

JOANNA DULIŃSKA*

WERYFIKACJA DOŚWIADCZALNA
CHARAKTERYSTYK DYNAMICZNYCH
ZABYTKOWYCH MOSTÓW KAMIENNYCHEXPERIMENTAL VERIFICATION OF DYNAMIC
CHARACTERISTICS OF OLD MASONRY ARCH BRIDGES

Streszczenie

W pracy przedstawiono wyniki obliczeń teoretycznych oraz metodykę pomiarowo-interpretacyjną badań *in situ* charakterystyk dynamicznych zabytkowych mostów kamiennych. Przedstawiono wyniki uzyskane dla dwóch obiektów: wiaduktu drogowego w Zaborowie-Czudcu oraz mostu w Kamienicy Dolnej. Zastosowano modele fizyczne i obliczeniowe mostów uwzględniające wszystkie części składowe konstrukcji łuk nośny, ścianki czołowe, zasypkę piaskowo-żwirową, nawierzchnię asfaltową) oraz współpracę podłoża gruntowego. W rezultacie porównano pomierzone i obliczone częstotliwości drgań własnych obiektów i otrzymano ich dobrą zgodność. Zważywszy na stopień złożoności modelu obliczeniowego zaistniałe, sięgające 12% różnice między wynikami uzyskanymi z eksperymentu i z obliczeń, można zaakceptować.

Słowa kluczowe: charakterystyki dynamiczne, weryfikacja doświadczalna, mosty łukowe

Abstract

The paper presents the results of theoretical calculations based on finite element method and *in situ* investigations of dynamic characteristics of masonry arch bridges. Two bridges were considered: the road viaduct at Zaborów-Czudec and the bridge at Kamienica Dolna. Finite element models were built considering all parts of the structures: arch, spandrel walls, sand-gravel fill, asphalt, soil-structure interaction.

Results of measured and calculated natural frequencies were compared. With regard to the degree of complexity of structures the existing differences (reaching 12%) between experimental and computational results can be accepted.

Keywords: dynamic characteristics, experimental verification, arch bridges

* Dr hab. inż., prof. PK – Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska

1. Wstęp

Podjęcie prac naukowo-badawczych nad zagadnieniami obliczeń charakterystyk dynamicznych i ich weryfikacji doświadczalnej kamiennych i ceglanych mostów sklepionych związane było z programem grantu pt.: „Dostosowanie ceglanych i kamiennych sklepionych obiektów mostowych do zwiększonych obciążeń i wymaganej skrajni ruchu drogowego z zachowaniem ich zabytkowego charakteru”. Zadanie to wymagało m.in. zintegrowania wyników eksperymentów w skali naturalnej z modelowaniem numerycznym obiektów.

Kamienne i ceglane mosty łukowe budowane w końcu XIX i na początku XX w. są często spotykanymi konstrukcjami do dziś eksploatowanymi w systemie dróg na całym świecie. Projektowane i budowane ponad wiek temu spełniają podobne funkcje użytkowe jak mosty stalowe i żelbetowe współcześnie wznoszone. Jest rzeczą oczywistą, że te stare, niejednokrotnie unikatowe budowle, nie były konstruowane z myślą o przenoszeniu obciążeń, będących następstwem postępu cywilizacyjnego. Podstawowym zadaniem warunkującym dalsze funkcjonowanie tych obiektów w sieci drogowej jest dostosowanie szerokości jezdni i chodników dla pieszych do zwiększonego ruchu drogowego. Inne zagadnienie to pojawienie się nowych obciążeń dynamicznych wzbudzanych przez przejazdy ciężkich pojazdów po nierównej nawierzchni czy też obciążeń parasejsmicznych wynikających z drgań podłoża (np. przejazdy pociągów dużej prędkości, wstrząsy górnicze). Udzielenie odpowiedzi na pytanie: na ile szkodliwe są nowe typy obciążeń dla zabytkowych mostów sklepionych, wymaga wykonania przeliczeń statycznych i dynamicznych tych konstrukcji, przy wykorzystaniu współczesnego warsztatu numerycznego. Pociąga to za sobą konieczność to przyjęcia poprawnych modeli obliczeniowych zarówno obiektów, jak i obciążeń.

Przyjmowane modele obliczeniowe obiektów oraz wyniki analiz teoretycznych zyskują na znaczeniu w momencie ich pozytywnej weryfikacji doświadczalnej. Najbardziej wiarygodna jest weryfikacja przeprowadzana na podstawie badań obiektów rzeczywistych. W dynamice pomiary *in situ* są stosowane do sprawdzenia poprawności wyznaczonych teoretycznie charakterystyk dynamicznych: częstotliwości i postaci drgań własnych oraz tłumienia konstrukcji. Znajomość charakterystyk dynamicznych jest nieodzowna przy kalibrowaniu modeli numerycznych obiektów.

