

MARIAN KLASZTORNY¹⁾

ANALIZA DYNAMICZNA BELKOWYCH MOSTÓW ZESPOLONYCH NA CMK W WARUNKACH ZWIĘKSZONYCH PRĘDKOŚCI POCIĄGÓW (160 ÷ 250) KM/H

STRESZCZENIE. W pracy przedstawiono opis modelowania belkowych mostów zespolonych (jednotorowych, jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych), obciążonych pociągami poruszającymi się z dużymi prędkościami. W dwuwymiarowym modelu fizycznym układu most – tor – pojazd szynowy uwzględniono m.in. skokowo zmienny przekrój konstrukcji nośnej mostu, odkształcalne strefy dojazdowe do mostu, nieliniowe właściwości sprężysto – tłumiące podsypki, nieliniowe właściwości sprężyste przytwierdzeń szyn do podkładów, zawieszenia pierwszego i drugiego stopnia pojazdów szynowych oraz masy zestawów kołowych.

Przeprowadzono analizę dynamiczną typoszeregu belkowych mostów zespolonych o rozpiętościach (14,40 ÷ 29,40) m, zlokalizowanych na Centralnej Magistrali Kolejowej „CMK”, w warunkach prędkości eksploatacyjnych (160 ÷ 250) km/h. W analizie wykorzystano autorski program komputerowy DYRAB2, służący do symulacji drgań pionowych układów most – tor – pojazd szynowy. Do oceny dynamicznego wyężenia stalowych belek głównych wykorzystano uproszczony warunek nośności z uwzględnieniem zmęczenia wysokocyklowego. Do oceny stabilności toru na obiektach mostowych wykorzystano amplitudy drgań pionowych podkładów.

¹⁾ prof. dr hab. inż. – Wydział Inżynierii Produkcji Politechniki Warszawskiej

1. WSTĘP

W planach rozwojowych PKP jest m.in. wprowadzenie do ruchu na Centralnej Magistrali Kolejowej (CMK) ekspresowych pociągów pasażerskich poruszających się z prędkościami do 250 km/h. Jednym z problemów naukowo-technicznych z tym związanych jest sprawdzenie dynamicznego wyężenia obiektów mostowych na CMK w nowych warunkach eksploatacyjnych [1]. Podstawową grupę tych obiektów stanowią belkowe mosty zespolone, o konstrukcji nośnej złożonej ze stalowych blachownicowych belek głównych i żelbetowej płyty pomostowej. Wymienione mosty, o rozpiętościach (14,40 ÷ 29,40) m, zaprojektowano na obciążenie ruchome kolejowe N.C. według norm PN-66/B-02015 oraz PN-58/B-03261 i normatywu WPD-DP-30.

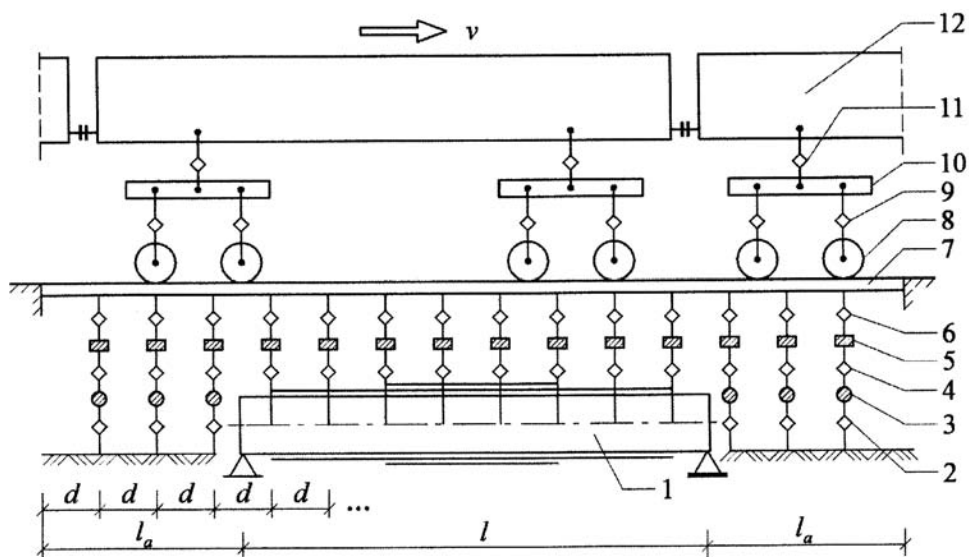
Dotychczasowe badania doświadczalne i teoretyczne jednotorowych jedno-przęsłowych belkowych mostów kolejowych wskazują na możliwość uwzględnienia pionowej płaszczyzny symetrii układu most – tor – pojazd szynowy (MTP), pokrywającej się z osią toru [2-5]. Drgania wymuszone pionowe układu MTP praktycznie separują się od drugorzędnych drgań giętno-skrętnych (wahadłowych). Te ostatnie wywołane są wężykowaniem zestawów kołowych pojazdów szynowych, losowymi odchyleniami układu MTP od idealnej symetrii oraz parciem wiatru.

W niniejszym artykule przeprowadzono analizę dynamiczną belkowych mostów zespolonych na CMK, tworzących typoszereg, w warunkach zwiększonych prędkości eksploatacyjnych $v = (160 \div 250)$ km/h. W analizie wykorzystano autorski program komputerowy DYRAB2, symulujący drgania pionowe układu MTP według algorytmów opracowanych zgodnie z teorią drgań nieliniowych opublikowaną w pracy [6]. Dokonano oceny wyężenia dźwigarów stalowych z uwzględnieniem zmęczenia wysokocyklowego oraz oceny stabilności toru na omawianych obiektach mostowych.

Niniejsza praca została wstępnie opublikowana w skróconej wersji w materiałach II Sympozyjum Diagnostyka i Badania Mostów, Opole 2003 [7].

2. OPIS MODELU FIZYCZNEGO I MATEMATYCZNEGO UKŁADU MOST – TOR – POJAZD SZYNOWY

Przyjętą w pracy koncepcję modelowania płaskiego (MQS) nieliniowego fizycznie układu MTP, przedstawiono w pracy [6]. Schemat dwuwymiarowego modelu MQS układu MTP pokazano na rysunku 1. Model ten pozwala na symulację drgań pionowych układu MTP. W modelu MQS wyróżniono 6 podukładów masowych: konstrukcję nośną mostu, podtorze w strefach dojazdowych, podkłady na moście i w strefach dojazdowych, szyny na moście i w strefach dojazdowych, ruchome zestawy kołowe, masy resorowane pojazdów szynowych (nadwozia i ramy wózków jezdnych).



