

PRZEBUDOWA MOSTU KOLEJOWEGO PRZEZ RZEKĘ PILICĘ Z PRZYSTOSOWANIEM DO DUŻYCH PRĘDKOŚCI

Krzysztof ŻÓŁTOWSKI*,
Arkadiusz MADAJ**,
Andrzej KOZAKIEWICZ***
Tomasz ROMASZKIEWICZ***
Marek SZAFRAŃSKI***
Rafał FALKIEWICZ****
Kazimierz RADUSZKIEWICZ****
Krzysztof REDZIMSKI****

*) dr hab. inż., Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej

***) dr hab. inż., prof. nadz. PP, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Politechniki Poznańskiej,

*****) mgr inż., Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej

*****) mgr inż., POLWAR S.A.

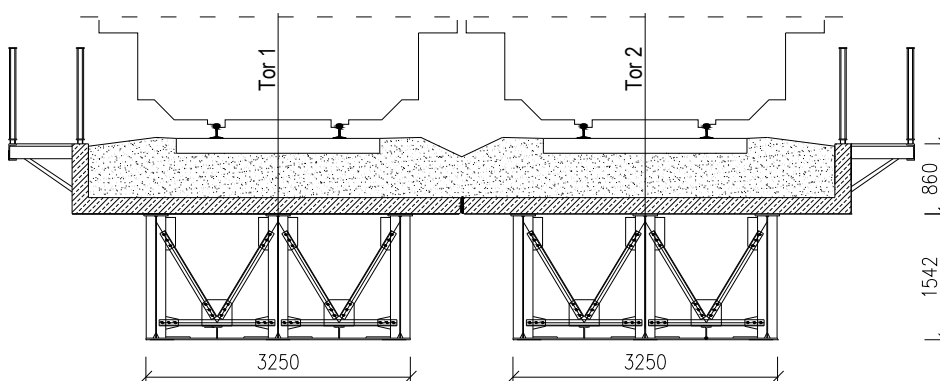
1. WSTĘP

Jednym z podstawowych założeń modernizacji polskich linii kolejowych jest przystosowanie ich do dużych prędkości ruchu (300 – 350 km/h). Wzrost prędkości ruchu powoduje zwiększenie efektów dynamicznych oddziaływania taboru na konstrukcję. Fakt ten niesie za sobą szereg dodatkowych wymagań stawianych nowym lub modernizowanym obiektom inżynierskim. Na etapie projektowania, oprócz standardowych obliczeń statycznych, konieczne jest przeprowadzenia złożonych analiz dynamicznych. Celem tych analiz jest określenie wpływu zwiększonych efektów dynamicznych na stany graniczne nośności (bezpieczeństwo konstrukcji) i użyteczności (bezpieczeństwo jazdy i komfort pasażerów). Dodatkowym, istotnym czynnikiem jest dużo większa niż dotychczas siła pozioma pochodząca od hamowania taboru kolejowego na obiekcie. Znaczne wartości tych sił wymagają zastosowania dodatkowych amortyzatorów hydraulicznych, pozwalających na ich odprowadzenie bezpośrednio na ścianę przyczółka [1].

W referacie przedstawiono proces projektowania i przebudowy mostu nad rzeką Pilicą, którego celem było dostosowanie konstrukcji do dużych prędkości ruchu. Na szczególną uwagę zasługuje koncepcja wzmocnienia i sprawna realizacja. Pozytywny efekt końcowy można zawdzięczać dobremu współdziałaniu Inwestora, Wykonawcy i Projektanta.

2. ISTNIEJĄCA KONSTRUKCJA MOSTU

Most będący przedmiotem niniejszego referatu przekracza rzekę Pilicę w km 177.425 linii kolejowej nr 4-E65 na odcinku Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie. Jest to eksperymentalny odcinek Centralnej Magistrali Kolejowej (CMK) o zmiennym układzie podtorza, dostosowany do jazdy pociągów z prędkościami przekraczającymi 200 km/h. Obiekt wybudowany został w 1975r. Przed przebudową była to konstrukcja składająca się z czterech wolnopodpartych przęseł stalowych, zespolonych z płytą żelbetową. Rozpiętości teoretyczne poszczególnych przęseł wynosiły: $L_{t1} = 23.86$ m, $L_{t2} = 24.38$ m, $L_{t3} = 24.38$ m, $L_{t4} = 23.86$ m. Sumaryczna długość przęseł wynosiła $L_{tc} = 96.48$ m. Ustrój nośny pod każdym z torów stanowiła trójdźwigarowa konstrukcja zespolona ze stali St3M i płytą żelbetową (korytem balastowym) grubości 20 cm z betonu „marki $R_w = 300$ ” (rys. 1).



