betonowych typu Płońsk-Franowo w wiadukcie drogowym przy ul. Żołnierskiej w Warszawie*, Warszawa, IBDiM 1984.
8. Łaziński P., Salamak M., Owerko T.: *Próbnne obciążenia mostów w Polsce na podstawie wybranych przykładów*, VII Ogólnopolska Konferencja Mostowców – Konstrukcja i wyposażenie Mostów, Wisła, 2015, 83-98.
9. O'Brien E. J., Keogh L. D.: *Bridge deck analysis*, E and FN Spon, London, 1999.
10. PN-B-03264:1976. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
11. Rombach G.A.: *Finite element design of concrete structures*, Thomas Telford Publishing, London, 2004.
12. Rybak M.: *Prefabrykowane wiadukty typu „Płońsk”*, Drogownictwo nr 9/1984, 273-280.
13. Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN. *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2*. DWE, Wrocław 2006.
14. Starosolski W.: *Uwagi o obliczaniu belek w trakcie modelowania stropów płytowo-żebrowych*, Przegląd Budowlany nr 9/2008, 50-53.
15. Dokumentacja archiwalna budowy wiaduktu drogowego w ciągu przebudowywanej ul. Żołnierskiej nad torami stacji Warszawa-Rembertów, PBPDiM Poznań, 1979.

16. Projekt techniczny próbnego obciążenia wiaduktu w ul. Żołnierskiej w Warszawie, PBPDiM Poznań, 1981.
17. Katalog „Typowe mosty drogowe. Przęsła prefabrykowane z belek strunobetonowych typu Płońsk”, CBSiPSMiL Transprojekt, Warszawa, 1970.

THE CORRELATION BETWEEN COMPUTER CALCULATION AND LOAD TESTING OF “PŁOŃSK” T-BEAM BRIDGE

Summary

In bridge structures modeling using MES the crucial task is as much as possible real spans longitudinal and transversal rigidity representation. Transversal spans rigidity is dependent not only on their geometry and resistance characteristics of materials but as was proofed after undertaken analysis also on particular structural designs. One interesting example is a case of flyover over railway track in Warsaw build using T-beam “Płońsk” pretensioned girders. Proof tests do not confirm assumptions undertaken in relation to transversal load distribution on which the calculations in 1981 were done. Alternative static calculations in 2016 were performed. Calculation model applied and conclusions from undertaken analysis are presented. Modern MES programs for structure computational analysis enable their sophisticated numerical representation. Nevertheless they always should be verified with real structure behavior.