Rys.1. Model mechaniczny układu most – tor – pojazd szynowy (MTP) wg [6]:
 1 – konstrukcja nośna mostu; 2, 3 – podtorze w strefach dojazdowych (2 – skupione liniowe elementy lepkosprężyste; 3 – masy skupione); 4 – podsypka; 5 – podkłady; 6 – przytwierdzenia; 7 – szyny; 8 – zestawy kołowe pojazdów szynowych; 9 – zawieszenia pierwszego stopnia; 10 – ramy wózków jezdnych łącznie z silnikami trakcyjnymi; 11 – zawieszenia drugiego stopnia; 12 – nadwozia pojazdów szynowych

Fig.1. Mechanical model of the bridge – track – moving train system [6]:
 1 – bridge superstructure; 2, 3 – track subsoil in zones of access (2 – concentrated linear visco-elastic elements; 3 – concentrated masses); 4 – ballast; 5 – sleepers; 6 – fasteners; 7 – rails; 8 – wheel sets of rail-vehicles; 9 – first-stage suspensions; 10 – bogie frames with track engines; 11 – second-stage suspensions; 12 – bodies of rail-vehicles

Modelem konstrukcji nośnej mostu jest pryzmatyczna belka Timoshenki o odcinkowo stałym przekroju poprzecznym oraz o liniowych właściwościach lepkosprężystych. Modelem podtorza w strefach dojazdowych jest dyskretny zbiór liniowych oscylatorów lepkosprężystych, odwzorowujący w przybliżeniu odkształcalną pryzmę gruntu [2]. Modelem ciągłej warstwy podsypki jest zbiór skupionych, pionowych, nieliniowych elementów sprężysto – tłumiących. Więzy usytuowane są pod podkładami. W modelu podsypki uwzględniono jednostronność więzów sprężystych oraz ich wstępne ugięcie, wywołane ciężarem podkładów, przytwierdzeń i szyn. Właściwości tłumiące podsypki przyjęto w postaci tarcia suchego proporcjonalnego do sił reakcji sprężystych przenoszonych przez podsypkę. Masę podsypki wlicza się albo do masy konstrukcji nośnej mostu albo do mas odwzorowujących podtorze w strefach dojazdowych.

Modelem podkładów z betonu sprężonego są masy skupione, które mają możliwość drgań w kierunku pionowym. Przytwierdzenia są traktowane jako skupione nieliniowe

elementy lepko-sprężyste. W analizie uwzględniono ich różne sztywności na ściskanie i rozciąganie oraz wstępne ugięcie. Przyjęto, że właściwości tłumiące, wynikają przede wszystkim z obecności podkładki wibroizolacyjnej i są zgodne z modelem Newtona (tłumienie wiskotyczne). Szyny odwzorowane są przez pryzmatyczną belkę Eulera, o liniowych właściwościach lepko-sprężystych.

Rozważania ograniczono do analizy mostów obciążonych pociągami konwencjonalnymi. Każdy pojazd szynowy ma dwa niezależne dwuosiowe wózki jezdne. Przyjęty model pojazdu, opisany w pracach [2, 8], składa się z czterech nieresorowanych mas skupionych odwzorowujących zestawy kołowe, z dwóch sztywnych tarcz masowych odwzorowujących ramy wózków jezdnych łącznie z silnikami trakcyjnymi oraz górnej sztywnej tarczy masowej odwzorowującej nadwozie pojazdu. W modelu pojazdu występują cztery zawieszenia pierwszego stopnia oraz dwa zawieszenia stopnia drugiego. Wszystkie zawieszenia odwzorowane są przez skupione, pionowe, liniowe więzy lepko-sprężyste. Masy resorowane pojazdu są sztywno prowadzone w kierunku osi toru.

W modelu MQS przyjęto dodatkowo następujące założenia:

- pomijane są mikronierówności powierzchni tocznej kół i szyn,
- zakłada się, że tor poza strefami dojazdowymi jest niepodatny,
- pomijane są losowe fluktuacje sztywności podsypki na długości toru.

Efekt tłumienia geometrycznego jest uwzględniony w przybliżeniu, przez odpowiednio długie strefy dojazdowe oraz intensywne tłumienie fizyczne podtorza w strefach dojazdowych.

W pracy [2] opracowano metodę formułowania równań ruchu częściowo w niejawnej postaci dla układu MTP. Metoda ta, rozwinięta w pracy [6], polega na obciążeniu podukładów masowych siłami reakcji, przenoszonymi przez podsypkę, przytwierdzenia i zawieszenie pojazdów szynowych. Wyjątek stanowią zestawy kołowe, które są ruchomymi masami nieresorowanymi bez własnych stopni swobody. Masy te generują pionowe siły bezwładności, które uwzględnia się w jawnej postaci w równaniach ruchu opisujących drgania szyn.

Do dyskretyzacji belki Timoshenki będącej modelem konstrukcji nośnej mostu w pracy [6] zastosowano belkowe elementy skończone o 8 stopniach swobody, nie wprowadzające blokady ścinania poprzecznego [9]. Współrzędne uogólnione tej belki dobrano tak, aby spełnić zarówno kinematyczne, jak i kinetyczne warunki brzegowe.

Aby obliczyć energię kinetyczną i sprężystą pryzmatycznego elementu skończonego konstrukcji nośnej mostu zespolonego według formuł dla jednorodnego elementu Timoshenki [6], należy zredukować przekrój zespolony (stalowo – betonowy) do zastępczego przekroju stalowego według znanych wzorów [10]. Pole zastępczego przekroju poprzecznego oraz moment bezwładności tego przekroju względem poziomej osi głównej centralnej oblicza się ze wzorów (rys. 2):

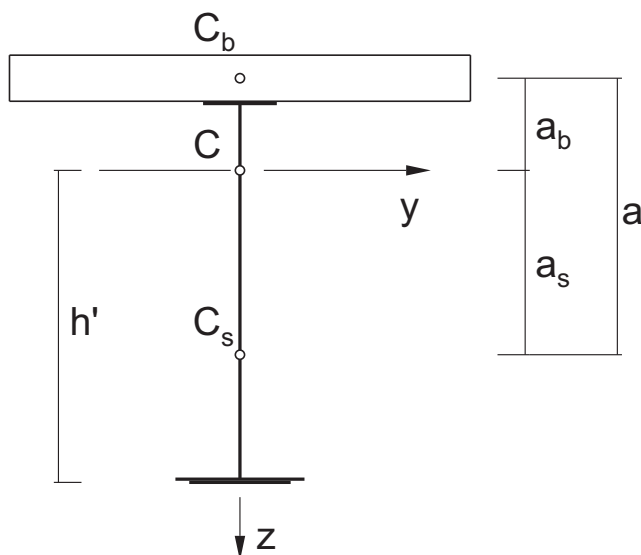
$$F = F_s + \frac{1}{n} F_b, I = \left(I_s + F_s a_s^2 \right) + \frac{1}{n} \left(I_b + F_b a_b^2 \right), \quad (1)$$

w których

$$a = a_s + a_b, a_s = \frac{a F_b}{n F}, n = \frac{E_s}{E_b} \quad (2)$$

oraz:

- F_s, F_b – pola przekrojów poprzecznych części stalowej i betonowej,
- I_s, I_b – momenty bezwładności względem własnych poziomych osi centralnych części stalowej i betonowej,
- a – odległość środków masy części stalowej C_s i betonowej C_b ,
- a_s, a_b – odległości środków C_s, C_b od środka C zastępczego przekroju stalowego,
- E_s, E_b – moduły Younga stali i betonu płyty nośnej.



Rys.2. Redukcja przekroju zespolonego do zastępczego przekroju stalowego
Fig.2. Reduction of a composite cross-section to an equivalent steel cross-section

Do dyskretyzacji belki Eulera będącej modelem szyny zastosowano belkowe elementy skończone o 6 stopniach swobody [9], pozwalające na zapewnienie naturalnej ciągłości przyspieszeń pionowych, śledzących położenie ruchomych zestawów kołowych oraz na założenie zerowych krzywizn na końcach stref dojazdowych. Każdy węzeł elementu belkowego ma trzy stopnie swobody, którym odpowiadają przemieszczenie poprzeczne, kąt obrotu przekroju i krzywizna. Dynamiczne naciski zestawów kołowych na tor są wówczas - zgodnie z rzeczywistością - ciągłe.