Rys 1. Przekrój przęsłowy konstrukcji przed przebudową

Środniki dźwigarów wykonano z blach 1500 x 10 mm, pasy górne z blach o wymiarach 300 x 22 mm. Pas dolny stanowiła blacha szerokości 3250 mm i grubości 20 mm. Zespolenie zrealizowano poprzez łączniki sztywne – kątowniki z ukośnymi żeberkami. Przęsła oparte były jednym końcem na trzech łożyskach stałych, drugim zaś na trzech jednowałkowych łożyskach ruchomych. Konstrukcja posiadała stężenia pionowe typu „X” nad podporami oraz typu „V” w polach pośrednich. Do zewnętrznych ścian koryta balastowego zamocowane były wsporniki chodnikowe, na których ułożony był pomost ze stalowych kratek pomostowych.

Przyczółek i filary są wspólne dla obu torów. Według dokumentacji, podpory posadowione są na palach Wolfsholz’a wykonanych z betonu marki $R_w = 200$ zbrojonych stalą St3SX.

Wysokość konstrukcyjna obiektu wynosiła $h_k = 2.68$ m, a ustrojowa (bez izolacji i warstw wyrównawczych) $h_u = 1.74$ m. Odległość od główki szyny do

górnej warstwy betonu ochronnego izolacji płyty wynosiła $h_n=0.87$ m i była większa od wymaganej 0.75 m. Na rysunku 2 pokazano widok ogólny mostu przed przebudową.



Rys 2. Widok ogólny mostu przed przebudową

3. ZMIANY W PRZEBUDOWYWANEJ KONSTRUKCJI

W wyniku przeprowadzonej ekspertyzy [2] stwierdzono, że pozostawienie istniejącego układu przęseł wolnopodpartych nie zapewni wymaganych standardów dla kolei dużych prędkości (negatywnie wypadła analiza zmęczenia oraz dynamiczna). Ponadto uciążlenie konstrukcji ponad 4-krotnie zwiększy siłę poziomą od hamowania, która znacznie przekroczy wartość pierwotnie projektowaną. W ekspertyzie zaproponowano wymianę dźwigarów zespolonych na nowe, o większej sztywności i masie np. z betonu sprężonego i przebudowę przyczółków.

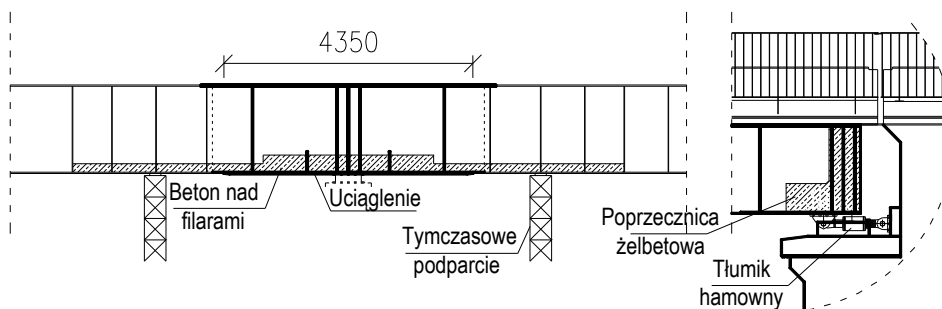
Te i inne warunki wstępne stanowiły materiał wyjściowy dla konsorcjum projektowo-wykonawczego złożonego z Konsultacyjnego Biura Projektowego Żółtowski i firmy wykonawczej POLWAR SA.

Dokonując wstępnych analiz na etapie przygotowania oferty w trybie „zaprojektuj i zbuduj” stwierdzono, że stan techniczny konstrukcji stalowej przęseł pozwala na jej wykorzystanie. Należało tylko opracować efektywny sposób wzmocnienia konstrukcji, tak aby spełnić nowe standardy. Wniosek ten okazał się niezwykle cenny z uwagi na krótki termin realizacji wynikający z ograniczonych w czasie zamknięć torowych (około 2,5 miesiąca na jeden tor).

