

dr hab. inż. Krzysztof Żółtowski, prof. PG^{1)*}
mgr inż. Mikołaj Binczyk¹⁾

Zwodzona kładka dla pieszych na wyspę Ołowiankę w Gdańsku – analizy dynamiczne z wykorzystaniem modelu numerycznego MES

Pedestrian drawbridge to Ołowianka Island in Gdańsk – dynamic FEM analysis

DOI: 10.15199/33.2017.06.25

Streszczenie. W artykule przedstawiono projekt zwodzonej kładki dla pieszych przez rzekę Motławę na wyspę Ołowiankę w Gdańsku. Omówiono jej konstrukcję oraz obliczenia numeryczne sprawdzające wytrzymałość, ugięcie i siły w siłownikach podczas zwożenia. Dokonano również oceny poziomu komfortu i nośności konstrukcji pod wpływem działania obciążeń dynamicznych generowanych przez pieszych.

Słowa kluczowe: kładka dla pieszych; analiza numeryczna; obciążenie dynamiczne; odpowiedź dynamiczna.

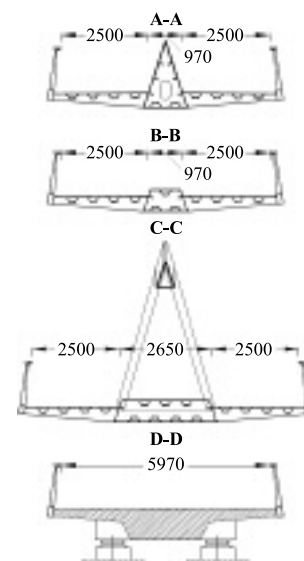
Abstract. The paper presents the design of a pedestrian drawbridge over Motława River to Ołowianka Island in Gdańsk. Superstructure is described. Checking analysis of strength, deflection and forces in hydraulic cylinders were performed. Evaluation of comfort level and load capacity under dynamic action caused by pedestrians was predicted. General conclusions are presented.

Keywords: footbridge; numerical analysis; dynamic load; dynamic response.

Realizacja przeprawy pieszej z wyspy Ołowianki przez Motławę (rysunek 1) do Starego Miasta Gdańska była wyczekiwana od lat. W końcu w 2012 r. został ogłoszony i rozstrzygnięty międzynarodowy konkurs na architektoniczno-techniczną koncepcję kładki. Zwycięskim projektem została propozycja zwodzonej kładki [4] słoweńskiej pracowni projektowej Ponting Inżynierski Biro. Budowę rozpoczęto w maju 2016 r., natomiast oddanie kładki do użytkowania zaplanowano na czerwiec 2017 r. Inwestorem zastępczym jest Dyrekcja Rozbudowy Miasta Gdańska, natomiast generalnym wykonawcą Przedsiębiorstwo Usług Technicznych Intercore.

Konstrukcja kładki

Zgodnie z projektem [3, 4] kładka składa się z części zwodzonej i stałej (rysunek 2). Część stała to przęsło żelbetowe o rozpiętości 13,4 m i klasycznym przekroju płytowym (rysunek 3). Część zwodzoną stanowi przęsło o rozpiętości 40,5 m ukształtowane w formie dźwigara skrzynkowego o zmiennej geometrii oraz dwustronnego pomostu w postaci płyty ortotropowej opartej na poprzecznicach wspornikowo zamocowanych do dźwigara głównego (rysunek 3). Po stronie wyspy Ołowianki zaplanowano wykonanie przyczółka zintegrowanego z budynkiem sterowni kładki, w którym będą umieszczone siłowniki hydrauliczne służące do zwożenia kładki, urządzenia sterujące oraz pomieszczenie dla obsługi. Podnoszenie przęsła ma się odbywać w zakresie od 0° do 65° od poziomu, a planowany czas zwożenia kładki ma wynosić ok. 2 min. Dodatkowy aspekt wizualny i użytkowy będzie stanowi-



Rys. 3. Przekroje poprzeczne [4]
Fig. 3. Cross sections [4]

ło oświetlenie typu LED zamontowane w pochwytach balustrady. Nawierzchnia zostanie wykonana z żywicy epoksydowej.