Węzły dyskretyzacji konstrukcji nośnej i konstrukcji szyn pokrywają się z położeniem podkładów. Ułatwia to obliczanie sił interakcji przenoszonych przez podsypkę i przytwierdzenia, a także zapewnia dużą dokładność wyznaczenia ugięć i naprężeń normalnych.

Myślowo rozdzielamy podukłady masowe układu MTP. Konstrukcja nośna oraz podtorze w strefach dojazdowych są wówczas obciążone siłami reakcji przenoszonymi przez podsypkę. Podkłady są obciążone od dołu siłami reakcji przenoszonymi przez podsypkę i od góry - siłami reakcji przenoszonymi przez przytwierdzenia. Szyny są obciążone nieruchomymi siłami reakcji przenoszonymi przez przytwierdzenia oraz ruchomymi siłami pochodzącymi od ciężaru pojazdów szynowych, ruchomych sił reakcji przenoszonych przez zawieszenia pierwszego stopnia pojazdów oraz pionowych sił bezwładności ruchomych zestawów kołowych. Masy resorowane strumienia pojazdów szynowych są obciążone siłami reakcji przenoszonymi przez zawieszenia pierwszego i drugiego stopnia.

Po zastosowaniu równań Lagrange'a drugiego rodzaju, oddzielnie dla każdego podukładu masowego o własnych stopniach swobody, otrzymuje się układ 5 macierzowych równań ruchu częściowo w niejawniej postaci:

$$\begin{aligned}
 B_b \ddot{q}_b + \kappa_b K_b \dot{q}_b + K_b q_b &= F_b \quad , \\
 B_a \ddot{q}_a + \kappa_a K_a \dot{q}_a + K_a q_a &= F_a \quad , \\
 B_s \ddot{q}_s &= F_s \quad , \\
 (B_r + \tilde{B}_r) \ddot{q}_r + (\kappa_r K_r + \tilde{C}_r) \dot{q}_r + (K_r + \tilde{K}_r) q_r &= F_r \quad , \\
 B_o \ddot{q}_o &= F_o \quad ,
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

przy czym kropką oznaczono pochodną zwyczajną względem czasu oraz:

- B_b, K_b - macierz bezwładności i sztywności konstrukcji nośnej mostu,
- B_a, K_a - macierz bezwładności i sztywności podtorza w strefach dojazdowych,
- B_s - macierz bezwładności podkładów na moście i w strefach dojazdowych,

B_r, K_r	– macierz bezwładności i sztywności szyn na moście i w strefach dojazdowych,
B_o	– macierz bezwładności resorowanych mas ciągu pojazdów szynowych,
$\tilde{B}_r, \tilde{C}_r, \tilde{K}_r$	– macierze zmienne w czasie, wynikające z pionowych sił bezwładności,
q_b, q_a, q_s, q_r, q_o	– wektory współrzędnych uogólnionych, odpowiadające kolejnym podukładom masowym układu MTP,
F_b, F_a, F_s, F_r, F_o	– wektory obciążeń uogólnionych, zależne od sił interakcji, odpowiadające kolejnym podukładom masowym układu MTP,
κ_b	– czas retardacji (opóźnienia) zespolonej konstrukcji nośnej mostu,
κ_r	– czas retardacji stali szyn,
κ_a	– czas retardacji gruntu podtorza w odkształcalnych strefach dojazdowych.

Sprężenia oraz wpływy nieliniowe są ukryte w wektorach obciążeń uogólnionych.

Pełny opis złożonego nieliniowego modelowania matematycznego układu MTP zawarto w pracy [6], gdzie m.in. przedstawiono opis matematyczny zastosowanych elementów skończonych oraz metodykę obliczeń następujących wielkości statycznych: nieliniowych reakcji przenoszonych przez wieży będące modelem podsypki i przytwierdzeń szyn, liniowych reakcji przenoszonych przez zawieszenia pojazdów szynowych, pionowych sił bezwładności zestawów kołowych będących w ruchu złożonym, wektorów obciążeń uogólnionych poszczególnych podukładów masowych o własnych stopniach swobody.

Równania (3) opisują drgania nieliniowe fizycznie oraz liniowe geometrycznie, nieustalone i quasi-ustalone, układu MTP. Drgania quasi-ustalone występują w przypadku pociągu złożonego z wielu powtarzalnych jednostek napędowych lub wagonowych. Opracowano oryginalny rekurencyjny – iteracyjny algorytm numerycznego całkowania równań (3), w którym wykorzystano częściowo bezwarunkową stabilność metody średniego przyspieszenia Newmarka [6].

3. WARUNEK NOŚNOŚCI Z UWZGLĘDNIENIEM ZMĘCZENIA MATERIAŁU PODSTAWOWEGO BELEK STAŁOWYCH

Obecnie stosowana norma PN-82/S-10052, projektowania stalowych konstrukcji nośnych obiektów mostowych zaleca uwzględnienie zmęczenia stali za pomocą

współczynnika zmęczeniowego m_{zm} , jeśli jego wartość jest mniejsza od 1. Wartość m_{zm} zależy m.in. od współczynnika asymetrii cyklu $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$, gdzie $\sigma_{min}, \sigma_{max}$ są ekstremalnymi naprężeniami normalnymi lub stycznymi od podstawowego układu obciążeń charakterystycznych, z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego. W projektowaniu belkowych mostów zespolonych wg norm PN-82/S-10052 i PN-85/S-10030, w przypadku materiału podstawowego nakładki pasa dolnego ze stali St3M, o krawędziach obrobionych, otrzymuje się zawsze $m_{zm} > 1$, a więc zmęczenia w tym elemencie nie uwzględnia się.

W normach PN-82/S-10052 i PN-85/S-10030 wykorzystuje się metodę rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa. Warunki nośności są formułowane z wykorzystaniem naprężeń obliczeniowych i wytrzymałości obliczeniowej, przy uwzględnieniu różnych wartości współczynników obciążenia dla poszczególnych obciążeń stałych i użytkowych. Z drugiej strony, drgania wymuszone mostów kolejowych są symulowane na modelach fizycznych, którym odpowiadają obciążenia charakterystyczne (rzeczywiste). Wartości naprężeń statycznych i dynamicznych, będące wynikiem symulacji, nie mogą być zatem przeniesione do warunków nośności według normy PN-82/S-10052.

Ocena wytrzymałości materiału podstawowego nakładek pasów dolnych stalowych belek głównych może być dokonana na podstawie warunku nośności sformułowanego z wykorzystaniem naprężeń charakterystycznych, z uwzględnieniem zmęczenia [11]:

$$\sigma_z = \sigma_g + \sigma_{md} + \zeta \sigma_a \leq \sigma_{dop} \quad , \quad (4)$$

przy czym:

- σ_z – naprężenie zastępcze z uwzględnieniem zmęczenia,
- σ_g – naprężenie normalne wywołane ciężarem własnym mostu, z uwzględnieniem technologii wznoszenia,
- σ_{md} – naprężenia średnie odpowiadające naprężeniom zmiennym, wywołanym przejazdem pociągu,
- σ_a – amplituda głównych oscylacji naprężeń zmiennych (quasi-sinusoidalnych), wywołanych przejazdem pociągu,
- σ_{dop} – naprężenia dopuszczalne (wg normy [3], $\sigma_{dop} = 150$ MPa w elementach ze stali St3M),
- $\zeta = R_m / R_z$ – współczynnik zmęczeniowy, odpowiadający zmęczeniu wysokocyklowemu,
- R_m – wytrzymałość doraźna stali na rozciąganie,
- R_z – wytrzymałość zmęczeniowa nieograniczona (trwała).