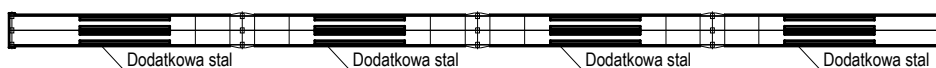


Zaproponowano uciążlenie konstrukcji przy jednoczesnym, lokalnym wzmocnieniu stref przęsłowych i podporowych. Analizy statyczne i dynamiczne prowadzone na etapie projektowania potwierdziły poprawność przyjętych założeń polegających na wykonaniu następujących prac [3]:

- Całkowite rozebranie pierwotnej płyty żelbetowej jezdni i odcięcie starych zapórki zespalających.
- Uciążlenie zestawu belek wolnopodpartych do układu belki ciągłej. W tym celu końcówki pręseł nad filarami zostały skrócone o 1600 mm mierząc od osi łożysk. Pozwoliło to na wykonanie stalowej wstawki uciążlającej z nową poprzeczną (rys. 3).
- W przekrojach nad filarami, w celu uzyskania większej sztywności i masy pręseł, wykonanie dodatkowej płyty betonowej, zespolonej ze stalowym, dolnym pasem dźwigara. Całkowita długość płyty betonowej wynosiła ~9.7 m a grubość zmieniała się od 15 do 30 cm w osi filara (rys. 3).
- Wykonanie nowej płyty żelbetowej (koryta balastowego) dla układu belki ciągłej z uwzględnieniem nowych kołków zespalających typu podatnego.
- Wykonanie nad przyczółkami żelbetowych poprzecznicy, zespolonych z konstrukcją stalową w celu zwiększenia masy układu oraz ułatwienia przekazania poziomych sił od hamowania na przyczółki (rys. 3).
- Wykonanie dodatkowych nakładek wzmacniających płytę dolną pręśla stalowego – w sumie cztery nakładki na pręśło (rys. 4).
- Wykonanie układu łożyskowania konstrukcji typu „pływającego”. Brak jest w układzie łożyska stałego. Rolę łożyska stałego pełni para tłumików hydraulicznych na każdym przyczółku (rys. 5 i 6). Tłumiki muszą mieć zdolność przenoszenia sił poziomych min. 1000 kN oraz posiadać zdolność przesuwu ± 30 mm.



Rys 3. Uciążlenie konstrukcji oraz wzmocnienie stref podporowych.



Rys 4. Strefy wzmocnienia konstrukcji stalowej pręseł.

- Przebudowanie przyczółków. Przebudowa polegała na rozkuciu i odbudowie części przyczółków oraz wykonaniu dodatkowego skrzydła pionowego w osi torów, pełniącego rolę tymczasowej ścianki oporowej, a docelowo wspomagającego podporę w przenoszeniu sił poziomych od hamowania (rys. 7).



Rys 5. Zastosowane tłumiki hydrauliczne



Rys 6. Tłumik hydrauliczny zamocowany na obiekcie





Rys. 7. Widok przyczółka od strony zasypu. Po lewej stronie widoczne dodatkowe skrzydło pionowe w osi przyczółka

- Przebudowanie górnej strefy filarów polegającej na wykonaniu nowych nisz oraz ciosów podłożyskowych.
- Wykonanie na wszystkich podporach dodatkowego żelbetowego pancerza wzmacniającego korpusy podpór.

3.1. Etapy prac podczas przebudowy

Ze względu na konieczność utrzymania ruchu kolejowego, przebudowę konstrukcji mostu prowadzono niezależnie dla każdego z torów. Podczas przebudowy konstrukcji pod torem nr 1, prowadzono ruch kolejowy w torze nr 2 z jednoczesnym ograniczeniem prędkości do 30 km/h. Prace wykonywane na każdej konstrukcji podzielono na kilka zasadniczych etapów:

- Etap 1 – zamknięcie toru nr 1, rozbiórka starego koryta balastowego, wyparcie przęseł na podporach tymczasowych.
- Etap 2 – uciąglenie konstrukcji stalowej przęseł, nadbudowanie nisz łożyskowych, wykonanie ciosów, opuszczenie konstrukcji na łożyska.
- Etap 3 – wykonanie nowego koryta balastowego (płyty górnej) w strefach przęsłowych, dolnej płyty żelbetowej nad filarami oraz betonowych poprzecznic nad przyczółkami.
- Etap 4 – wykonanie nowego koryta balastowego (płyty górnej) w strefach podporowych przęseł.
- Etap 5 – nabudowanie skrzydeł oraz ścianki zwirowej przyczółków, założenie dylatacji poprzecznej, wykonanie izolacji koryta balastowego, ułożenie tłuczni i toru kolejowego.