Analiza wytrzymałościowa

W ramach prac zleconych przez inwestora przeprowadzono niezależną ocenę wytrzymałości obiektu [7]. W tym celu wykonano szczegółowy powłokowo-belkowy model numeryczny przęsła zwodzonego w środowisku MES SOFiSTiK. Za pomocą

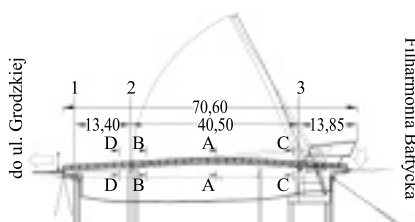


Rys. 1. Wizualizacja kładki [3]
Fig. 1. Visualization of footbridge [3]

¹⁾ Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

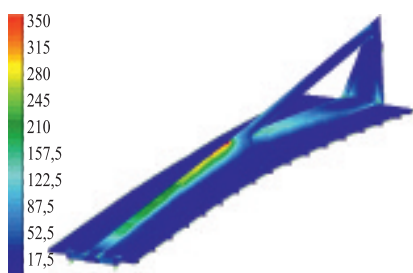
^{*)} Adres do korespondencji:

krzysztof.zoltowski@wilis.pg.gda.pl



Rys. 2. Widok z boku na kładkę [4]
Fig. 2. Side view on the footbridge [4]

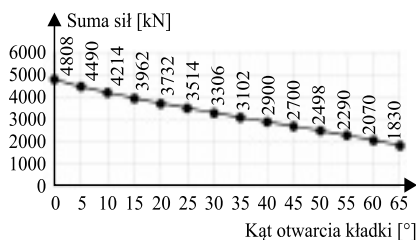
czterowzłowych elementów powłokowych o zadanej grubości odwzorowano wszystkie elementy składowe konstrukcji z wyjątkiem żeber usztywniających, które wykonano jako dwuwzłowe elementy belkowe o zadanym przekroju poprzecznym. Przeprowadzono standardową procedurę sprawdzenia wytrzymałości konstrukcji. Model numeryczny obciążono zgodnie z normą PN-85/S-10030 *Obiekty mostowe: Obciążenia*. Przyjęto obciążenie tłumem pieszych na obu wspornikowych pomostach o wartości 4 kN/m². Obliczono maksymalne obliczeniowe naprężenia zastępcze wg hipotezy wytrzymałościowej Hubera-Misesa-Hencky'ego (rysunek 4).



Rys. 4. Model MES powłokowo-belkowy, obliczeniowe naprężenia zastępcze HMM [MPa] [3]

Fig. 4. Shell-beam FEM model, v. Mises stresses [MPa] [3]

Przeanalizowano również etapy otwierania, w których kładka w swym schemacie statycznym jest wspornikiem, a moment utwierdzenia przenoszony jest przez parę sił w łożyskach obrotowych i w siłownikach. Głównym obciążeniem w trakcie zwodzenia kładki jest jej ciężar własny oraz wiatr. Analizę przeprowadzono w czternastu etapach z uwzględnieniem wiatru o prędkości 12 m/s, różniących się kątem otwarcia kładki, który zmieniał się od 0° do 65° co 5°. Na rysunku 5 zaprezentowano wykres zmiany sumy sił w dwóch siłownikach w zależności od kąta otwarcia. Największa statyczna siła w siłownikach jest potrzebna podczas rozpoczynania podnoszenia (kąąt 0°).