W przypadku stali St3M otrzymuje się $\zeta = 2,35$ zgodnie z normą PN-79/M-06515. Wzór (4) otrzymuje się z wykresu Smitha [12], przy założeniu aproksymacji liniowej w przedziale $\sigma \in [0, R_m]$, a następnie redukcji tego wykresu przy zachowaniu stałego współczynnika bezpieczeństwa $n = R_m / \sigma_{dop}$. Bardziej dokładną aproksymację wykresu Smitha można znaleźć w pracy [12].

4. OPIS BELKOWYCH MOSTÓW ZESPOLONYCH NA CMK ORAZ ZESTAWIENIE PARAMETRÓW MOSTÓW

W procesie projektowania CMK dokonano unifikacji obiektów mostowych o rozpiętościach teoretycznych $l = (14,40 \div 29,40)$ m [1]. Zaprojektowano, wzniesiono i oddano do eksploatacji kilkadziesiąt belkowych mostów zespolonych (jednotorowych, jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych), o powtarzalnej geometrii monosymetrycznego przekroju poprzecznego. Konstrukcja nośna tych mostów składa się z 2, 3 lub 4 stalowych blachownicowych belek głównych (St3M) oraz żelbetowej płyty pomostowej ze zbrojeniem głównym poprzecznym (B30, 18G2). Bankiety płyty (pionowe ścianki boczne) wykonano z betonu B17. Zastosowano szyny S60, przytwierdzenia SB3, podkłady strunobetonowe PS94, podsypkę tłuczniową (grubość 35 cm pod podkładem) oraz typowe warstwy ochronne. Zaprojektowano 5 rozpiętości teoretycznych:

$l = 14,40$ m (2 lub 4 belki główne),

$l = 17,40$ m (2 lub 4 belki główne),

$l = 20,40$ m (3 lub 4 belki główne),

$l = 23,40$ m (3 lub 4 belki główne),

$l = 29,40$ m (3 belki główne).

Obiekty mostowe zaprojektowano stosując metodę naprężeń dopuszczalnych, zgodnie z normami PN-66/B-02015 oraz PN-58/B-03261 i normatywem WPD-DP-30, przy założeniu maksymalnej prędkości eksploatacyjnej 160 km/h. Naprężenia rzeczywiste od obciążeń stałych (charakterystycznych) w środku rozpiętości omawianych mostów w skrajnych dolnych włóknach belek stalowych wynoszą około 65 MPa. Naprężenia od obciążeń ruchomych w tych samych włóknach wynoszą około 85 MPa. Naprężenia dopuszczalne w elementach ze stali St3M przyjmowano równe 150 MPa.

Technologia wznoszenia omawianych obiektów mostowych była następująca:

- wykonanie przyczółków betonowych oraz ław podłożyskowych,
- ułożenie stalowej konstrukcji nośnej, stężonej przestrzennie, na łożyskach,
- wykonanie żelbetowej płyty pomostowej na budowie,
- dojrzewanie betonu płyty pomostowej,
- wykonanie bankietów koryta pomostu, ułożenie warstw ochronnych,

- ułożenie toru na podsypce tłuczniowej.

Technologia wznoszenia analizowanych obiektów prowadzi do czterech stanów obciążenia:

- 1) stan montażowy (stalowa konstrukcja nośna jest obciążona ciężarem własnym, koryta żelbetowego i deskowania),
- 2) zespolenie konstrukcji nośnej (pełzanie i skurcz betonu; zmniejszenie obciążeń w wyniku wyschnięcia betonu i zdjecia deskowania),
- 3) obciążenia stałe uzupełniające (ciężar warstw ochronnych, podsypki i nawierzchni),
- 4) stan użytkowy.

Do dalszej analizy wybrano 5 typowych mostów zespolonych eksploatowanych na CMK, o rozpiętościach teoretycznych i przekrojach poprzecznych konstrukcji nośnych pokazanych na rysunku 3. Podstawowe charakterystyki geometryczno-masowe przekrojów poprzecznych w środku rozpiętości analizowanych obiektów mostowych zestawiono w tablicy 1. Poza poprzednio zdefiniowanymi F oraz I , przyjęto następujące oznaczenia:

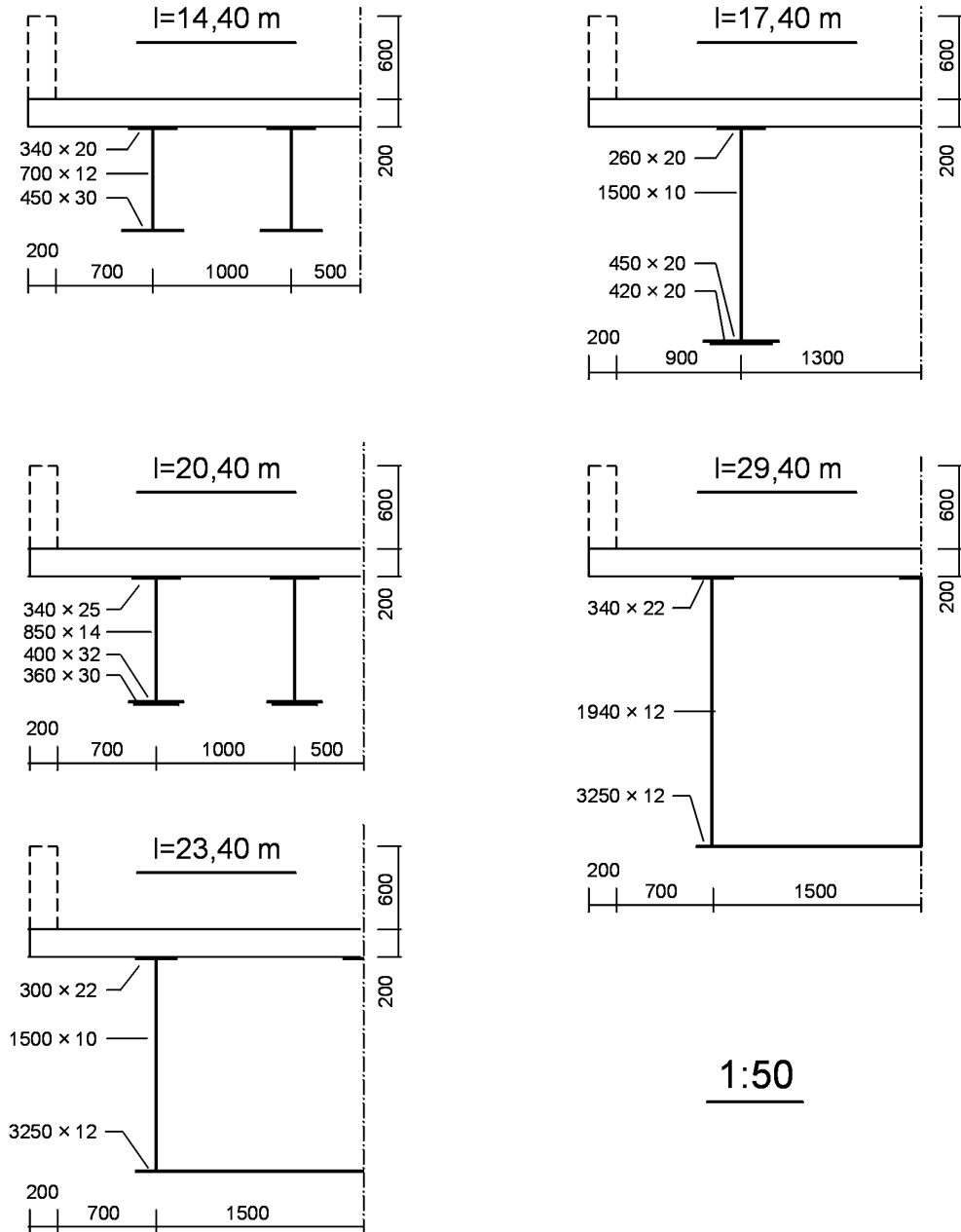
- W – wskaźnik wytrzymałości na zginanie dla skrajnych dolnych włókien belek stalowych,
- m – masa mostu na jednostkę długości (bez masy podkładów, przytwierdzeń i szyn).