Eksperymentalna weryfikacja charakterystyk dynamicznych jest konieczna zwłaszcza w przypadku, gdy nie ma możliwości dokładnego określenia wszystkich parametrów modelu obliczeniowego obiektu. Taka sytuacja występuje często właśnie przy analizach budowli zabytkowych. Brak dokumentacji projektowej uniemożliwia m.in. dokładne poznanie stałych fizykomechanicznych konstrukcji, sposobu i głębokości posadowienia oraz parametrów podłoża. Trudne do przeprowadzenia w praktyce są badania i inwentaryzacja podziemnych elementów konstrukcji. Fakt ten pociąga za sobą konieczność przyjmowania pewnych przybliżeń dotyczących rozwiązań konstrukcyjnych i materiału. Budowanie modelu obliczeniowego obiektu, wobec braku możliwości wykonania szczegółowych badań konstrukcji, musi częściowo bazować na danych przybliżonych z literatury. W tej sytuacji szczególnego znaczenia nabiera weryfikacja doświadczalna obliczeń. Jedynie bowiem prawidłowe rozeznanie charakterystyk dynamicznych obiektu pozwala na poprawne interpretowanie wyników dalszych badań odpowiedzi konstrukcji na działania dynamiczne.

2. Dane konstrukcyjno-materiałowe badanych mostów

Badania *in situ* oraz modelowanie przeprowadzono dla dwóch kamiennych mostów sklepionych, wzniesionych z końcem XIX wieku i funkcjonujących do dziś w sieci dróg Małopolski. Pierwszy z wybranych obiektów jest wiaduktem drogowym w Zaborowie-Czudcu, nad trasą kolejową Rzeszów–Jasło, drugi zaś – to most w Kamienicy Dolnej, na trasie Pilzno–Jasło (rys. 1). Obiekty te wybrano do analizy z uwagi na techniczne, ekonomiczne i organizacyjne możliwości przeprowadzenia kompleksowej weryfikacji doświadczalnej według założonego programu badawczego. Podczas realizacji pomiarów *in situ* możliwe było wprowadzenie regulacji ruchu drogowego. Wyniki badań nie są więc obarczone błędem wynikającym z rejestracji niezamierzonych wymuszeń dynamicznych.



Rys. 1. Wiadukt drogowy w Zaborowie-Czudcu (z lewej) oraz most w Kamienicy Dolnej

Fig. 1. Road viaduct at Zaborów-Czudec (left) and bridge at Kamienica Dolna

Podstawowym zadaniem przed przystąpieniem do badań *in situ* było możliwie dokładne określenie geometrii i stałych fizykomechanicznych budulca. Dane te stanowią kluczowe parametry wejściowe, służące do skonstruowania poprawnego modelu fizycznego konstrukcji. Wobec braku dokumentacji projektowej zasadnicze dane o geometrii wiaduktu w Zaborowie-Czudcu uzyskano w wyniku jego inwentaryzacji. Konstrukcję nośną stanowi łuk kamienny o rozpiętości 9,20 m i szerokości 8,30 m. Łuk wykonano z ciosów piaskowca o grub. w kluczu wiaduktu ok. 0,55 m, a w wezłowiach około 0,65 m. Ścianki czołowe obiektu wykonano również z piaskowca o grub. ok. 0,60 m. Degradacji uległa zaprawa spoin, co spowodowało obłuzowanie lub nawet całkowite ubytki fragmentów ścianek. Na znacznej części ścianek występuje korozja powierzchniowa kamienia. Ubytki powierzchniowe sięgają 2 cm. Wypełnienie wiaduktu stanowi zasypka żwirowo-piaskowa. Dojazdy do wiaduktu prowadzą przez nasypy gruntowe.

Drugi z badanych obiektów – most Kamienicy Dolnej – został wybudowany ok. roku 1860. Konstrukcję nośną stanowił wtedy łuk kamienny z ciosów piaskowca. Podczas kolejnych remontów i przystosowywania obiektu do wymagań rosnącego obciążenia ruchem drogowym obiekt uległ zasadniczym zmianom. Obecnie konstrukcję nośną obiektu stanowi łuk kamiennie-betonowy o rozp. 11,0 m, wysokości 8,7 m oraz szerokości 8,66 m. Konstrukcję łuku stanowią ciosy z piaskowca na zaprawie cementowej. Grubość łuku w kluczu wynosi 0,6 m, zaś w wezłowiach 0,85 m. Ścianki mostu mają grub. 1,0 m, przy czym na szer. 0,6 m wykonane są z kamienia zaś na szerokości 0,4 m z betonu.

Wyznaczenie podstawowych stałych materiałowych starych konstrukcji murowych może być przeprowadzone w miarodajny sposób na drodze badań niszczących. Polegają one na wycinaniu z konstrukcji próbek materiału znormalizowanych kształtów, które poddaje się kontrolowanemu obciążaniu. W opisywanych przypadkach nie było możliwości wykonania takich badań. Parametry fizykomechaniczne konieczne do wykonania obliczeń pozyskano z badań wykonanych w czasie remontu mostu w Kamienicy Dolnej [14]. Wykorzystano również dane udostępnione w pracach innych autorów [3, 4, 9]. Autorzy tych prac podają przedziały wartości stałych materiałowych poszczególnych elementów konstrukcyjnych mostów kamiennych pozyskane na drodze badań *in situ*: łuków nośnych, ścianek czołowych, wypełnienia oraz współpracującego podłoża sprężystego.