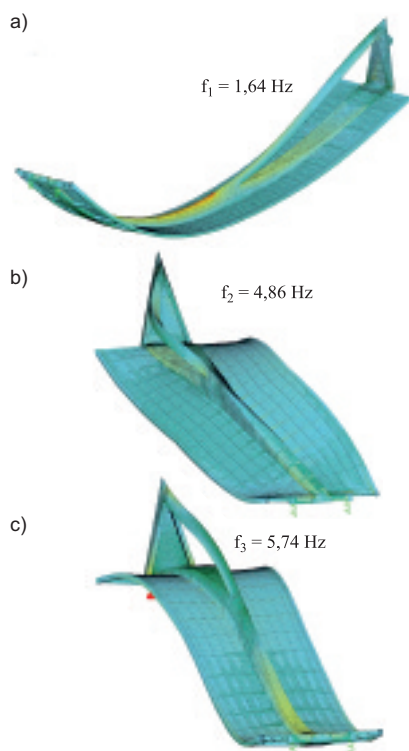


Rys. 5. Wykres sumy sił w siłownikach podczas otwierania kładki [7]

Fig. 5. Graph of summed forces in hydraulic cylinders when footbridge is opened [7]

Analiza dynamiczna

W [2] autorzy projektu wykonawczego przedstawili podstawową analizę dynamiczną kładki i zasygnalizowali problem dotyczący spełnienia kryteriów komfortu na przeszle. Propozycję rozwiązania tego problemu opracowano w ramach nadzoru naukowego nad realizacją zadania [7]. Z uwagi na niekorzystną charakterystykę własną podjęto próbę zmiany charakterystyk dynamicznych konstrukcji przez wykorzystanie tłumienia w siłowniku napędowym. Poza standardową procedurą wymiarowania konstrukcji, kładki dla pieszych wymagają przeprowadzenia analizy odpowiedzi dynamicznej pod wpływem działania obciążenia generowanego przez potok pieszych lub celowe wprowadzanie konstrukcji w drgania np. przez grupę osób wykonujących przysiady [1]. Podstawowymi charakterystykami konstrukcji podatnych dynamicznie są częstości drgań własnych i odpowiadające im postaci. Rozwiązanie problemu własnego modelu powłokowo-belkowego przedstawiono na rysunku 6. Z analizy postaci i częstości

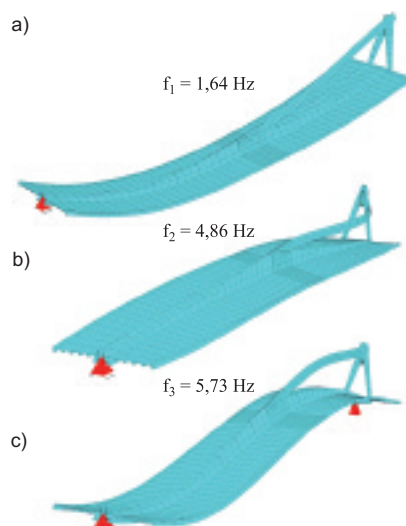


Rys. 6. Model powłokowo-belkowy. Trzy pierwsze postaci drgań własnych wraz z odpowiadającymi częstościami drgań [3]: a) postać giętą; b) postać skrętną; c) druga postać giętą

Fig. 6. Shell-beam FEM model. First three eigen forms and frequencies [3]: a) bending shape; b) rotation shape; c) second bending shape

drgań wynika, iż kładkę charakteryzuje niewielka częstość drgań własnych pionowych (1,64 Hz), zbliżona do wartości krytycznej określanej na poziomie 1,8 – 2,0 Hz. W związku z tym postanowiono oszacować odpowiedź konstrukcji kładki metodą time-step z wykorzystaniem algorytmu Newmarka w programie SOFiSTiK. Taka analiza przy założonym dość małym kroku czasowym ($\Delta t = 0,01$ s) oraz skomplikowanym modelem numerycznym (pod względem liczby elementów skończonych i niewiadomych) okazała się czasochłonna nawet przy korzystaniu z nowoczesnych i szybkich komputerów. W celu skrócenia czasu obliczeń dynamicznych wykonano uproszczony, belkowy model numeryczny konstrukcji. Przeszło odzwierciedlano za pomocą dwuwzłowych elementów belkowych o zadanym przekroju poprzecznym. Model belkowy skalibrowano przez dopasowanie dynamicznych charakterystyk własnych do modelu powłokowo-belkowego (rysunek 7). Do analizy numerycznej przyjęto tłumienie klasyczne, proporcjonalne wg Rayleigha i logarytmiczny dekrement tłumienia wynoszący 2,4%.