- Etap 6 – próbne obciążenie statyczne, oddanie obiektu do ruchu.
- Analogiczne etapowanie prac zastosowano podczas przebudowy mostu w torze nr 2 przy jednoczesnym prowadzeniu ruchu na nowej konstrukcji w torze nr 1.

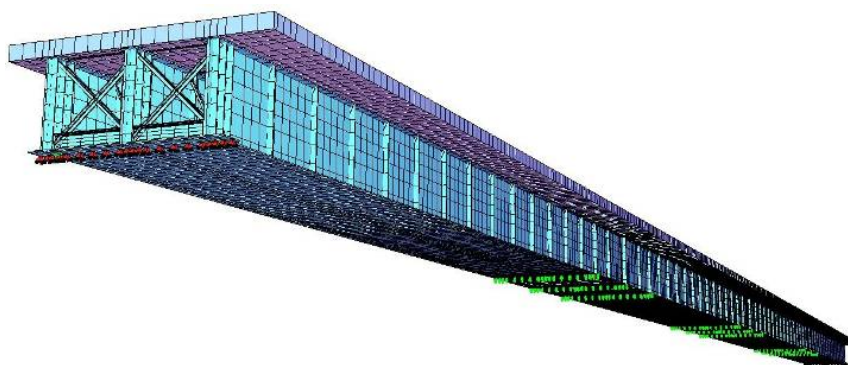
4. ANALIZY NUMERYCZNE

4.1. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

Na potrzeby projektu wykonano złożony model MES mostu przy wykorzystaniu programu SOFiSTiK. Dyskretyzację przeprowadzono w oparciu o czterowęzłowe elementy powłokowe klasy C^0 oraz elementy belkowe. Parametry geometryczne i materiałowe przyjęto zgodnie z założeniami projektu wzmocnienia. Warunki brzegowe (podpory) założono zgodnie ze schematem łożyskowania konstrukcji. Uwzględniono poszczególne fazy wykonywania konstrukcji oraz stany obciążeń zgodnie z przyjętym programem etapowania prac (wyparcie przęseł na podporach tymczasowych, uciąglenie konstrukcji stalowej, fazy betonowania, obciążenia stałe, ruchome, reologia betonu). Na rysunku 8 pokazano wizualizację modelu numerycznego konstrukcji.

Jako obciążenie ruchome rozpatrywano dwa modele obciążeń zgodnie z normą [4]:

- model obciążenia LM 71 przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany normalnym ruchem kolejowym,
- modele obciążenia SW/0 przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany normalnym ruchem kolejowym dla belek ciągłych,
- modele obciążenia SW/2 przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany ciężkim ruchem kolejowym.



Rys. 8. Wizualizacja modelu numerycznego



4.2. Analiza dynamiczna

Konstrukcje przystosowane do dużych prędkości powinny cechować się małą wrażliwością dynamiczną w celu zapewnienia bezpieczeństwa i komfortu. Efekty dynamiczne obciążenia (współczynniki przeciążenia dynamicznego) wyznacza się dodatkowo na drodze analiz przejazdu obciążenia po konstrukcji obiektu. Zgodnie z [4] analizy te należy prowadzić dla pociągów rzeczywistych przewidzianych do ruchu na danej magistrali oraz pociągów zastępczych HSLM. W obydwu przypadkach pomija się efekty współdziałania mas pojazdu i konstrukcji przęsła, przyjmując obciążenie w postaci strumieni sił skupionych.

Na etapie projektu analizę dynamiczną przeprowadzono w oparciu o zastępczy model HSLM-A (typy od A1 do A10). Uwzględniono prędkości ruchu w zakresie 160 – 360 km/h co 10 km/h. Maksymalną prędkość obliczeniową przyjęto o 20 % większą niż maksymalna, projektowa prędkość dla danego odcinka linii. Z powodu dużej liczby obliczeń – 21 prędkości każdego z 10 typów pociągów (każdy z przejazdów trwa $7 \div 14$ s, krok czasowy $\Delta t = 0.01$ s) – do celów analizy dynamicznej wykonano uproszczony model składający się z jedynie elementów belkowych. Parametry modelu uproszczonego (sztywność, masa, częstości drgań własnych) zostały skalibrowane z modelem szczegółowym, użytym do analizy statyczno-wytrzymałościowej. Szacunkowa wartość tłumienia konstrukcyjnego została dobrana zgodnie z zaleceniami zawartymi w [4].