3. Modele obliczeniowe mostów

Przy obliczeniach częstotliwości i postaci drgań własnych obiektów posłużono się modelem obliczeniowym, uwzględniającym wszystkie części składowe konstrukcji mostu: łuk nośny, ścianki czołowe, wypełnienie (zasypka piaskowo-żwirowa), nawierzchnia asfaltowa. Założono sprężystą pracę mostów, bowiem poziom obciążeń parasejsmicznych, jakim poddano konstrukcję w czasie badań, nie wymagał uwzględniania analizy nieliniowej. W opisie muru kamiennego przyjęto tzw. makromodel, często stosowany w praktycznych obliczeniach konstrukcji murowych w zakresie sprężystym. W modelu tym materiał traktowany jest jako ośrodek jednorodny i izotropowy. Uwzględniono współpracę konstrukcji z nasypami gruntowymi, po których poprowadzone są dojazdy do obiektów.

Założono, że przylegające do konstrukcji masy gruntu stanowią sprężystą blokadę przesuwu w kierunku równoległym do osi jezdni, nie współpracują zaś z konstrukcją w pozostałych kierunkach. Wartość charakterystyki sprężyn modelujących pracę nasypów gruntowych odpowiada piaskom gliniastym mało spójnym. Obliczenia wykonano za pomocą programu ABAQUS.

4. Analityczne wyznaczenie częstotliwości i postaci drgań własnych

Częstotliwości i postaci drgań własnych liniowego układu o wielu stopniach swobody zostały wyznaczone z macierzowego układu równań:

$$\{[K] - \omega_i^2 [M]\} [W] = 0 \quad (1)$$

gdzie:

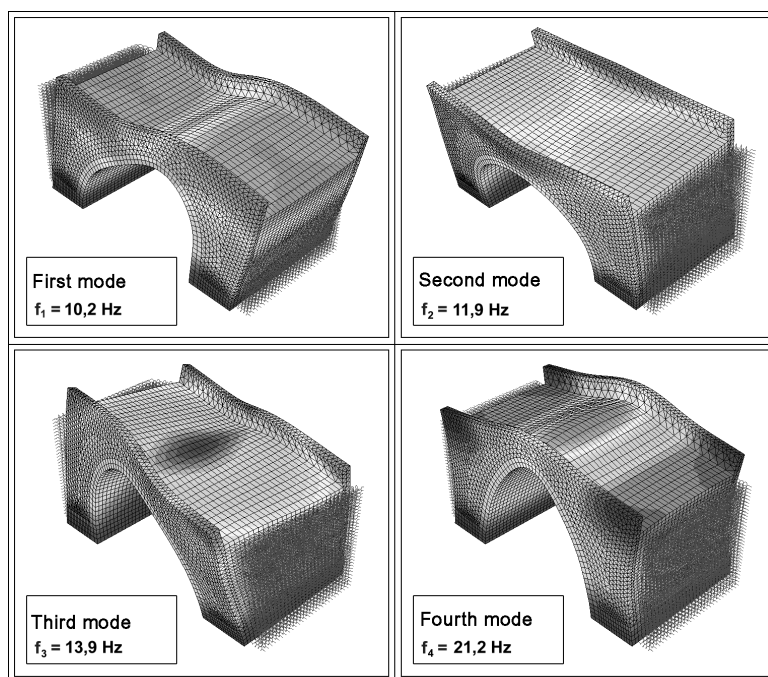
[K], [M] – macierz sztywności i macierz mas układu,

ω_i – i-ta częstotliwość drgań własnych,

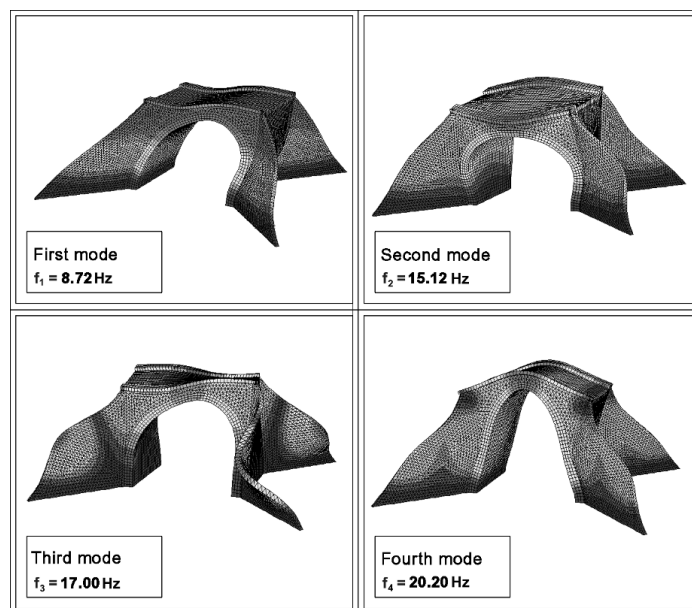
[W] – macierz wektorów własnych układu.

Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono cztery początkowe postaci drgań własnych wiaduktu w Zaborowie-Czudcu oraz w mostu w Kamienicy Dolnej. Należy zauważyć, że mosty są budowlami masywnymi,

o stosunkowo wysokich częstotliwościach drgań własnych. Spektrum częstotliwości jest zwarte. Fakt ten utrudnia identyfikację kolejnych częstotliwości podczas badań *in situ*. Na odpowiedź dynamiczną konstrukcji składają się bowiem postaci giętne we wszystkich kierunkach oraz postaci skrętne.