Tablica 1. Charakterystyki geometryczno-masowe przekrojów poprzecznych w środku rozpiętości belkowych mostów zespolonych na CMK

Table 1. Geometric – mass characteristics of cross-sections at midspan of composite beam bridges along the Polish highspeed railway line "CMK"

Kod mostu	l [m]	I [m ⁴]	F [m ²]	W [m ³]	m [kg/m]
C144	14,40	0,03254	0,2760	0,05260	8540
C174	17,40	0,09250	0,2364	0,07097	8230
C204	20,40	0,06739	0,3372	0,10109	9020
C234	23,40	0,10526	0,2650	0,08502	8450
C294	29,40	0,18592	0,2925	0,12159	8670

Dwa obiekty typoszeregu, o rozpiętościach 17,40 m i 20,40 m, mają jedną zmianę nakładki pasa dolnego. Zewnętrzna nakładka jest o długości 0,7l, co uwzględniono przez odpowiednią zmianę wartości I , F , W oraz m w strefach przypodporowych. Pozostałe obiekty mają pryzmatyczną konstrukcję nośną na całej długości przęsła.



Rys.3. Przekroje poprzeczne konstrukcji nośnych w środku rozpiętości belkowych mostów zespolonych na CMK [1]

Fig.3. Cross-sections of superstructures at midspan of composite beam bridges located along the Polish highspeed railway line "CMK" [1]

5. ANALIZA DYNAMICZNA BELKOWYCH MOSTÓW ZESPOLONYCH NA CMK

Analizą dynamiczną objęto 5 typowych mostów zespolonych eksploatowanych na CMK, o charakterystykach geometryczno-masowych zestawionych w tabelicy 1. Obliczenia wykonano za pomocą autorskiego programu komputerowego DYRAB2. Poniżej zestawiono wartości pozostałych parametrów opisujących podkłady masowe i więzy sprężysto-tłumiące, występujące w modelu MQS układu MTP, określone na podstawie źródeł literaturowych [2, 3, 8, 11, 13, 14]:

$$\begin{aligned}
 E_s &= 2,06 \cdot 10^{11} \text{ Pa}, & \nu &= 0,3, & \rho_s &= 7850 \text{ kg / m}^3, & E_b &= 0,346 \cdot 10^{11} \text{ Pa}, \\
 l_a &= 6,30 \text{ m}, & I_r &= 6,11 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4, & m_r &= 130 \text{ kg / m}, & m_s &= 294 \text{ kg}, \\
 k_c &= 120 \cdot 10^6 \text{ N / m}, & k_t &= 32,5 \cdot 10^6 \text{ N / m}, & c_f &= 1,6 \cdot 10^4 \text{ Ns / m}, \\
 d &= 0,60 \text{ m}, & k_b &= 1,65 \cdot 10^8 \text{ N / m}, & \mu &= 0,36, & m_{ba} &= 3150 \text{ kg / m}, \\
 E_a &= 2 \cdot 10^8 \text{ Pa}, & b_a &= 4,00 \text{ m}, & h_a &= 1,00 \text{ m}, & \rho_a &= 1750 \text{ kg / m}^3, \\
 \kappa_b &= 0,0016 \text{ s}, & \kappa_r &= 0,00025 \text{ s}, & \kappa_a &= 0,002 \text{ s},
 \end{aligned}$$

gdzie:

- E_s, ν, ρ_s – moduł Younga, stała Poissona, gęstość stali St3M,
- κ_b – czas retardacji zespolonej konstrukcji nośnej,
- κ_r – czas retardacji stali szyn S60,
- l_a – długość strefy dojazdowej po jednej stronie mostu,
- I_r – moment bezwładności na zginanie w płaszczyźnie pionowej pary szyn S60,
- m_r – masa na jednostkę długości pary szyn łącznie z przytwierdzeniami SB3,
- m_s – masa pojedynczego podkładu PS94,
- k_c, k_t, c_f – sztywność na ściskanie, sztywność na rozciąganie, współczynnik tłumienia wiskotycznego układu przytwierdzeń SB3 na jednym podkładzie,
- d – rozstaw podkładów,
- k_b – sztywność na ściskanie odcinka podsypki o długości d ,
- μ – współczynnik tarcia suchego kinetycznego podsypki,
- m_{ba} – masa podsypki na jednostkę długości toru w strefach dojazdowych,

- E_a, ρ_a, κ_a – moduł Younga, gęstość, czas retardacji gruntu podtorza w strefach dojazdowych,
- b_a, h_a – szerokość i wysokość odkształconej przyzmy podtorza,
- E_b – moduł Younga betonu B30.

Szczegóły dotyczące parametrów numerycznych zadania oraz zasady ich doboru można znaleźć w pracy [6].

Analizę dynamiczną belkowych mostów zespolonych na CMK przeprowadzono przyjmując obciążenie ruchome pociągiem Shinkansen [8], poruszającym się z prędkością $v = (160 \div 250)$ km / h. Pociąg składa się z 8 powtarzalnych jednostek napędowych, każda o 6 dynamicznych stopniach swobody. Wartości parametrów masowych, sztywnościowych i dysypacyjnych jednostki Shinkansen zestawiono m.in. w pracy [2].

Na rysunkach 4-7, 8-11 przedstawiono przebiegi czasowe ugięć i naprężeń w środku rozpiętości wybranych przęseł mostowych, a także przebiegi przyspieszeń pionowych drgań podkładów na podporze wjazdowej oraz w połowie długości mostu, odpowiadające najbardziej niekorzystnym prędkościom przejazdu pociągu Shinkansen w przedziale $v = (160 \div 250)$ km / h. Rysunki 4-7 odnoszą się do mostu C144, natomiast rysunki 8-11 – do mostu C234. Przebiegi dynamiczne (linie grube) pokazano na tle przebiegów quasi-statycznych (linie cienkie). Te ostatnie wyznaczono, przyjmując relatywnie małą prędkość 50 km/h, a następnie synchronizując wykresy na osi czasu.

Na rysunku 12 przedstawiono wykresy maksymalnych wartości naprężeń normalnych, w dolnych włóknach belek głównych, w środku rozpiętości, we wszystkich analizowanych obiektach mostowych, w przedziale prędkości (160÷250) km/h. Wykresy te są podstawą do określenia wartości rzeczywistych współczynników dynamicznych przy obliczaniu naprężeń. Linia cienką pokazano poziom quasi-statyczny, natomiast krzywe narysowane linią grubą odzwierciedlają odpowiedzi dynamiczne.