Schemat przedstawiony na rysunkach 6 i 7 nie uwzględnia dodatkowego podparcia siłownikami. Są one traktowane jako elementy tłumiące i nie mają wpływu na rozwiązanie problemu własnego. W związku z tym analizę dynamiczną przeprowadzono na trzech następujących modelach belkowych (rysunek 8):



Rys. 7. Model belkowy. Trzy pierwsze postaci drgań własnych wraz z odpowiadającymi częstościami drgań [5]: a) postać giętą; b) postać skrętną; c) druga postać giętą

Fig. 7. Beam model. First three eigen forms and frequencies [5]: a) bending shape; b) rotation shape; c) second bending shape

• **wariant I** – model numeryczny nie ma punktu podparcia w miejscach występowania siłowników do podnoszenia kładki;

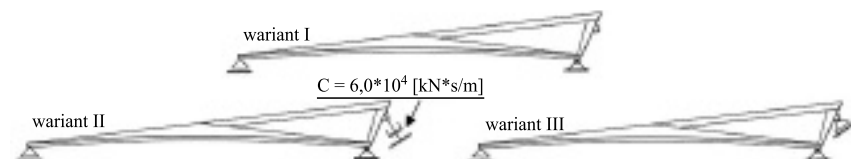
• **wariant II** – model numeryczny w miejscu i kierunku zgodnym z siłownikami ma więzy odwzorowujące ich zachowanie, gdy kładka jest opuszczona (brak sztywności $K = 0 \text{ kN/m}$ i wysokie tłumienie $C = 6,0 \cdot 10^4 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$);

• **wariant III** – model numeryczny w miejscu i kierunku zgodnym z siłow-

Tabela. 1. Porównanie częstotliwości drgań własnych w przypadku różnych wariantów modeli numerycznych [8]

Tabela 1. Comparison of eigen frequencies for different variants of numerical models [8]

Forma drgań	Częstotliwość drgań własnych – wariant		
	I	II	III
Pierwsza postać giętna	1,64	3,13	3,38
Postać skrętna	4,86	4,70	4,86
Druga postać giętna	5,73	5,87	5,89



Rys. 8. Schematy statyczne wariantów modeli numerycznych [8]

Fig. 8. Static schemes of numerical models [8]

nikami ma więzy sztywne (duża sztywność $K = 1,0 \cdot 10^9 \text{ kN/m}$ i brak tłumienia $C = 0 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$).

W przypadku wariantu II (ze względu na występujące tłumienie) wyznaczenie postaci i częstotliwości drgań własnych odbyło się przez analizę odpowiedzi swobodnej konstrukcji po impulsowym wymuszeniu siłą w środku rozpiętości przęsła (metoda time-step Newmarka). Odpowiedź swobodną badano w różnych punktach modelu, a następnie dla uzyskanych sygnałów drgań wykonano szybką transformatę Fouriera (FFT). Na rysunku 9 zaprezentowano analizę FFT otrzymanych sygnałów. Wyznaczone w ten sposób dominujące częstotliwości drgań (tabela 1) są w znacznym stopniu zbliżone do częstotliwości drgań

własnych uzyskanych z modelu w wariantcie III. Oznacza to, że siłowniki o tak dużym tłumieniu ($C = 6,0 \cdot 10^4 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$) stanowią w rzeczywistości „prawie” sztywne podparcie przęsła, a pierwsza dominująca częstość własna wykracza poza obszar niebezpieczny dla kładek. Przeprowadzono szczegółową analizę odpowiedzi dynamicznej kładki dla trzech wariantów modeli numerycznych.