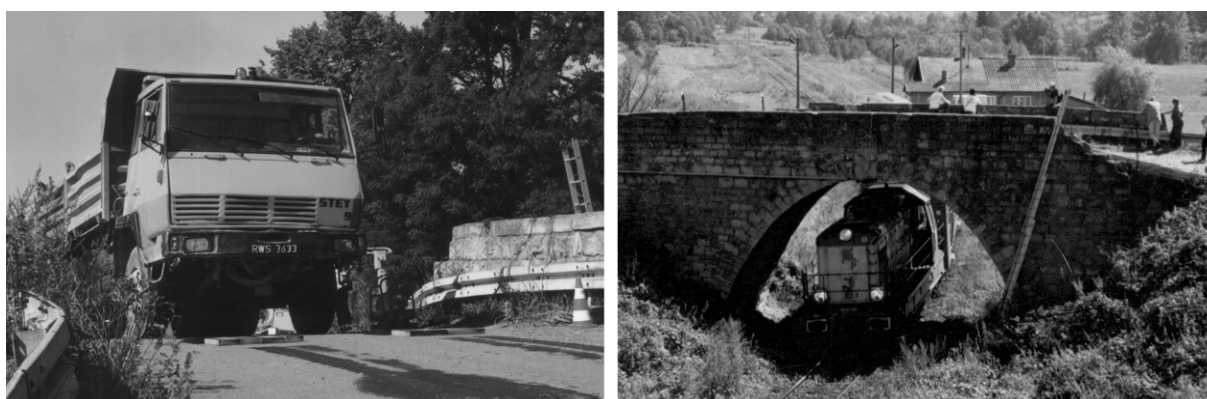
Rys. 2. Częstotliwości i postaci drgań własnych wiaduktu w Zaborowie-Czudcu
Fig. 2. Frequencies and modes of free vibrations of viaduct at Zaborów-Czudec



Rys. 3. Częstotliwości i postacie drgań własnych mostu w Kamienicy Dolnej
 Fig. 3. Frequencies and modes of free vibrations of bridge at Kamienica Dolna

5. Metodyka pomiarowo-interpretacyjna wyznaczania charakterystyk dynamicznych

Do weryfikacji doświadczalnej charakterystyk dynamicznych mostów zastosowano wymuszenie impulsowe - spadek kół samochodu ciężarowego typu STEYR, o ciężarze około 300 kN, z progu usytuowanego w $\frac{1}{2}$ lub $\frac{1}{4}$ rozpiętości wiaduktu. W celu otrzymania jak największego efektu dynamicznego zeskoku w badaniach zastosowano tzw. progi wysokie, krótkie, o wysokości 5 cm i najeździe 20 cm. Przeszkoda progowa miała charakter liniowy - układana była pod tylną oś pojazdu, czyli dla dwóch kół pojazdu. Posłużono się również wymuszeniem kinematycznym, jakim był przejazd pociągu pod wiaduktem (rys. 4).



Rys. 4. Obciążenia dynamiczne zastosowane do wyznaczania charakterystyk dynamicznych mostów:

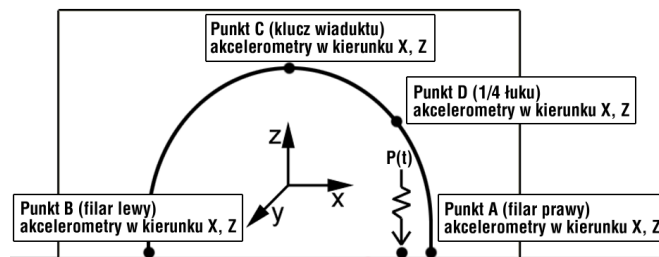
- wymuszenie impulsowe – spadek kół samochodu ciężarowego z progu,
- wymuszenie kinematyczne - przejazd pociągu pod wiaduktem

Fig. 4. Dynamic loads applied for determination of free vibration frequencies of bridges:

- drop of lorry wheels from a threshold located viaduct span,
- kinematic excitation - train passage under the viaduct

W trakcie pomiarów do zestawienia toru pomiarowego wykorzystano aparaturę pomiarową Laboratorium Pomiaru Odkształceń i Drgań Budowli Instytutu Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, która jest standardowym zestawem, służącym do pomiaru drgań o niskich częstotliwościach (od 1 do 1000 Hz).

Na konstrukcji wiaduktu wyznaczono cztery punkty pomiarowe: A, B, C, D. Ich rozmieszczenie pokazano na schemacie konstrukcji (rys. 5). Punkty pomiarowe A i B znajdowały się na filarach mostu, tuż nad powierzchnią ziemi, punkty pomiarowe C i D zlokalizowano odpowiednio w kluczu mostu i w $\frac{1}{4}$ rozpiętości konstrukcji. W każdym punkcie pomiarowym umieszczono akcelerometry do pomiaru przyspieszeń w kierunku poziomym równoległym do osi wiaduktu (X) oraz w kierunku pionowym (Z).