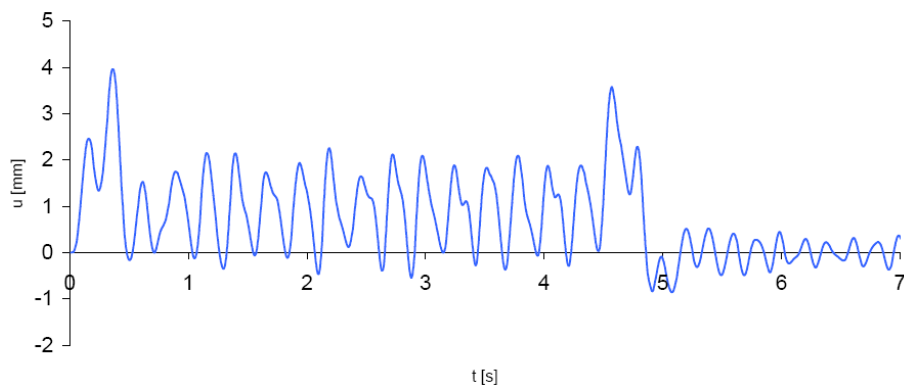
4.3 Wnioski z przeprowadzonych analiz

Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała poprawność przyjętych założeń wzmocnienia konstrukcji. Obiekt zaprojektowano na klasę k+2 (współczynnik $\alpha = 1.21$ zgodnie z [4]).

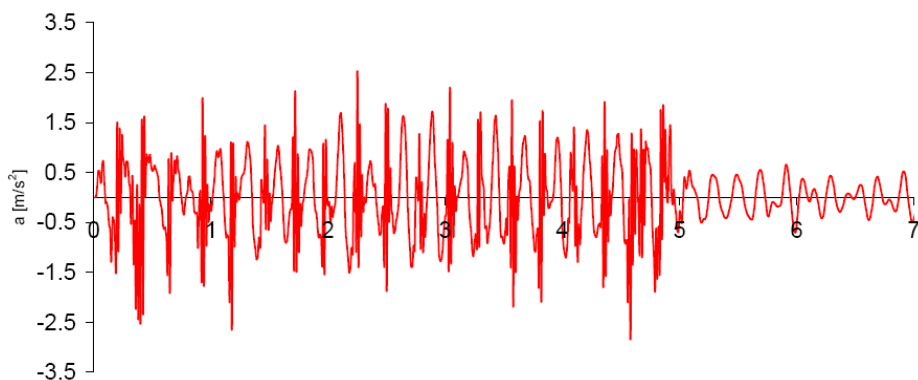
Zgodnie z [5], jednym z kryteriów zapewnienia bezpieczeństwa ruchu podczas przejazdu taboru po obiekcie mostowym jest niedopuszczenie do wystąpienia przyspieszeń pionowych przęseł większych niż 3.5 m/s^2 (stabilność pryzmy tłucznia). W efekcie przeprowadzonej analizy dynamicznej stwierdzono, iż przy pewnych prędkościach przejazdu, amplitudy przyspieszeń pionowych przekraczają nieznacznie wartość dopuszczalną. W związku z tym zwiększono grubości i szerokości nakładek pasa dolnego w przęsłach z 20×300 mm na 40×400 mm. Zwiększono tym samym sztywność konstrukcji. Zabieg ten pozwolił na zmniejszenie poziomu drgań pionowych poniżej wartości dopuszczalnej.

Na rysunkach 9 i 10 pokazano przykładowe przebiegi przemieszczeń oraz przyspieszeń pionowych środka skrajnego przęsła w wyniku przejazdu modelu obciążenia HSLM-A5 z prędkością 300 km/h.





Rys. 9. Wykres zmienności przemieszczeń pionowych w środku rozpiętości przęsła na skutek przejazdu modelu obciążenia HSLM-A5 z prędkością 300 km/h.



