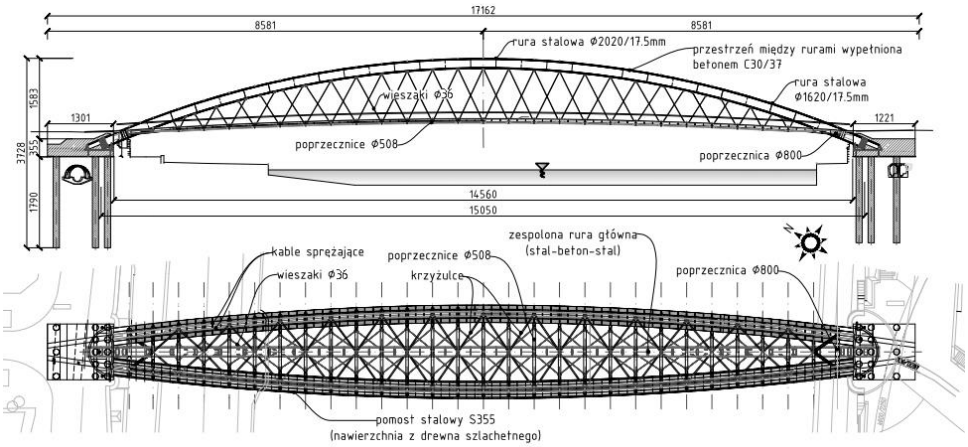
Wrocławskie Dni Mostowe
Mosty łukowe – dzieła kultury. Projektowanie, budowa, utrzymanie
Wrocław, 26-27 listopada 2015

Rafał SIEŃKO[1]
Marek PAŃTAK[2]
Łukasz BEDNARSKI[3]
Tomasz HOWIACKI[4]

ANALIZA I BADANIA DYNAMICZNE ŁUKOWEJ KŁADKI O. BERNATKA PRZEZ WISŁĘ W KRAKOWIE

1. Charakterystyka konstrukcji

Kładka im. o. Laetusa Bernatka w Krakowie (rys. 1) stanowi przeprawę pieszo-rowerową przez Wisłę, łączącą krakowskie dzielnice Kazimierz z Podgórzem. Opracowanie jej projektu wykonawczego było skomplikowanym wyzwaniem inżynierskim. Pierwotna koncepcja architektoniczna zakładała budowę konstrukcji rozporowej. Na etapie jej tworzenia przyjęto jednak zbyt optymistyczne założenia co doprowadziło do szeregu niezbędnych zmian konstrukcyjnych m.in. zmiany układu statycznego kładki na łuk ze ściągiem.



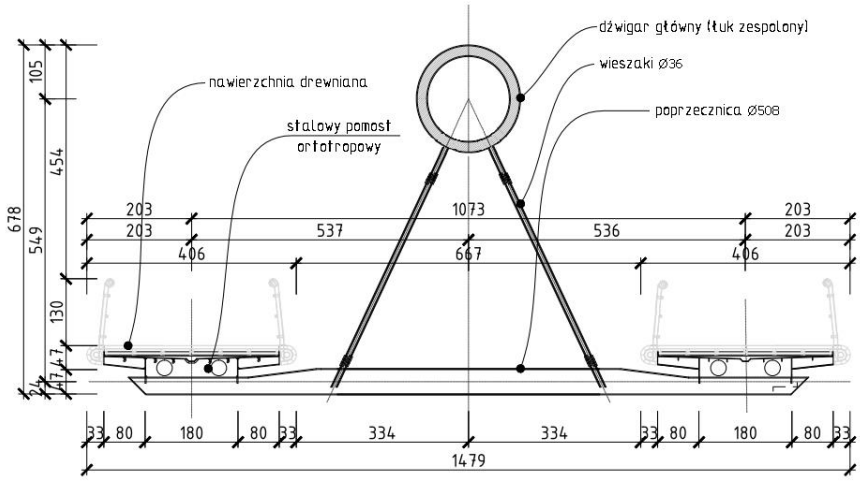
Rysunek. 1. Kładka im. o. Laetusa Bernatka: przekrój podłużny, widok z góry