Rys. 5. Rozmieszczenie punktów pomiarowych na konstrukcji wiaduktu w Zaborowie-Czudcu

Fig. 5. Location of measurement points on the structure of viaduct at Zaborów-Czudec

Zarejestrowane na poszczególnych stanowiskach pomiarowych przebiegi czasowe przyspieszeń drgań zostały poddane cyfrowaniu i filtracji z użyciem filtra dolnoprzepustowego 150 Hz, w celu usunięcia ewentualnych szumów wysokoczęstotliwościowych. Przy cyfrowaniu sygnału zdecydowano się na dobór gęstości próbkowania na poziomie 2048 sampli/s. Procedura cyfrowania i filtracji została wcześniej przetestowana na różnych częstotliwościach próbkowania i różnych wartościach filtra dolnoprzepustowego. Ustalono, że proces cyfrowania i filtracji o wyżej wymienionych parametrach nie spowoduje utraty istotnych informacji zawartych w analizowanym sygnale, a jednocześnie pozwoli na stosunkowo szybką analizę amplitudowo-częstotliwościową sygnału. Analizę spektralną sygnałów przeprowadzono przy użyciu programu MATLAB. Do wyznaczenia struktury częstotliwościowej sygnałów zarejestrowanych w odpowiedzi na wymuszenie impulsowe zastosowano transformatę Fouriera pomierzonych sygnałów $X(f)$ oraz funkcję gęstości widmowej mocy $S_x(f)$.

Transformatę Fouriera procesu losowego $x(t)$ przedstawia funkcja $X(f)$:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (2)$$

Funkcja gęstości widmowej mocy sygnału $S_x(f)$ jest transformatą Fouriera funkcji autokorelacji tego sygnału $R_x(\tau)$, a mianowicie:

$$S_x(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (3)$$

Funkcję autokorelacji $R_x(\tau)$ oblicza się ze wzoru:

$$R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) dt \quad (4)$$

Przy analizie przyspieszeń drgań wywołanych przejazdem pociągu pod wiaduktem do wyznaczenia częstotliwości drgań własnych obiektu posłużono się zespoloną funkcją transmitancji $H(f)$ sygnałów zarejestrowanych w wybranych punktach konstrukcji (punkty A i C – por. rys. 5). Moduł funkcji transmitancji, który wykazuje maksima odpowiadające wartościom częstotliwości drgań własnych układu liniowego, można obliczyć z zależności:

$$|H(f)| = \sqrt{\frac{S_y(f)}{S_x(f)}} \quad (5)$$

gdzie:

$S_x(f)$ – funkcja gęstości widmowej mocy sygnału $x(t)$,

$S_y(f)$ – funkcja gęstości widmowej mocy sygnału wyjściowego $y(t)$.

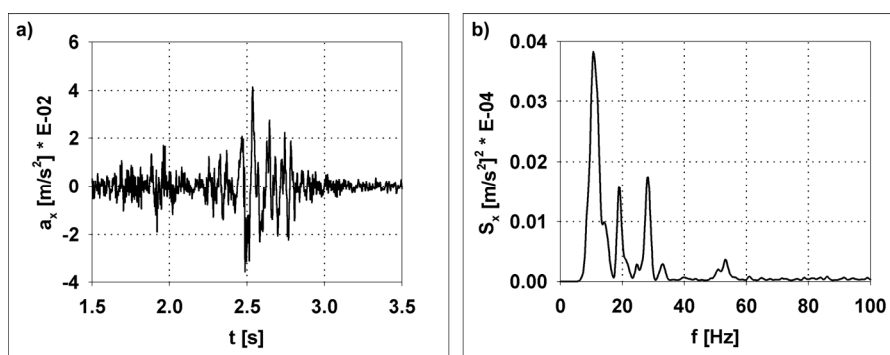
Tłumienie konstrukcji jest określane za pomocą logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań δ oraz ułamka tłumienia krytycznego $\xi = \delta/2\pi$.

Wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia δ ustroju o jednym stopniu swobody może być określana doświadczalnie drogą pomiaru dwóch kolejnych amplitud drgań swobodnych tłumionych A_n and A_{n+1} :

$$\delta = \ln\left(\frac{A_n}{A_{n+1}}\right) \quad (6)$$

6. Doświadczalne wyznaczenie częstotliwości drgań własnych obiektów

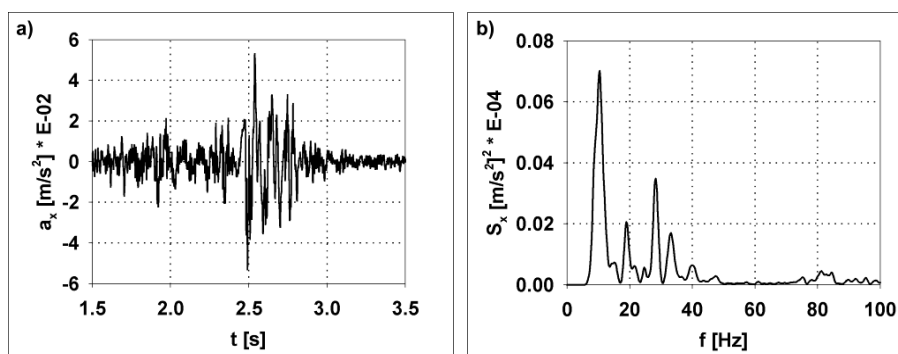
Na rysunkach 6 i 7 przedstawiono przykładowe przebiegi czasowe przyspieszeń w wybranych punktach pomiarowych oraz gęstości widmowe sygnałów zarejestrowanych po spadku kół samochodu ciężarowego z progu. Pierwsza częstotliwość drgań własnych w kierunku (X) uzyskana z analizy spektralnej sygnałów wynosi 9,9 Hz.