Naprężenia zastępcze z uwzględnieniem zmęczenia wysokocyklowego w dolnych włóknach materiału podstawowego stalowych belek głównych w środku rozpiętości obliczono w tablicy 2, zgodnie ze wzorem (4). Obliczenia wykonano dla prędkości 160 km/h oraz dla najniekorzystniejszej prędkości w przedziale (160 ÷ 250) km/h.

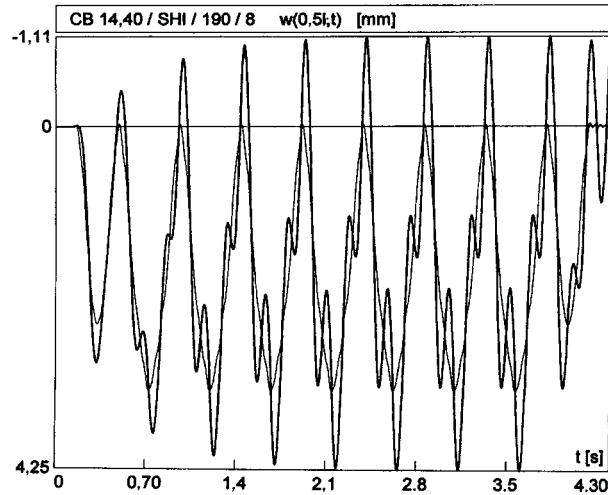
Do oceny stabilności toru kolejowego rozpatrywanego typu (S60 / SB3 / PS94 / podsypka) na belkowych mostach zespolonych wykorzystano amplitudy przyspieszeń pionowych drgań podkładów na podporze i w środku rozpiętości mostu. Jeśli amplitudy te będą zbliżone dla podkładów w wymienionych położeniach, to można przyjąć, że tor na moście jest stabilny. W tablicy 3 zestawiono wartości amplitud przyspieszeń pionowych drgań podkładów, odpowiadające prędkości 160 km/h oraz prędkości najbardziej niekorzystnej w przedziale (160 ÷ 250) km/h.

Tablica 2. Naprężenia zastępcze z uwzględnieniem zmęczenia wysokocyklowego ($\zeta = 2,35$) w dolnych włóknach materiału podstawowego stalowych belek głównych w środku rozpiętości mostów zestawionych w tablicy 1
 Table 2. Equivalent stresses resulting from high-cyclic fatigue ($\zeta = 2,35$) in lower flange fibres of basic material of main steel beams, at midspan of bridges listed in Table 1

Kod mostu	l [m]	v [km/h]	σ_g	σ_{md}	σ_a	σ_z
			[MPa]			
C144	14,40	160	65	8,4	11,5	100,4
C174	17,40	160	65	9,3	9,4	96,4
C204	20,40	160	65	10,7	7,3	92,9
C234	23,40	160	65	17,6	10,9	108,2
C294	29,40	160	65	19,7	8,1	103,7
C144	14,40	190	65	9,0	16,1	111,8
C174	17,40	240	65	10,1	15,5	111,5
C204	20,40	200	65	11,0	9,2	97,6
C234	23,40	200	65	17,4	15,4	118,6
C294	29,40	250	65	18,0	11,5	110,0

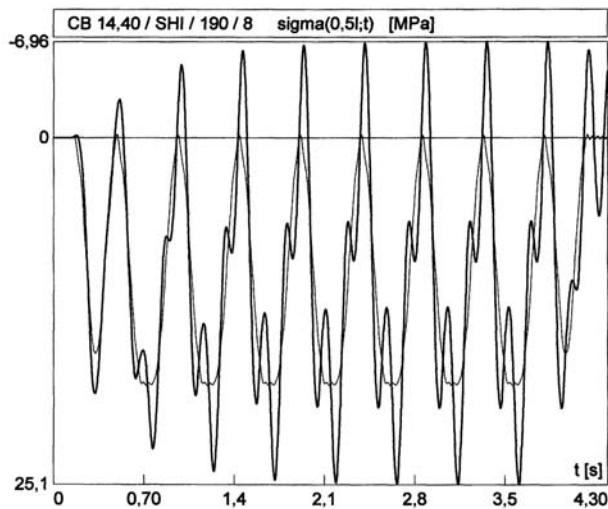
Tablica 3. Wartości amplitud przyspieszeń pionowych drgań podkładów na podporze i w środku rozpiętości mostów zestawionych w tablicy 1
 Table 3. Acceleration amplitudes related to vertical vibrations of sleepers over the support and at the midspan of bridges listed in Table 1

Kod mostu	l [m]	v [km/h]	$a_p(x \approx 0)$	$a_p(x = 0,5l)$
			[m/s ²]	
C144	14,40	160	1,3	1,9
C174	17,40	160	1,9	1,9
C204	20,40	160	2,0	2,1
C234	23,40	160	2,0	1,9
C294	29,40	160	1,9	1,9
C144	14,40	250	5,3	8,3
C174	17,40	250	5,9	8,9
C204	20,40	250	5,8	6,9
C234	23,40	250	5,4	6,8
C294	29,40	250	5,9	6,9



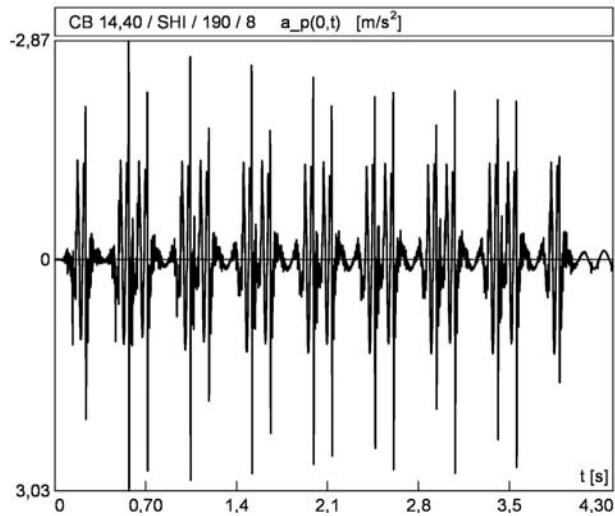
Rys.4. Most belkowy zespolony, $l = 14,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 190$ km/h. Przebiegi czasowe ugięcia dynamicznego i quasi-statycznego w środku rozpiętości przęsła

Fig.4. The composite beam bridge of span length $l = 14,40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 190$ km/h. Time-histories of dynamic and quasi-static deflection in the midspan



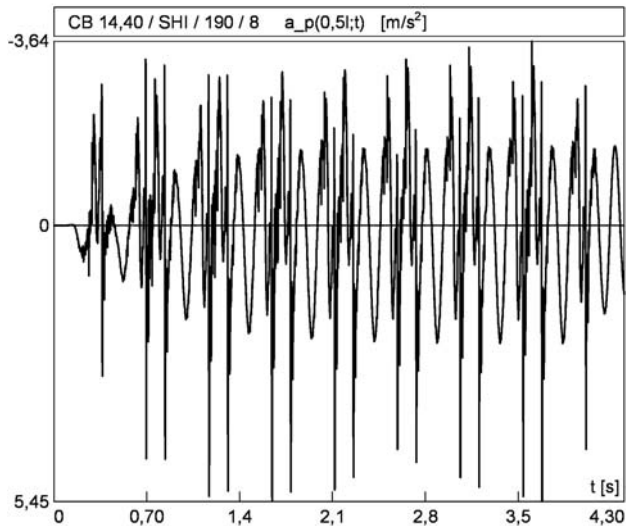
Rys.5. Most belkowy zespolony, $l = 14,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 190$ km/h. Przebieg czasowy naprężeń normalnych, dynamicznych i quasi-statycznych, w dolnych włóknach belek stalowych w środku rozpiętości przęsła