---

[1] dr inż., Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
[2] dr inż., Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
[3] dr inż., Wydział Inżynierii Mechanicznej i Robotyki Akademii Górniczo Hutniczej
[4] mgr inż., Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej (studia doktoranckie)

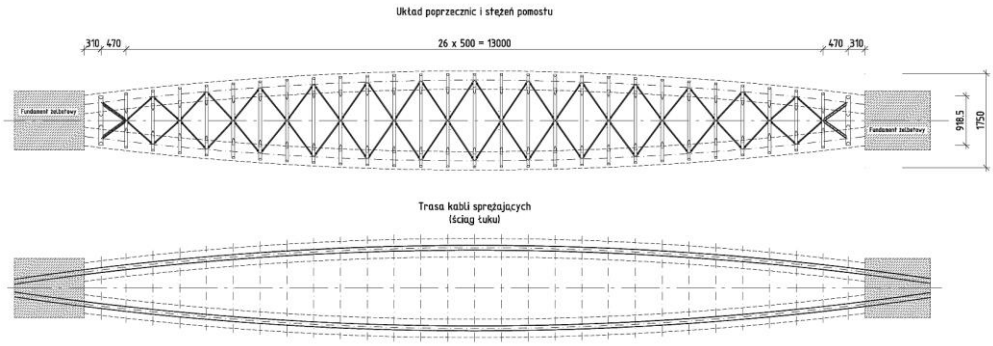
W ostatecznym rozwiązaniu wprowadzono także korekty konstrukcji pomostu (pomost betonowy zastąpiono stalowym) i fundamentów (wielkośrednicowe pale ukośne zastąpiono palami pionowymi) oraz w układzie wieszaków i stężeń (poprawa parametrów dynamicznych konstrukcji) [1, 2].

Zrealizowana konstrukcja jest rozwiązaniem interesującym pod względem konstrukcyjnym i architektonicznym. Dwudzielny pomost podwieszono do pojedynczego dźwigara łukowego umieszczonego w osi konstrukcji.