Rys. 6. Przyspieszenia drgań a_x w punkcie C w kierunku poziomym (X) od spadku kół samochodu z progu:

a) przebieg czasowy, b) gęstość widmowa mocy sygnału

Fig. 6. Accelerations of vibrations a_x in point C in horizontal direction (X) from lorry wheel drop from the threshold: a) time traces, b) power spectral density



Rys. 7. Przyspieszenia drgań a_x w punkcie D w kierunku poziomym (X) od spadku kół samochodu z progu:

a) przebieg czasowy, b) gęstość widmowa mocy sygnału

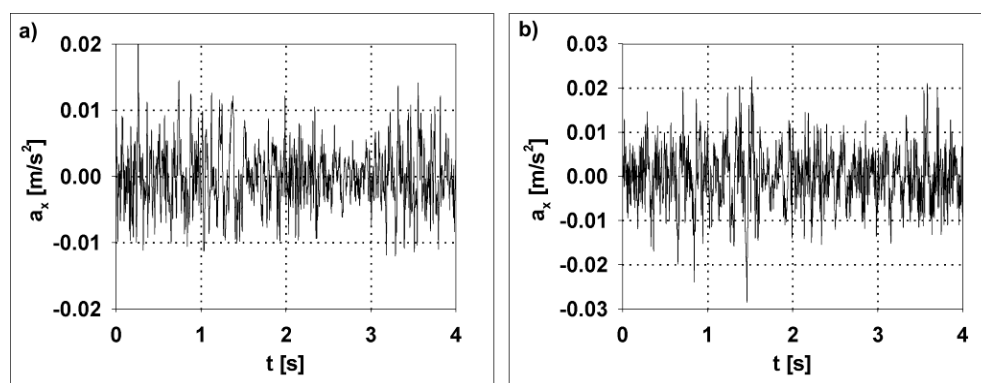
Fig. 7. Accelerations of vibrations a_z in point D in horizontal direction (X) from lorry wheel drop from the threshold: a) time traces, b) power spectral density

W badaniach wykorzystano również funkcję transmitancji przebiegów czasowych przyspieszeń drgań w dwóch wybranych punktach obiektu. Drgania wywołane były przejazdem pociągu pod wiaduktem. Pociąg poruszał się ze stałą prędkością 40 km/h. Rejestracja sygnałów trwała 30 s. Na rys. 8 przedstawiono przebiegi czasowe przyspieszeń drgań w kierunku poziomym (X) w punkcie pomiarowym A (prawy filar wiaduktu) oraz w punkcie pomiarowym C (klucz wiaduktu). Sygnał

zarejestrowany w punkcie A stanowił dane o wymuszeniu, zaś sygnał zarejestrowany w punkcie C przedstawiał odpowiedź konstrukcji. Na rysunku 9 pokazano odpowiednio funkcję transmitancji $|H_x(f)|$ sygnałów przedstawionych na rys. 8.

Funkcja transmitancji drgań w kierunku poziomym (X) wykazuje wyraźne maksimum przy częstotliwości 11,25 Hz. Częstotliwość ta jest zgodna z wartością obliczeniową oraz wyznaczoną metodami doświadczalnymi pierwszą częstotliwością drgań własnych wiaduktu w kierunku (X). Kolejne wartości lokalnych maksimów na wykresie występują przy 23 i 51 Hz.

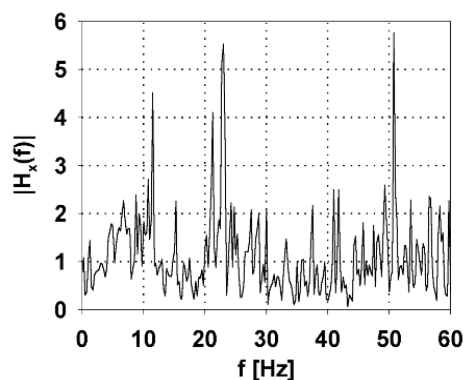
W tabeli 1 zestawiono częstotliwości drgań własnych wiaduktu w Zaborowie-Czudcu otrzymane w wyniku pomiarów oraz wyznaczone obliczeniowo. W tabeli 2 zestawiono wyniki otrzymane w przypadku mostu w Kamienicy Dolnej.