Do analizy przyjęto wg [6] następujące oddziaływania pieszych na konstrukcję:

- potok częściowo zsynchronizowany (P1);
- potok w pełni zsynchronizowany (P2);
- celowe wymuszenie – wykonywanie przysiadów przez grupę 10 osób (P3).

Potok częściowo oraz w pełni zsynchronizowany jest symulacją oddziaływania pieszych, które mogłyby wystąpić podczas dużego zagęszczenia osób na kładce. Parametry obciążenia przyjęto zgodnie z [6]. W przypadku I wariantu modelu numerycznego częstość kroków pieszych była równa pierwszej częstotliwości drgań własnych kładki (1,64 Hz). W przypadku wariantu II i III oddziaływanie pieszych przyjęto z częstością 2,00 Hz. Odpowiedź kon-

strukcji przeszła badano przez analizę przemieszczeń oraz przyspieszeń pomostu w funkcji czasu. Na rysunku 10 przedstawiono wykresy porównujące uzyskane przyspieszenie pionowe w środku rozpiętości przęsła w zależności od wariantu modelu, dla potoku pieszych częściowo zsynchronizowanych. Maksymalne wartości przemieszczeń oraz przyspieszeń pionowych dla różnych wariantów modeli i oddziaływań pieszych zamieszczono w tabeli 2.

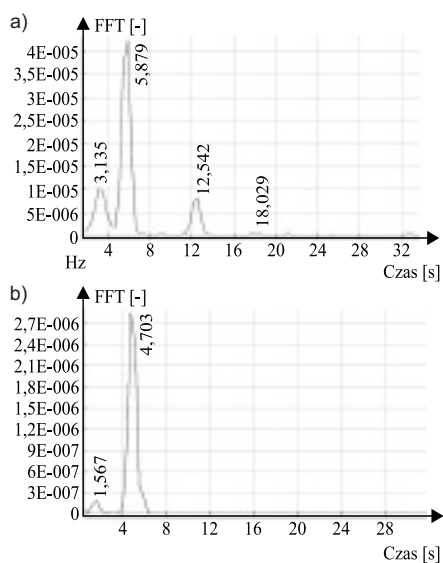
Tabela. 2. Zestawienie wyników analiz dynamicznych [8]

Tabela 2. Summary results of dynamic analysis [8]

Obciążenie	Wartość	Model numeryczny (wg rysunku 8) – wariant		
		I	II	III
P1	u_z [mm]	36,93	0,35	0,46
	a_z [m/s^2]	3,91	0,11	0,19
P2	u_z [mm]	69,08	5,33	6,85
	a_z [m/s^2]	3,92	1,62	2,85
P3	u_z [mm]	37,38	1,44	10,43
	a_z [m/s^2]	4,04	0,91	5,03

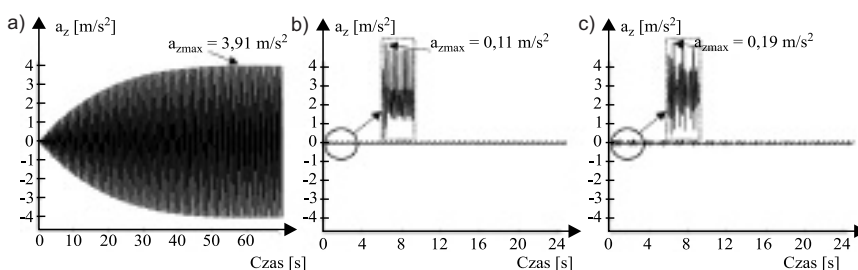
Ocena kryteriów komfortu użytkownika i nośności

W ramach oceny odpowiedzi dynamicznej kładki dla pieszych rozpatrywano kryterium nośności oraz komfortu użytkownika. Oceny kryterium nośności dokonano na podstawie deformacji (przemieszczeń) uzyskanych podczas analizy celowych wymuszeń. Kładka wykazała maksymalne deformacje w kierunku pionowym o wartości 10,43 mm w przypadku wariantu III modelu oraz 1,44 mm w przypadku wariantu II. Natomiast maksymalne ugięcie konstrukcji od normowych obciążeń statycznych (4 kN/m^2) wynosi 118,4 mm. Można więc stwierdzić, że nie ma zagrożenia przekroczenia nośności. Ocena kryterium komfortu kładki jest znacznie trud-