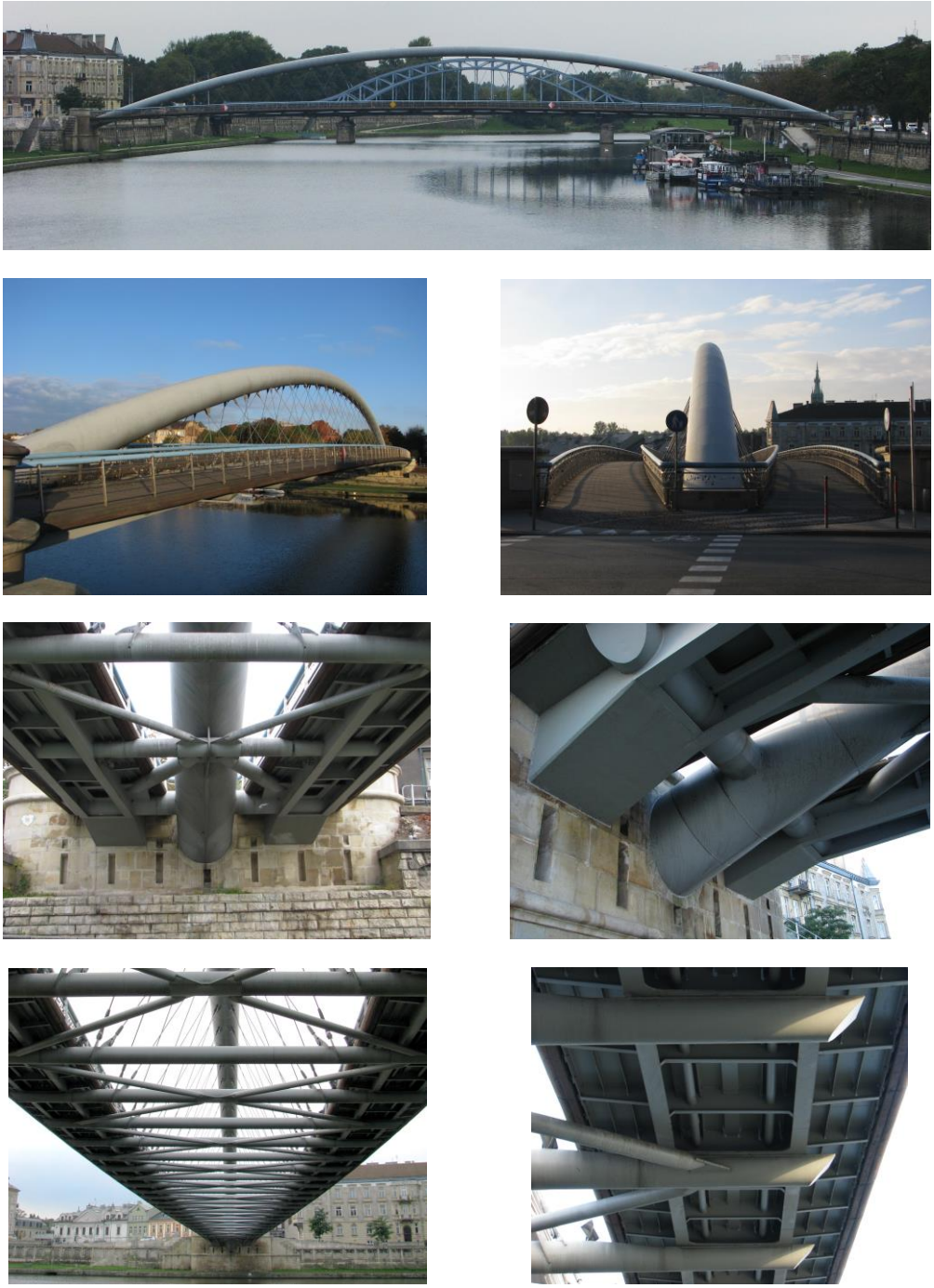


Rysunek 2. Przykładowy przekrój poprzeczny kładki

Stalowy łuk nośny kładki wykonano w formie przekroju zespolonego stalowo-betonowego z prostoliniowych segmentów rur stalowych o długości 5,0 m. Przekrój łuku tworzą dwie rury stalowe: zewnętrzna Ø2020x17.5 mm oraz wewnętrzna Ø1620x17.5 połączone stalowymi przekładkami dystansowymi. Przestrzeń między rurami wypełniono betonem samozagęszczalnym klasy C30/37. Końce łuku utwierdzono w masywnych fundamentach żelbetowych i spięto ściągiem wykonanym z 4 kabli 19x15,7 (po dwa kable w każdym pomoście) (rys. 3). Strzałka łuku wynosi 17,8 m a jego rozpiętość teoretyczna mierzona między punktami utwierdzenia to ~150,5 m.