Fig.5. The composite beam bridge of span length $l = 14,40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 190$ km/h. Time-histories of dynamic and quasi-static normal stresses in lower flanges of steel beams in the midspan



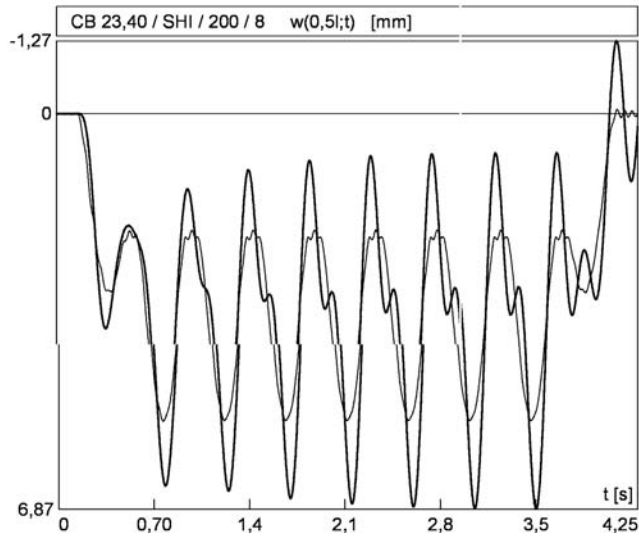
Rys.6. Most belkowy zespolony, $l = 14,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 190$ km / h. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych drgań podkładu na podporze wjazdowej

Fig.6. The composite beam bridge of span length $l = 14,40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 190$ km / h. Acceleration time-histories of vertical vibrations of the sleeper over the entrance support



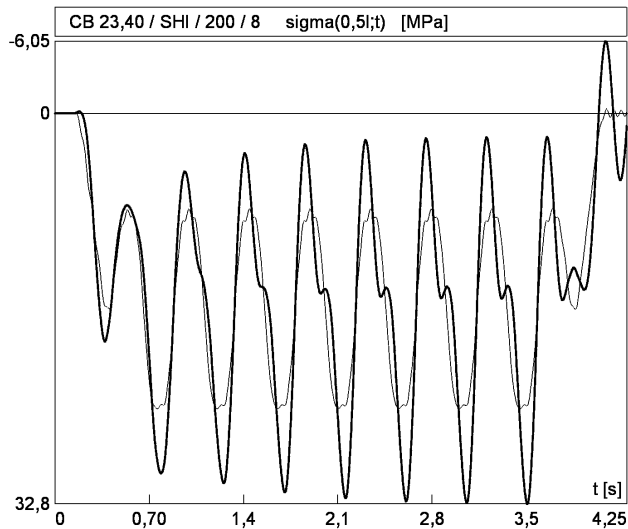
Rys.7. Most belkowy zespolony, $l = 14,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 190$ km / h. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych drgań podkładu w środku rozpiętości przęsła

Fig.7. The composite beam bridge of span length $l = 14,40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 190$ km / h. Acceleration time-histories of vertical vibrations of the sleeper over the midspan



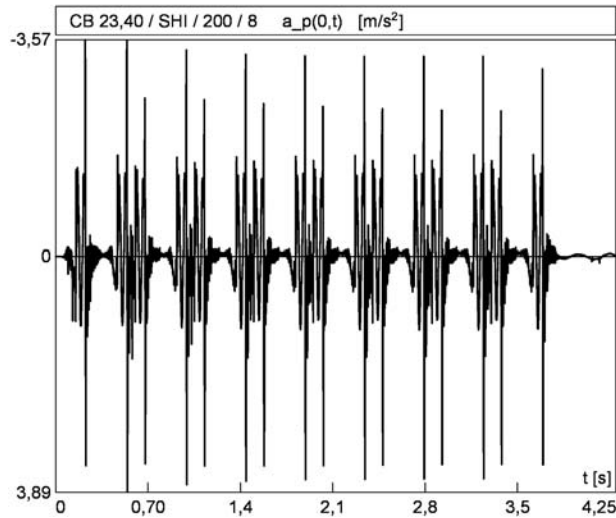
Rys.8. Most belkowy zespolony, $l = 23,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 200$ km/h. Przebieg czasowy ugięcia dynamicznego i quasi-statycznego w środku rozpiętości przęsła

Fig.8. The composite beam bridge of span length $l = 23,40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 200$ km/h. Time-histories of dynamic and quasi-static deflection in the midspan



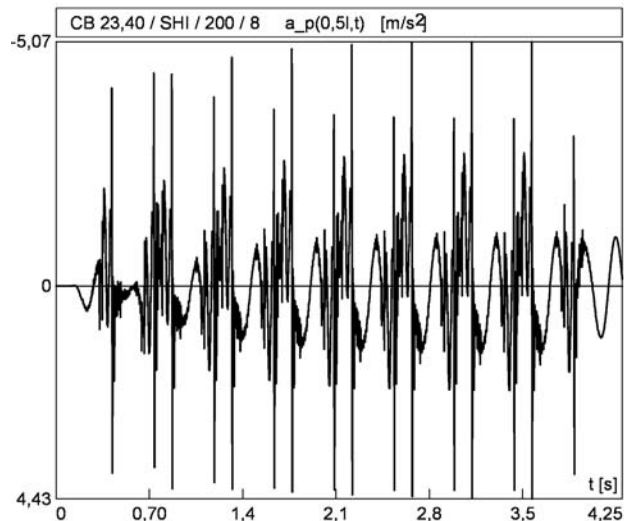
Rys.9. Most belkowy zespolony, $l = 23,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 200$ km/h. Przebieg czasowy dynamicznych i quasi-statycznych naprężeń normalnych w dolnych włóknach belek stalowych w środku rozpiętości przęsła

Fig.9. The composite beam bridge of span length $l = 23,40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 200$ km/h. Time-histories of dynamic and quasi-static normal stresses in lower flanges of steel beams in the midspan



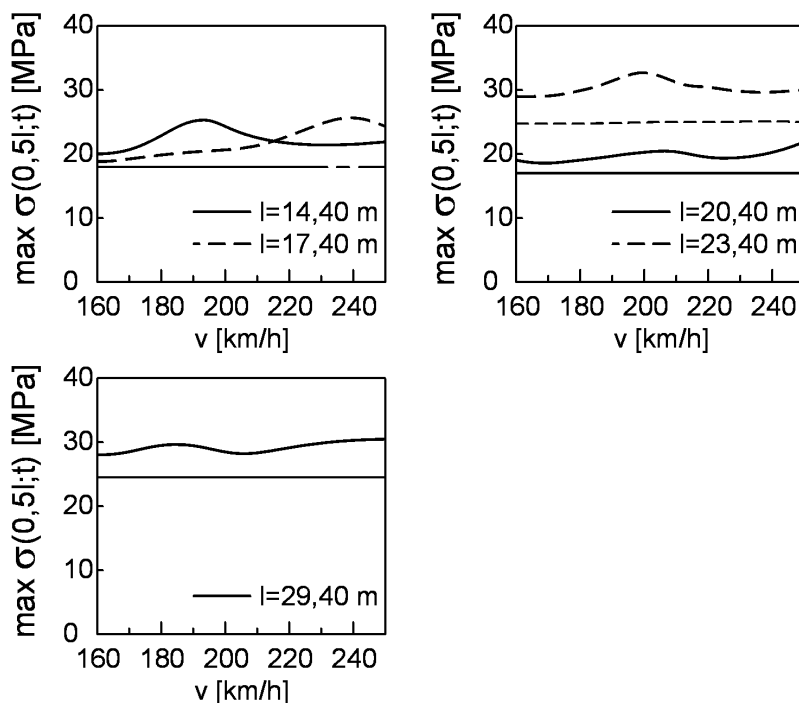
Rys.10. Most belkowy zespolony, $l = 23,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 200$ km/h. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych drgań podkładu na podporze wjazdowej