Rys. 8. Przebiegi czasowe przyspieszeń drgań od przejazdu pociągu zarejestrowane w kierunku poziomym (X):

a) w punkcie A (filar prawy) b) w punkcie C (klucz wiaduktu)

Fig. 8. Time traces of vibration accelerations from train passage recorded in horizontal direction (X): a) in point A (right pier), b) in point C



Rys. 9. Moduł funkcji transmitancji sygnałów zarejestrowanych w punktach A i C w kierunku poziomym (x) - $|H_x(f)|$

Fig. 9. Modulus of function of transmittance of signals recorded in points A and C in horizontal direction (x) - $|H_x(f)|$

Tabela 1

Porównanie obliczonych i wyznaczonych doświadczalnie częstotliwości drgań własnych wiaduktu w Zaborowie-Czudcu

Wartości		Częstotliwość [Hz]		
		f_1	f_2	f_4
Pomierzone	Wymuszenie impulsowe (spadek kół samochodu z progu)	9,9	12,1	-
	Wymuszenie kinematyczne (pociąg)	11,25	-	23,0
Obliczone		10,2	11,9	21,2

Tabela 2

**Porównanie obliczonych i wyznaczonych doświadczalnie
częstotliwości drgań własnych mostu w Kamienicy Dolnej**

Wartości	Częstotliwość [Hz]		
	f_1	f_2	f_4
Pomierzone	8.65	16.00	17.50
Obliczone	8.72	15.15	17.00

Porównanie pomierzonych różnymi metodami i obliczonych początkowych częstotliwości drgań własnych wiaduktu wskazuje na ich dobrą zgodność. Zważywszy na stopień złożoności modelu obliczeniowego oraz konieczność przyjmowania w obliczeniach niektórych danych na podstawie literatury, można zaakceptować zaistniałe różnice (sięgające 12%), między wynikami uzyskanymi z eksperymentu i z obliczeń.

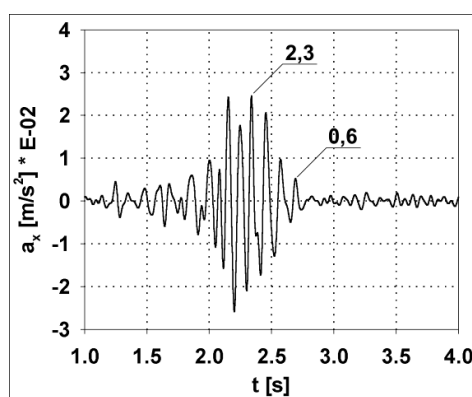
Przy wyznaczaniu częstotliwości drgań własnych na podstawie przebiegów drgań swobodnych powstałych w wyniku spadku tylnych kół samochodu na nawierzchnię mostu należy uwzględnić fakt, że samochód pozostaje na konstrukcji w czasie rejestracji odpowiedzi dynamicznej. Dodatkowa masa znajdująca się na przęśle mostu obniża częstotliwości i wpływa na postacie drgań własnych. Tą m.in. przyczyną można tłumaczyć fakt, że wartości częstotliwości drgań własnych, uzyskane w badaniach są mniejsze od wartości otrzymanych w wyniku obliczeń. Efekt ten jest zgodny ze spostrzeżeniami innych autorów [2,3]. Różnice w wartościach pomierzonych i obliczonych mogą również wynikać z uproszczeń zastosowanych w modelu obliczeniowym, w którym nie uwzględniono spękań i ubytków ścianek czołowych oraz zmian modułu sprężystości zasypki piaskowej w zależności od naprężeń ściskających.

7. Doświadczalne wyznaczenie logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań

Na podstawie zarejestrowanych przebiegów czasowych przyspieszeń drgań swobodnych powstałych w wyniku spadku kół samochodu cięż. z progu oszacowano wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań wiaduktu δ . W celu wyeliminowania z analizowanego przebiegu drgań o wyższych od pierwszej częstotliwościach zastosowano do wibrogramów filtr dolnoprzepustowy 18 Hz.

Na rysunku 10 przedstawiono przebieg czasowy przyspieszeń drgań w punkcie pomiarowym D w kierunku poziomym (X). Orientacyjne wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia δ oraz ułamka tłumienia krytycznego ξ wyznaczone na podstawie rys. 10 wynoszą:

$$\delta = \frac{1}{m} \ln \left(\frac{A_n}{A_{n+m}} \right) = \frac{1}{3} \ln \frac{2,3}{0,6} = 0,448, \quad \xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,448}{2\pi} = 0,07 \quad (7)$$



Rys. 10. Przebieg czasowy przyspieszeń drgań w punkcie D w kierunku poziomym (X) po spadku kół samochodu z progu (z zastosowaniem filtra dolnoprzepustowego 18 Hz)

Fig. 10. Time traces of accelerations of vibrations in point D in horizontal direction (X) after lorry wheel drop from the threshold with application of a lower transmittance filter 18 Hz

Po przeprowadzeniu wielu prób wyznaczenia wartości ułamka tłumienia krytycznego na podstawie zapisów drgań swobodnych tłumionych w punktach C i D otrzymano wartości ξ usytuowane w przedziale 5 - 9%.

Przy interpretacji otrzymanych wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia należy wziąć pod uwagę następujące fakty, mające znaczący wpływ na dokładność otrzymanych wyników:

1. Sposób obliczania logarytmicznego dekrementu tłumienia przedstawiony w pkt. 5 dotyczy układu o jednym stopniu swobody dynamicznej. Tymczasem analizowana konstrukcja jest układem o wielu tysiącach stopni swobody.
2. Wobec faktu, że widmo częstotliwości własnych badanego obiektu jest zwarte, nie było możliwości odseparowania dokładnie jednej, podstawowej częstotliwości drgań własnych wiaduktu. W związku z tym przebieg czasowy widoczny na rys. 10 zawiera więcej niż jedną składową harmoniczną o częstotliwościach zbliżonych do najniższej częstotliwości drgań własnych. Ma to wpływ na wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań.