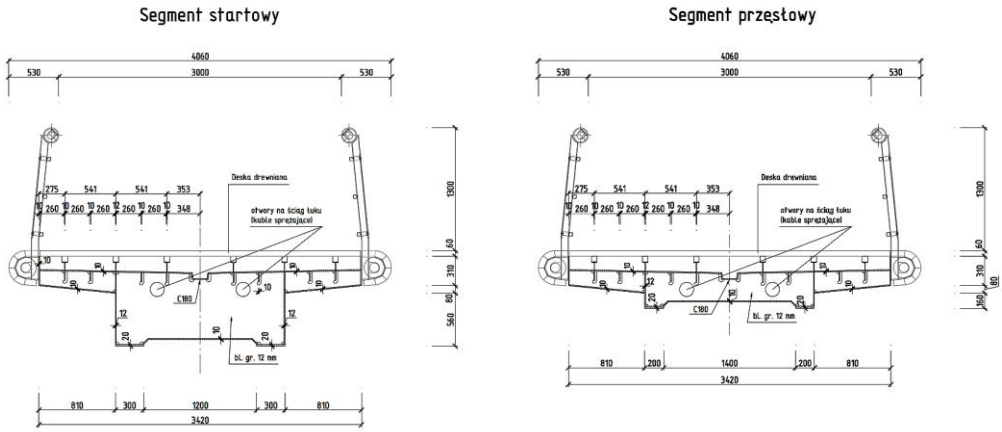
Rysunek 3. Układ poprzecznic i stężeń pomostu oraz trasa kabli sprężających (ściągu łuku)



Rysunek 4. Widok ogólny i detale konstrukcyjne kładki

Pomosty kładki wykonano jako stalowe z płytą ortotropową usztywnioną otwartymi żebrami podłużnymi w rozstawie 260 mm oraz żebrami porzecznymi w rozstawie 1670 mm

(rys. 5). Pomosty są zakrzywione w płaszczyźnie pionowej i poziomej. Takie ich ukształtowanie sprawia wrażenie lekkości i podkreśla dynamikę formy konstrukcji. Promień łuku pionowego pomostów wynosi R_1 = 1100,0 m, promień łuku poziomego R_2 = 586,0 m.



Rysunek 5. Przekroje poprzeczne pomostu kładki

Konstrukcję wsporczą dla pomostów stanowią stalowe poprzecznice rurowe z rur Ø508x14, usztywnione w płaszczyźnie poziomej stężeniami w układzie X wykonanymi z rur Ø216x12 mm oraz Ø216x20 mm (rys. 5). Poprzecznice podwieszono do łuku nośnego za pomocą wieszaków ze stalowych lin ocynkowanych Ø36 mm rozmieszczonych w układzie trójkątnym. Krzyżujące się wieszaki tworzą korzystny efekt wizualny i estetyczny.

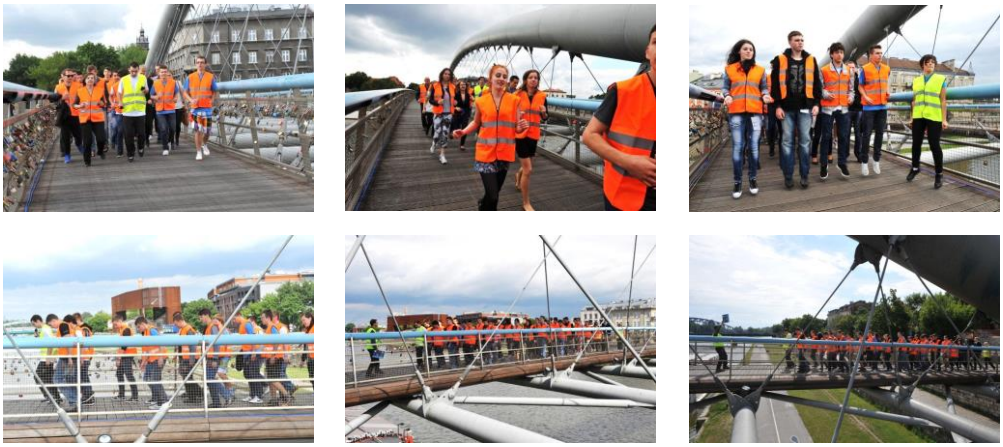
Kształt pomostów kładki w rzucie poziomym (kształt liścia wierzby) o największej szerokości w środku rozpiętości przęsła oraz z blisko siebie umieszczonymi punktami podparcia/zamocowania na obu końcach przęsła jest rozwiązaniem nietypowym i niekorzystnym z punktu widzenia stateczności skrętnej pomostów. Przy niesymetrycznym obciążeniu statycznym lub pod obciążeniem dynamicznym podwieszenie pomostu do łuku za pośrednictwem poprzecznic i wiotkich wieszaków mogłoby okazać się niewystarczające do zabezpieczenia pomostu przed skręceniem oraz nadmiernymi drganiami. Zaprojektowane ściągi łuku nośnego, ukształtowane w łuku poziomy i pionowym (zgodnie z krzywizną pomostów) oprócz funkcji przejmowania siły rozporu stanowią także dodatkowe zabezpieczenie pomostów przed niepożądaną niestatecznością skrętną i drganiami. Naciągnięte kable sprężające o przeciwnych krzywiznach skutecznie ograniczają swobodę przemieszczeń pomostów.