Rys. 9. Analiza FFT: a) drgań pionowych; b) drgań poziomych

Fig. 9. FFT analysis of: a) vertical vibrations; b) horizontal vibrations



Rys. 10. Wykres przyspieszeń pionowych, potok pieszych częściowo zsynchronizowany: a) model I; b) model II; c) model III

Fig. 10. Graph of vertical acceleration, of partially synchronized pedestrians stream: a) model I; b) model II; c) model III

niejsza z uwagi na fakt, że drgania odczuwalne przez jednego pieszego mogą być nieodczuwalne przez innych. Poziom drgań odczuwalnych przez użytkowników kładki analizowano, porównując uzyskane wartości amplitud drgań z wartościami granicznymi definiującymi klasy komfortu zgodnie z tabelą 3. Do oceny przyjęto przyspieszenie uzyskane z modelu w wariancie II, ponieważ model ten najdokładniej odwzorowuje rzeczywistą pracę mechaniczną kładki. Podczas przemieszczania się potoku częściowo zsynchronizowanego maksymalne przyspieszenie drgań pionowych wyniosło $a_{zmax} = 0,11 \text{ m/s}^2$. Dlatego stwierdzono, iż kładka będzie zapewniała

Tabela 3. Klasy komfortu użytkownika kładki dla pieszych wg [5]

Table 3. Class comfort for footbridge by [5]

Symbol klasy komfortu	Poziom komfortu użytkownika	Przyspieszenie drgań pionowych [m/s ²]
K1	wysoki	poniżej 0,5
K2	średni	0,5 ÷ 1,0
K3	minimalny	1,0 ÷ 2,5
K4	nieakceptowalny	powyżej 2,5

wysoki poziom komfortu (K1). Wystąpienie obciążenia dynamicznego na kładce w postaci potoku w pełni zsynchronizowanego wypełniającego całą powierzchnię użytkową kładki jest w rzeczywistości mało prawdopodobne, ale w przypadku wystąpienia takiego oddziaływania kładka będzie zapewniała użytkownikom minimalny poziom komfortu. Maksymalne przyspieszenie drgań pionowych w tym przypadku wyniosło $a_{zmax} = 1,62 \text{ m/s}^2$.

Wykonanie analiz dynamicznych na etapie projektowania znacznie redukuje ryzyko wystąpienia nadmiernych drgań konstrukcji generowanych przez pieszych. Koncepcja wykorzystania siłownika napędowego jako tłumika została wprowadzona do realizacji. Skuteczność przyjętych rozwiązań zostanie ostatecznie potwierdzona w próbnym obciążeniu kładki.

Literatura

[1] Bachmann H. 1992. „Case studies of structures with man-induced vibrations”. *Trans. ASCE, J. Struct. Engng* 118: 631 – 647.

[2] Brzezińska Agata, Adam Nadolny, Krystian Majocha, Mikołaj Miśkiewicz. 2016. „Projekt i analizy obliczeniowe kładki dla pieszych przez rzekę Motławę w Gdańsku”. *Materiały Budowlane* 531 (11): 156 – 158. DOI: 10.15199/33.2016.11.65.

[3] Projekt architektoniczno-budowlany, Kładka piesza z budynkiem sterowni, Budynek stacji transformatorowej; Ponting inżynierski biro d. o.o. Strossmayerjeva 28, SI-2000 Maribor, Slovenija, Mosty Gdańsk Sp. z o.o.

[4] Projekt wykonawczy, Kładka piesza z budynkiem sterowni, Budynek stacji transformatorowej; Ponting inżynierski biro d. o.o. Strossmayerjeva 28, SI-2000 Maribor, Slovenija, Mosty Gdańsk Sp. z o.o.