Otrzymane wartości ułamka tłumienia krytycznego należy traktować jako orientacyjne i pomocne w oszacowaniu rzędu wartości ułamka tłumienia krytycznego. Są one zgodne z wartościami podawanymi przez innych autorów, na podstawie pomiarów mostów kamiennych.

8. Wnioski

Biorąc pod uwagę przedstawione powyżej wyniki obliczeń charakterystyk dynamicznych mostów oraz ich weryfikację doświadczalną, można sformułować następujące wnioski ogólne:

- 8.1. Częstotliwości drgań własnych otrzymane w wyniku obliczeń są zgodne z częstotliwościami wyznaczonymi na drodze doświadczalnej.
- 8.2. Badania potwierdziły, że zabytkowe mosty kamienne to budowle o stosunkowo wysokich częstotliwościach drgań własnych i dużym tłumieniu, które wynosi od 6 do 9 % ułamka krytycznego.
- 8.3. Widmo częstotliwości jest zwarte. Na ostateczną odpowiedź konstrukcji na wpływy parasejsmiczne składają się postaci giętne, skrętne i giętno-skrętne.
- 8.4. Szczególnie istotne dla obliczeń częstotliwości i postaci drgań własnych jest prawidłowe rozeznanie stałych materiałowych poszczególnych elementów konstrukcji.
- 8.5. Przy wyznaczaniu charakterystyk dynamicznych zabytkowych mostów kamiennych istotna jest diagnoza ich stanu technicznego tj. stanu kamienia, spoin, a także ewentualnych uszkodzeń łuku czy ścianek czołowe.
- 8.6. Częstotliwości drgań własnych uzyskane analitycznie i doświadczalnie mieszczą się w przedziałach typowych dla masywnych konstrukcji kamiennych, a odpowiadające im postaci drgań nie budzą zastrzeżeń. Wyznaczone częstotliwości drgań pozwalają na dalszą analizę dynamiczną konstrukcji, z uwzględnieniem wpływu wymuszeń komunikacyjnych lub parasejsmicznych.
- 8.7. W świetle uzyskanej bliskości wyników obliczeń i badań można stwierdzić, że przyjęte modele fizyczne i matematyczne konstrukcji są poprawne.

Literatura

- [1] Armstrong D.M., Sibbald A., Farfield C.A., Forde M.C., *Modal analysis for masonry arch bridge spandrell wall separation identification*, NDT & E International, 1995, vol. 28, no. 6, p.377-386.
- [2] Bensalem A., Farfield C.A., Sibbald A., *Application of the impact excitation method to an arch bridge*, Proc. of the Centenary Year Bridge Conference, Cardiff, 1994, p.157-162.
- [3] Bootby T.E., *Load rating of masonry arch bridges*, Journal of Bridge Engineering, 2001, vol. 6, no. 2, p.79-86.

- [4] B o o t b y T.E., D o m a l i k D., D a l a l V., *Service load response of masonry arch bridges*, Journal of Architectural Engineering, 1998, vol. 124, no. 1, p.17-23.
- [5] C a n t i e n i R., D e g e r Y., P i t r z k o S., *Bridge model updating trough combining of theory and experiment*, Proc. Int. Conference on Maintenance of Railway Bridges and Civil Engineering Structures, Utrecht, 1995.
- [6] C u n h a A., C a e t a n o E., M o u t i n h o C., M a g m l h a e s F., *Damping identification in a stress-ribbon footbridge*, EURODYN 2005: Proc. of 6th International Conference on Structural Dynamics, 2005, p.243-248.
- [7] D u l i ń s k a J., *Dynamic response of multiple-support structures to non-uniform mining related paraseismic excitation*, Monograph 338, Cracow University of Technology, Cracow, 2006.
- [8] E l l i c k J.C., B r o w n G., *Vibrations of masonry arch bridges, Bridge assessment management and design: proceedings of the Centenary Year Bridge Conference*, Cardiff, 1994, Elsevier: Amsterdam, Oxford, 1994.
- [9] F a n n i n g P.J., B o o t b y T.E., *Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch-bridges*, Computers and Structures, 2001, vol. 79, no. 29/30, p.2645-2662.
- [10] F a r r a r C.R., [et al.]. *Excitation methods for bridge structures*, 17th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, FL, Society of Experimental Mechanics, 1999, p.1063-1068.
- [11] P a r k S., S t u b s s N., *Bridge diagnostics via vibration monitoring*, Smart Structures and Materials 1996, San Diego, CA, 1996, SPIE 2719 Proc. on Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways, p.36-45.
- [12] R e b e l o C., H e i d e n M., *Vibration measurements on existing single-span concrete railway viaducts in Austria*, EURODYN 2005: Proc. of 6th International Conference on Structural Dynamics, 2005, p.1637-1642.
- [13] S e p e V., V e s t r o n i F., V i d o l i S., M e l e R., T i s a l v i M., *Train-induced vibrations of masonry railway bridges*, EURODYN 2005: Proc. of 6th International Conference on Structural Dynamics, 2005, p.161-166.
- [14] Projekt remontu mostu w ciągu drogi krajowej Pilzno-Jasło w miejscowości Kamienica Dolna, „Promost” Wrocław 1993.