Właściwości dynamiczne kładki sprawdzono podczas jej terenowych badań dynamicznych przeprowadzonych przy udziale 50 osobowej grupy młodzieży z małopolskich szkół ponadgimnazjalnych oraz studentów Politechniki Krakowskiej.

2. Właściwości dynamiczne kładki

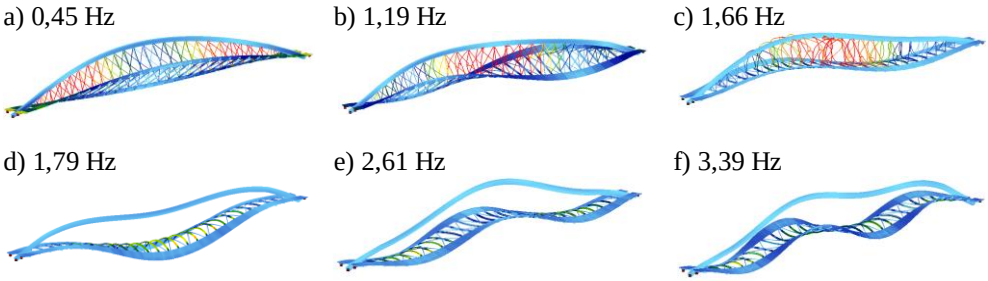
Głównym celem badań dynamicznych kładki było sprawdzenie odpowiedzi konstrukcji na dynamiczne oddziaływania związane z obciążeniem ruchem pieszych. Na podstawie badań zidentyfikowano także częstotliwości drgań własnych kładki oraz porównano je z częstotliwościami teoretycznymi, otrzymanymi z przygotowanego w tym celu modelu numerycznego konstrukcji.

Zakres badań obejmował zrealizowanie pomiarów przyspieszeń drgań w wybranych punktach pomiarowych, w kilku schematach obciążenia (przejście swobodne, bieg swobodny skoki oraz schematy obciążeń zsynchronizowane z częstotliwościami drgań własnych kładki).



Rysunek 6. Przykładowe schematy obciążeń dynamicznych kładki

Na rys. 7 i w tab. 1 przedstawiano obliczone postacie i częstotliwości drgań własnych kładki (na wizualizacjach postaci drgań nr 4 ÷ 9 ukryto wieszaki w celu zachowania czytelności deformacji pomostu kładki). W modelu obliczeniowym pominięto obecność kabli sprężających stanowiących ściąg łuku oraz przyjęto pełne utwierdzenie łuku i pomostów w przyczółkach. W obliczeniach uwzględniono dodatkowe masy skupione wynikające z ciężaru elementów wyposażenia kładki.