[5] Stahlbau Kalender 2008. Dynamik, Brucken, Anderungen zu DIN 18800, Feuerverzinken, Berlin, Ernst & Sohn 2007.

[6] Żółtowski Krzysztof. 2007. *Pieszy na kładkach: obciążenia i odpowiedź konstrukcji*. Gdańsk. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej.

[7] Żółtowski Krzysztof, Mikołaj Binczyk. 2016. *Raport z analizy zwodzonej kładki dla pieszych przez rzekę Motławę na wyspę Ołowiankę*. Gdańsk. Politechnika Gdańska.

[8] Żółtowski Krzysztof, Mikołaj Binczyk. 2017. *Raport z analizy dynamicznej zwodzonej kładki dla pieszych przez rzekę Motławę na wyspę Ołowiankę*. Gdańsk. Politechnika Gdańska.

Przyjęto do druku: 28.02.2017 r.

Konferencja w Rydzynie

24 – 25 kwietnia 2017 r. odbyła się na zamku w Rydzynie k. Leszna Trzecia Europejska Konferencja „Konstrukcje podatne z blach falistych w budownictwie drogowym i mostowym” zorganizowana przez Politechnikę Poznańską, Związek Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej, Polski Komitet Geotechniki, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczypospolitej Polskiej – oddział w Poznaniu oraz Międzynarodowy Komitet Naukowy. Uczestniczyło w niej blisko 140 osób z 18 krajów, m.in. Polski, Szwecji, USA, Estonii, Finlandii, Turcji, Kanady, Węgier, Emiratów Arabskich, Litwy, Łotwy, Białorusi. Wśród gości byli m.in. prof. Ian Moore i Kevin White – przedstawiciele Transportation Research Board, która jest częścią Amerykańskiej Akademii Nauk.

W imieniu organizatorów, uczestników konferencji powitali: przewodniczący Komitetu Naukowego prof. dr inż. Lars Pettersson z Royal Institute of Technology in Stockholm oraz przewodniczący Komitetu Organizacyjnego prof. dr hab. inż. Arkadiusz Madaj, dyrektor Instytu-

tu Inżynierii Lądowej na Wydziale Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Poznańskiej. Obrady toczyły się w pięciu sesjach, które kończyła ożywiła dyskusja. Uczestnicy zadawali pytania także w kuluarach.

Celem konferencji była wymiana doświadczeń z ostatnich lat na temat konstrukcji podatnych z blach falistych stosowanych w inżynierii drogowej i mostowej. Główne tematy referatów, to m.in.:

- projektowanie konstrukcji z blach falistych;
- trwałość i utrzymanie konstrukcji z blach falistych;
- nowe rozwiązania technologiczne;
- uwarunkowania geotechniczne w projektowaniu i wykonawstwie konstrukcji podatnych;
- wzmacnianie obiektów za pomocą konstrukcji z blach falistych;
- badania i zagadnienia normalizacyjne;
- ekonomika i organizacja budowy obiektów oraz ich estetyka.

Prelegenci podkreślili, że bardzo dynamicznie rozwijają się badania nad konstrukcjami podatnymi z blach falistych,



Wycieczka techniczna na budowę drogi S5 – Poznań – Wrocław. Obiekty inżynierskie w technologii konstrukcji podatnych z blach falistych [Fot. archiwum ViaCon Polska]

w wyniku których powstają nowe, ciekawe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne.

Organizatorzy konferencji, wraz ze sponsorem firmą ViaCon Sp. z o.o., zadbałi o wiele atrakcji. Pierwszego dnia ogromne zainteresowanie wzbudził pełen pozytywnych wrażeń występ Grupy MoCarta, a drugiego zorganizowano wycieczkę techniczną na budowę drogi S5 Poznań – Wrocław (fotografia), gdzie ViaCon Polska dostarcza i montuje swoje rozwiązania. Ostatni dzień konferencji zakończył się piknikiem przy grillu.

(ke)