Rys. 10. Wykres zmienności przyspieszeń pionowych w środku rozpiętości przęsła na skutek przejazdu modelu obciążenia HSLM-A5 z prędkością 300 km/h.

5. PRÓBNE OBCIĄŻENIE STATYCZNE I DYNAMICZNE

Próbnego obciążenia statyczne wykazało dużą zgodność wartości pomierzonych z wartościami teoretycznymi obliczonymi w projekcie próbnego obciążenia [6]. Stosunek wartości pomierzonych do wartości teoretycznych w poszczególnych przęsłach przedstawiał się następująco [7]:

- przęsło nr 1 – 81% ÷ 82%,
- przęsło nr 2 – 82% ÷ 84%,
- przęsło nr 3 – 79%,
- przęsło nr 4 – 82% ÷ 85%.

Stosunek ugięć trwałych do sprężystych wyniósł maksymalnie 4.7%. Wyniki badań potwierdziły prawidłową pracę konstrukcji w zakresie sprężystym.



Badania dynamiczne wykazały dużą zgodność pomierzonych przemieszczeń w stosunku do wartości teoretycznych. W projekcie próbnego obciążenia dynamicznego [8] analizy przejazdu obciążenia po konstrukcji mostu wykonano w oparciu o rzeczywisty pociąg, składający się z dwóch lokomotyw Europrinter ES64U4 oraz dziewięciu wagonów (typy 145A, 152A, 154AC) Analogiczny skład wykorzystany był w trakcie badań podczas próbnego obciążenia obiektu [9]. Procentowy stosunek maksymalnych pomierzonych amplitud drgań do wartości teoretycznych przedstawiał się następująco:

- dla prędkości $V=10$ km/h zestawu próbnego – od $82 \div 84\%$,
- dla prędkości $V=160$ km/h zestawu próbnego – od $64 \div 66\%$,
- dla prędkości $V=180$ km/h zestawu próbnego – od $71 \div 73\%$,
- dla prędkości $V=200$ km/h zestawu próbnego – od $73 \div 78\%$.

Pomierzone wartości przemieszczeń pionowych były znacznie mniejsze od wartości granicznych (dopuszczalnych) określonych w [5]. Ich poziom oscylował na poziomie od 8% do 17%.

Podczas badań mierzone były także przyspieszenia pionowe konstrukcji przęseł. Poziom zgodności maksymalnych amplitud w stosunku do wartości teoretycznych wynosił:

- dla prędkości $V=10$ km/h zestawu próbnego – od $1 \div 4\%$,
- dla prędkości $V=160$ km/h zestawu próbnego – od $8 \div 25\%$,
- dla prędkości $V=180$ km/h zestawu próbnego – od $15 \div 53\%$,
- dla prędkości $V=200$ km/h zestawu próbnego – od $17 \div 66\%$,

Wszystkie pomierzone przyspieszenia pionowe konstrukcji przęśla były znacznie mniejsze (od 4 % do 25 %) od wartości granicznej $a_{gran}=3.5m/s^2$. Znaczne różnice w uzyskanych wynikach przyspieszeń wynikają z:

- uproszczonego modelu obciążenia przyjętego w analizie numerycznej zgodnie z [4] (strumień sił skupionych) – pominięcie mas i resorowania pojazdu,
- nieuwzględnienia w modelu numerycznym sprężystości elementów nawierzchni kolejowej (tłuczeń, podkłady, podkładki, szyny kolejowe).

Uwzględnienie powyższych czynników miałooby decydujący wpływ na dokładność uzyskanych wyników przyspieszeń pionowych.

6. PODSUMOWANIE

Obecnie na terytorium kraju prowadzi się modernizację szeregu linii kolejowych. Poza znaczeniem lokalnym, stanowią one ważny element europejskiej sieci transportowej i mają istotne znaczenie dla międzynarodowych tranzytów kolejowych. Uwarunkowania społeczno – ekonomiczne powodują, iż podstawowym kryterium prowadzonych prac jest zwiększenie obciążenia



użytkowego lub prędkości ruchu. Niesie to za sobą wiele konsekwencji, w tym nowych wymagań dotyczących obiektów inżynierskich. W wielu przypadkach konstrukcja i stan techniczny istniejących obiektów nie pozwala na ich bezpośrednie wykorzystanie w modernizowanej infrastrukturze. Konieczna jest wymiana, bądź gruntowna modernizacja konstrukcji.