Rysunek 7. Postacie i częstotliwości drgań własnych kładki wyznaczone w drodze obliczeń numerycznych

Wstępna analiza powyższych postaci i częstotliwości drgań własnych kładki wskazuje na występowanie ryzyka wzbudzania pionowych drgań pomostu o charakterze rezonansowym z częstotliwościami odpowiadającymi trzeciej i czwartej postaci drgań własnych. Częstotliwości odpowiadające tym postaciom drgań mieszczą się w przedziale częstotliwości oddziaływań pieszych. Postacie te mają prostą formę z małą liczbą ekstremów, uznać je można za łatwe do wzbudzenia przez użytkowników. W przypadku pierwszej postaci drgań ryzyko wzbudzeń drgań rezonansowych przez użytkowników kładki jest znikome z powodu niskiej częstotliwości wynoszącej f_1 = 0,45 Hz. Typowy zakres oddziaływań dynamicznych pieszych mieści się w przedziałach: 1,8÷2,8 Hz – oddziaływania pionowe oraz 0,9÷1,2 Hz oddziaływania poziome. Pierwsza postać drgań kładki

odpowiadająca drganiom poprzeczno-skrętnym, potencjalnie groźna z punktu widzenia komfortu użytkowania konstrukcji z powodu dużej wrażliwości pieszych na drgania poprzeczne, nie będzie wzbudzana przez użytkowników kładki. Wzbudzanie wyższych postaci drgań kładki podczas jej użytkowania, choć możliwe, będzie utrudnione z powodu złożonych form giętnych tych postaci.

W tab. 1. przedstawiono zestawienie obliczonych częstotliwości drgań własnych kładki z wynikami uzyskanymi podczas badań terenowych. Kolejność numeracji postaci drgań przyjęto zgodnie z kolejnością ich występowania ustaloną w trakcie badań terenowych (zmiana kolejności drugiej i trzeciej postaci drgań wyznaczonych w drodze obliczeń numerycznych).

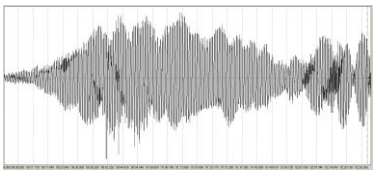
Tablica 1. Częstotliwości drgań własnych kładki według analizy numerycznej i badań terowych

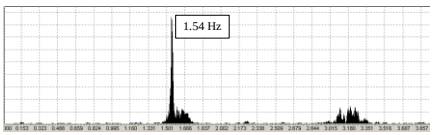
Postać drgań	**Częstotliwość [Hz]**		
	Model MES	**Badania**	**Opis postaci drgań**
1	0,45	0,58	skrętna
2	1,66	1,54	giętna (pionowa)
3	1,19	1,72	skrętna
4	1,79	1,84	giętno-skrętna
5	2,61	2,25	giętna (pionowa)
6	3,39	3,47	giętna (pionowa)

Porównując uzyskane wyniki największe różnice pomiędzy obliczonymi i pomierzonymi częstotliwościami drgań własnych zauważyć można w przypadku giętno-skrętnych postaci drgań (model MES: 0,45 Hz, 1,19 Hz, badania terenowe: 0,58 Hz, 1,72 Hz). Rozbieżności te świadczyć mogą o dużym i korzystnym wpływie krzywoliniowych ściągów łuku na charakterystyki dynamiczne konstrukcji. Zagadnienie to stanowić może kierunek dalszych badań i analiz.

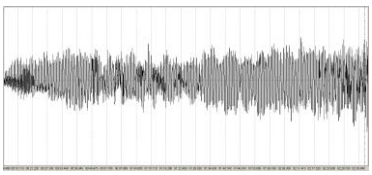
W trakcie badań terenowych zrealizowano 24 schematy obciążenia dynamicznego kładki. Poniżej na rys. 8 przedstawiono przykłady zrejestrowanych przyspieszeń drgań uzyskane dla wybranych schematów obciążeń.