Fig.10. The composite beam bridge of span length $l = 23.40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 200$ km/h. Acceleration time-histories of vertical vibrations of the sleeper over the entrance support



Rys.11. Most belkowy zespolony, $l = 23,40$ m, obciążony pociągiem Shinkansen, $v = 200$ km/h. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych drgań podkładu w środku rozpiętości przęsła

Fig.11. The composite beam bridge of span length $l = 23.40$ m, loaded by Shinkansen train moving at $v = 200$ km/h. Acceleration time-histories of vertical vibrations of the sleeper over the midspan



Rys.12. Typoszereg belkowych mostów zespolonych na CMK, obciążonych pociągiem Shinkansen poruszającym się z prędkościami $v = (160 \div 200)$ km/h. Wykresy maksymalnych wartości dynamicznych i quasi-statycznych naprężeń normalnych w dolnych włóknach belek stalowych w środku rozpiętości, w funkcji prędkości pociągu v Fig.12. A series-of-types of composite beam bridges located along the Polish highspeed railway line "CMK", loaded by Shinkansen train moving at velocities $v = 160 \div 200$ km/h. Diagrams of the maximum values of dynamic and quasi-static normal stresses in lower flanges of steel beams at their midspan versus velocity v

6. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonej analizy dynamicznej belkowych mostów zespolonych na CMK, o rozpiętościach $l = (14,40 \div 29,40)$ m, wykazano, że:

- zależność współczynnika dynamicznego naprężeń w dolnych włóknach stalowych belek głównych od prędkości v , nie jest monotoniczna; współczynniki te osiągają wartość 1,40 dla $l = 14,40$ m i maleją wraz ze wzrostem rozpiętości przęsła do wartości 1,24,
- relatywnie duże tłumienie materiałowe drgań w układzie MTP skutecznie ogranicza stany rezonansów siłowych i wzmocnienia parametryczne w belkowych mostach zespolonych [2],

- wszystkie obiekty spełniają z dużym zapasem warunek nośności z uwzględnieniem zmęczenia wysokocyklowego,
- tor na badanych obiektach mostowych zachowuje się stabilnie również pod obciążeniem pociągiem typu Shinkansen poruszającym się z prędkością z zakresu 160-250 km/h.

Belkowe mosty zespolone o rozpiętościach $l = (14,40 \div 29,40)$ m, zaprojektowane na prędkości do 160 km/h i eksploatowane na CMK, mogą być zatem bezpiecznie eksploatowane również w warunkach zwiększonych prędkości (160 ÷ 250) km/h, rozwijanych przez pociągi pasażerskie typu Shinkansen.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Studium wykonalności wprowadzenia prędkości $v=200-250$ km/h na obiektach mostowych zlokalizowanych na CMK. Centr. Biuro Proj.-Bad. Bud. Kolej. KOLPROJEKT, Warszawa 1992 (opracowanie udostępnione przez Zakład Mostów IL PWr)
- [2] *Klasztorny M.*: Drgania jednotorowych mostów kolejowych wywołane ruchem pociągów poruszających się z dużymi prędkościami. WPWr, Wrocław 1987
- [3] *Fryba L.*: Dynamics of railway bridges. Academia, Praha 1996
- [4] *Niemierko A.*: Some design and performance problems related to behaviour of bridge structures on high speed railway lines. Archives of Civil Eng., **42**, No 4, 401 – 423, 1996
- [5] *Klasztorny M.*: Spatial vibrations of a multi-span railway steel bridge under a train moving at high speed. Archives of Civil Eng., **46**, No 2, 287 – 311, 2000
- [6] *Klasztorny M., Podwórna M.*: New computational algorithms in dynamics of bridge – track – moving train system, CD Proceed. 2nd Europ. Conf. on Computational Mechanics ECCM-2001, Minisymph. 28, Paper 110, 1-20, Cracow 2001
- [7] *Klasztorny M.*: Symulacja drgań belkowych mostów zespolonych na CMK w warunkach zwiększonych prędkości eksploatacyjnych 160 - 250 km/h. Mat. II Symp., Diagnostyka i Badania Mostów, 433 – 440, Opole 2003
- [8] *Matsuura A.*: Dynamic behaviour of bridge girder for high speed railway bridge. RTRI Quarterly Reports, **20**, No 2, 1979
- [9] *Klasztorny M.*: Belkowe elementy skończone typu Eulera i Timoshenki, Metody Komp. w Inż. Lądowej, **2**, 7 – 32, 1992
- [10] *Danielski L.*: Mosty metalowe. WPWr, Wrocław 1983
- [11] *Langer J.*: Dynamika budowli. WPWr, Wrocław 1980
- [12] *Klasztorny M.*: Analiza ujęcia zmęczenia w normach projektowania konstrukcji stalowych. Przegląd Mechaniczny, T. 55, Z. 20, 5-10, 1996

- [13] *Ahlbeck D.R. et al.*: The development of analytical models for railroad track mechanics. Proc. Symp. on Railroad Track Mechanics, 239 – 263, 1975
- [14] *Esveld C.*: Modern railway track. Germany, 1989

NORMY, APROBATY, WYTYCZNE, ROZPORZĄDZENIA

- PN-66/B-02015 Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania
- PN-58/B-03261 Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- WPD-DP-30 Wytyczne projektowania obiektów i urządzeń budownictwa specjalnego w zakresie komunikacji. Projektowanie stalowych mostów kolejowych i kolejowo-drogowych
- PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie
- PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
- PN-79/M-06515 Dźwignice. Ogólne zasady projektowania stalowych ustrojów nośnych

DYNAMIC ANALYSIS OF COMPOSITE BEAM BRIDGES ALONG POLISH HIGHSPEED RAILWAY LINE "CMK" AT CONDITIONS OF INCREASED TRAIN VELOCITIES OF 160 ÷ 250 KM/H

Abstract

Description of modeling of the composite beam bridges of the single-track, single-span, simply-supported type, loaded by moving high speed train is presented in the paper. The analysed 2D model of the bridge – track – moving train system, takes into account a sectorially-prismatic cross-section of the superstructure, deformable transient zones of the track, nonlinear elastic-damping properties of the ballast layer, nonlinear elastic properties of the fasteners, the first- and second-stage suspensions of rail-vehicles.

The results of dynamic analysis of the series-of-types of the Polish highspeed railway line "CMK" composite beam bridges are presented for service velocities of 160÷250 km/h and span lengths of the range 14.40÷29.40 m. The computations have been performed with the original author's programme, DYRAB2, useful for simulation of vertical vibrations of bridge – track – moving train systems. The dynamic effort of steel plate main girders is assessed from the simplified load capacity condition, taking into account high-cyclic fatigue. Assessment of stability of the track on the bridges is based on the vertical vibration amplitudes of the sleepers.