Obiekt będący przedmiotem niniejszego artykułu jest dobrym przykładem wykorzystania istniejącej konstrukcji przy modernizacji. W wyniku przeprowadzonych analiz statyczno-wytrzymałościowych, dynamicznych oraz na podstawie próbnych badań odbiorowych stwierdzić można że:

- Zaproponowana i zrealizowana metoda przebudowy obiektu kolejowego spełniła swoje założenia.
- Zastosowany schemat łożyskowania (pływający) wraz z systemem tłumików hamownych jest jednym z pierwszych rozwiązań tego typu w Polsce
- Zaproponowany sposób przebudowy obiektu oraz technologia jego wykonania okazała się skuteczna z uwagi na czas krótkich zamknięć torowych.

Największym wyzwaniem dla wykonawcy był bardzo krótki czas realizacji inwestycji połączony z wysokimi standardami jakościowymi panującymi na linii CMK. Całość prac wykonano w 6 miesięcy. Pomyślna realizacja przebudowy mostu na Pilicy wskazuje na realne możliwości modernizacji istniejących obiektów. Sprawna realizacja zadania w trybie „zaprojektuj i zbuduj” pokazała pozytywne aspekty tej procedury przy bardzo dobrej współpracy Inwestora, Projektanta i Wykonawcy. Na rysunku 11 pokazano finalny efekt przeprowadzonej modernizacji.



Rys. 11. Widok ogólny mostu po wykonanej modernizacji



LITERATURA

1. *Standardy Techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji linii CMK do prędkości 200/250 km/h. Obiekty inżynieryjne*, CNTK, Warszawa 2002.
2. Apanas L., Karlikowski J., Madaj A., Siekierski W., Sturzbecher K., Wołowicki W.: *Ekspertyza naukowa określająca zmiany, jakie należy wprowadzić w projektach przebudowy obiektów mostowych na linii nr 4-E65 na odcinku Knapówka-Góra Włodowska w celu dostosowania ich do przejazdu pociągów z prędkością 300/350 km/h – most zespolony w km 177.425*, Poznań 2008.
3. Żółtowski K., Kozakiewicz A., Romaszekiewicz T., Madaj A.: *Projekt budowlano – wykonawczy modernizacji mostu w km 177,425 linii kolejowej 4-E65 na szlaku Psary – Góra Włodowska w torze nr 1 i 2*, KBP Żółtowski, Gdańsk 2009.
4. *PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów*, PKN, Warszawa 2007.
5. *EN 1990 – Eurocode: Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges (Normative)*, CEN 2003.
6. Kozakiewicz A., Szafranski M., Żółtowski K.: *Projekt próbnego obciążenia stycznego mostu kolejowego w km 177.425 linii kolejowej nr 4-E65 na szlaku Psary-Góra Włodowska po przeprowadzonej przebudowie w torze nr 1*. KBP Żółtowski, Gdańsk 2009.
7. Chróścielewski J., Malinowski M., Rutkowski R., Miśkiewicz M.: *Sprawozdanie z badań statycznych podczas próbnego obciążenia konstrukcji w torze nr 1 mostu kolejowego w km 177.425 linii kolejowej nr 4-E65*, KMBiM Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2009.
8. Kozakiewicz A., Szafranski M., Żółtowski K.: *Projekt próbnego obciążenia dynamicznego mostu kolejowego w km 177.425 linii kolejowej nr 4-E65 na szlaku Psary-Góra Włodowska po przeprowadzonej przebudowie w torze nr 1*. KBP Żółtowski, Gdańsk 2009.
9. Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M., Banaś A., Rutkowski R., Mederski P., Waśniewski D.: *Sprawozdanie z badań dynamicznych podczas próbnego obciążenia konstrukcji w torze nr 1 i 2 mostu kolejowego w km 177.425 linii kolejowej nr 4-E65*. KMBiM Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2009.

RECONSTRUCTION OF THE HIGH – SPEED RAILWAY BRIDGE OVER PILICA RIVER

Summary

The paper is a review of complete modernization of a railway bridge for high speed trains. Modernization steps, theoretical base and general conclusions are presented. Good cooperation between Railway Administration, Designer and Constructor is a key to success in short in time and effective rebuilding of an existing bridge. A side test as a final element of modernization process proved the quality of work.