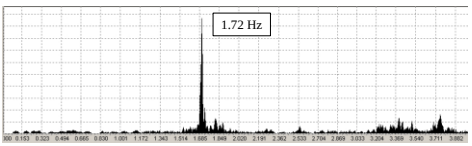
a) drgania pionowe a_{max} = 0,53 m/s^2, f_2 = 1,54 Hz (zsynchronizowany chód całej grupy)



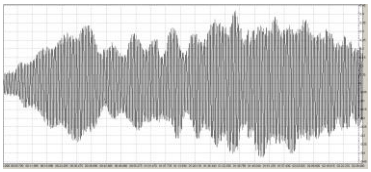


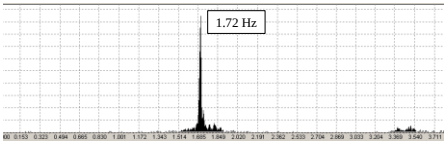
b) drgania pionowe a_{max} = 0,31 m/s^2, f_3 = 1,72 Hz (zsynchronizowany chód całej grupy)



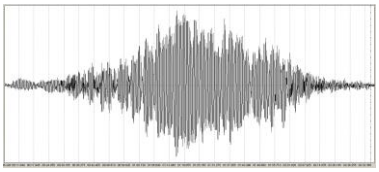


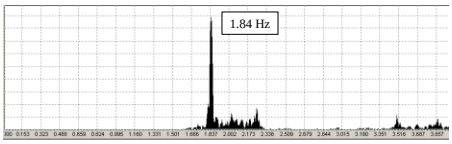
c) drgania poziome a_{max} = 0,42 m/s^2, f_3 = 1,72 Hz (zsynchronizowany chód całej grupy)



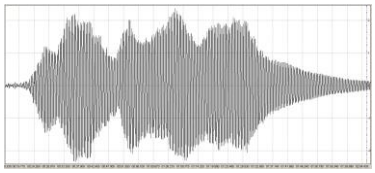


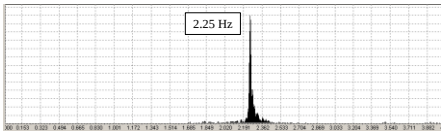
d) drgania pionowe a_{max} = 0,91 m/s^2, f_4 = 1,84 Hz (zsynchronizowany bieg całej grupy)



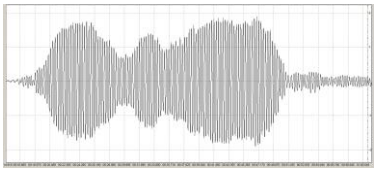


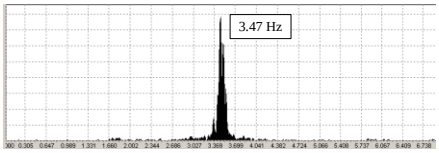
e) drgania pionowe a_{max} = 2,36 m/s^2, f_6 = 2,25 Hz (zsynchronizowane skoki całej grupy)





f) drgania pionowe a_{max} = 1,89 m/s^2, f_5 = 3,47 Hz (zsynchronizowane skoki całej grupy)





Rysunek 8. Przykładowe sygnały przyspieszeń drgań pomostu kładki

Zarejestrowane poziomy drgań były silnie zależne od stopnia zsynchronizowania członków grupy z częstotliwościami drgań konstrukcji oraz od synchronizacji członków grupy wzajemnie między sobą. Liczebność grupy oraz rozpiętość przęsła kładki stanowiły ważne czynniki utrudniające wzbudzanie drgań o charakterze rezonansowym. W przypadku licznej grupy 50 osób oraz dużej rozpiętości przęsła osiągnięcie pełnej synchronizacji wymuszenia z częstotliwością drgań konstrukcji nie było w pełni możliwe pomimo wykorzystania wzmocnionego sygnału metronomu do wyznaczania rytmu kroków. Osiągnięcie wzbudzenia rezonansowego było szczególnie trudne w przypadku wzbudzania niskich częstotliwości drgań kładki (1,54 Hz, 1,72 Hz, 1,84 Hz) przy poziomach przyspieszeń nie odczuwanych przez osoby wzbudzające drgania (a < 1,0 m/s^2). W przypadku dobrze odczuwanych drgań z wyższymi częstotliwościami (2,25 Hz, 3,47 Hz) efekty wzbudzeń rezonansowych były znacznie wyraźniejsze i dobrze odczuwalne.

W dodatkowych badaniach dynamicznych kładki przeprowadzonych w jej codziennych warunkach użytkowania podczas swobodnego chodu i biegu użytkowników oraz przy udziale 1÷2 osób wzbudzających drgania rezonansowe, maksymalne wartości zarejestrowanych przyspieszeń wyniosły: 0,03÷0,07 m/s^2 podczas swobodnego chodu grup użytkowników o liczebności 1÷5 osób lub swobodnego biegu 1÷2 osób oraz 0,06÷0,12 m/s^2 podczas drgań wywoływanych przez bieg lub skoki 1÷2 osób zsynchronizowanych z częstotliwością drgań własnych kładki.

Na podstawie wyników badań ustalono również wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań (*LDT*). Wartości te mieściły się w przedziale 2,3÷3,3 %.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwoliły na identyfikację podstawowych parametrów dynamicznych kładki. Uwzględnione obciążenia dynamiczne w postaci oddziaływań licznej grupy osób zsynchronizowanych z częstotliwościami drgań własnych kładki należy potraktować jako ekstremalny przypadek jej obciążenia dynamicznego odznaczający się bardzo małym prawdopodobieństwem występowania podczas codziennej eksploatacji obiektu. Wyniki badań wskazują, iż kładka odznacza się dużą odpornością dynamiczną nawet przy tak ekstremalnych obciążeniach dynamicznych jak zsynchronizowany marsz grupy 50 osób. Maksymalne wartości przyspieszeń drgań zarejestrowane podczas badań, rzędu 1,90 – 2,40 m/s^2, w świetle zaleceń [3] w przypadku bardzo rzadkiego występowania uznać można za dopuszczalne. Poziomy przyspieszeń drgań pomostu kładki uzyskane dla przypadków ruchu o charakterze codziennym (swobodne przejścia mały grup, swobodny bieg pojedynczych osób) oraz wzbudzenia rezonansowe realizowane przez 1÷2 osób nie przekraczają wartości 0,5 m/s^2. W świetle zaleceń [3, 4] oznacza to, iż podczas codziennej eksploatacji zachowany jest maksymalny komfort użytkowania konstrukcji. Przyjęte rozwiązania konstrukcyjne skutecznie zabezpieczyły kładkę przed niepożądanymi efektami dynamicznymi.

Literatura

[1] SIWOWSKI T., ŻÓŁTOWSKI P.: Kształtowanie architektoniczno-konstrukcyjne kładki dla pieszych przez Wisłę w Krakowie. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 58 (1/11), Rzeszów, 2011.

[2] ŻÓŁTOWSKI K., ROMASZKIEWICZ T.: Kładka przez Wisłę w Krakowie. Cechy dynamiczne i ich wpływ na ostateczną formę konstrukcyjną obiektu. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 58 (1/11), Rzeszów, 2011.

[3] SÉTRA: Footbridges – Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading. Service d'études techniques des routes et autoroutes - Sétra, 2006.

[4] ISO 10137:2007: Base for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibration. International Organization for Standardization, 2007.

DYNAMIC ANALYSIS AND TESTS OF THE BERNATEK ARCH FOOTBRIDGE OVER WISLA RIVER IN CRACOW

Summary

In the paper the characteristics of structural solutions and results of the in-situ dynamic tests of the arch footbridge over Wisla river in Cracow have been presented. The dynamic tests of the footbridge were carried out with the participation of a large group of people (50 persons). On the basis of the tests the dynamic characteristics of the footbridge together with maximum vibration accelerations of the footbridge deck have been identified and analyzed.