

KURYŁOWICZ PROJECT SPÓŁKA Z O.O.

mgr inż. Andrzej Kuryłowicz

NIP 584-281-27-58 Regon 520973390

Tel.: 660-456-127



Zamierzenie budowlane

Poprawa parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632 w km 479+613 będącego w zarządzie Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie

Adres/numery działek

gmina Radzymin, powiat wołomiński, woj. mazowieckie

Nazwa i adres Inwestora

Mazowiecki Zarząd Dróg Wojewódzkich w Warszawie

ul. Kolejowa 5/7 14, 01-217 Warszawa

Nazwa i adres jednostki projektowania

Kuryłowicz Project Sp. z o.o.

Ul. Mariana Hemara 3/7, 80-280 Gdańsk

Stadium

PROJEKT WYKONAWCZY

Specjalność

MOSTOWA

Kategoria obiektu budowlanego:

XXVIII

Autorzy opracowania

PROJEKTANT:	mgr inż. Andrzej Kuryłowicz MAZ/0509/PWBM/16	
SPRAWDZAJĄCY:	dr inż. Anna Banaś POM/0104/PWBM/16	
OPRACOWAŁ:	mgr inż. Tomasz Kowalik	
OPRACOWAŁ:	inż. Jakub Kolasa	

Gdańsk, listopad 2025 r.

PROJEKT WYKONAWCZY

Poprawa parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632 w km 479+613 będącego w zarządzie Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie

SPIS TREŚCI

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1.	Podstawa formalna opracowania.....	6
2.	Podstawa merytoryczna opracowania	6
3.	Cel i zakres opracowania	8
4.	Lokalizacja obiektu	8
5.	Stan istniejący	9
5.1.	Obiekt mostowy	9
5.2.	Konstrukcja nośna	10
5.3.	Pylon	12
5.4.	Podpory.....	13
5.5.	Łożyska	13
5.6.	Nawierzchnia na obiekcie, izolacja płyty pomostu	14
5.7.	Dylatacje	14
5.8.	Balustrady	15
5.9.	Odwodnienie	16
5.10.	Parametry techniczne obiektu	17
6.	Stan techniczny obiektu – ocena wizualna	17
6.1.	Konstrukcja pomostu	17
6.2.	Dźwigary pomostu	19
6.3.	Pylon	20
6.4.	Podpory.....	22
6.5.	Nawierzchnia na obiekcie, izolacja płyty pomostu	23
6.6.	Dylatacje	25
6.7.	Balustrady	25
6.8.	Instalacje.....	27
7.	Zieleń	27
8.	Informacje i dane o istniejących i przewidywanych zagrożeniach dla środowiska oraz higieny i zdrowia użytkowników obiektu i ich otoczenia	27
8.1.	Informacja o istniejących zagrożeniach	27
8.2.	Informacja o przewidywanych zagrożeniach.....	27
8.2.1.	Oddziaływanie na wody powierzchniowe i podziemne.....	28

8.2.2. Oddziaływanie na powierzchnię ziemi i gleby	28
8.2.3. Oddziaływanie w zakresie wytwarzania odpadów.....	29
9. Pomiary i badania diagnostyczne	30
9.1. Pomiary inwentaryzacyjne obiektu	30
9.2. Badania wizualne obiektu.....	30
10. Podstawy teoretyczne zastosowanych metod identyfikacji dynamicznej konstrukcji	31
10.1. Analiza sił w wantach z zastosowaniem metody częstotliwościowej.....	31
10.2. Uwzględnienie spadku sztywności want w modelu numerycznym	31
10.3. Metody OMA (Operational Modal Analysis).....	32
10.4. Metoda SSI (Stochastic Subspace Identification)	33
10.5. Modal Assurance Criterion (MAC).....	34
10.6. Ryzyko wzbudzenia kładki.....	35
10.7. Kryteria komfortu	35
11. Opis przeprowadzonych badań eksperymentalnych in situ.....	36
11.1. Pomiar sił w wantach metodą pośrednią	36
11.2. Pomiary przyspieszeń od drgań środowiskowych.....	37
11.3. Pomiary przyspieszeń pod obciążeniem pieszymi	40
12. Rezultaty przeprowadzonych badań eksperymentalnych in situ	45
12.1. Estymacja sił w wantach metodą pośrednią	45
12.2. Identyfikacja parametrów modalnych konstrukcji.....	46
12.3. Identyfikacja przyspieszeń podczas badań z wymuszeniem od pieszych	53
13.1. Informacje ogólne.....	65
13.2. Model numeryczny	67
13.3. Sprawdzenie przyspieszeń pionowych	71
13.4. Strojony tłumik masowy (TMD).....	73
14.1. Informacje ogólne.....	76
14.2. Informacje i dane o ochronie konserwatorskiej	76
15. Rozwiązania projektowe.....	77
15.1. Informacje ogólne.....	77
15.2. Roboty wstępne	77
15.3. Roboty rozbiórkowe.....	77
15.4. Strojone tłumiki masowe.....	77
15.5. Powłoki antykorozyjne balustrad	78
15.6. Nawierzchnioizolacja.....	78
16. Kolorystyka obiektu	79
17. Estetyka obiektu po wykonaniu remontu	79
18. Oświetlenie obiektu	80
19. Materiały	80
20. Układ drogowy	80

21.	Organizacja robót.....	80
22.	Organizacja ruchu	81

II. UPRAWNIENIA BUDOWLANE ORAZ ZAŚWIADCZENIA O WPISIE NA LISTĘ CZŁONKÓW WŁAŚCIWEJ IZBY SAMORZĄDU ZAWODOWEGO

III. ZAŁĄCZNIKI

IV. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

PW1	PLAN ORIENTACYJNY
PW2	PLAN SYTUACYJNY
PW3	STAN ISTNIEJĄCY – PRZEKROJE POPRZECZNE
PW4	STAN ISTNIEJĄCY – WIDOK Z BOKU
PW5	STAN ISTNIEJĄCY – WIDOK Z GÓRY
PW6	PRACE REMONTOWE
PW7	KONSTRUKCJE WSPORCZE POD TMD

PROJEKT WYKONAWCZY

**Poprawa parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych
w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632
w km 479+613 będącego w zarządzie
Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie**

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Podstawa formalna opracowania

Podstawę formalną opracowania stanowi umowa zawarta pomiędzy:

Mazowiecki Zarząd Dróg Wojewódzkich w Warszawie

ul. Mazowiecka 14, 00-048 Warszawa

a firmą:

KURYŁOWICZ PROJECT SPÓŁKA Z O.O.

ul. Mariana Hemara 3/7, 80-280 Gdańsk

2. Podstawa merytoryczna opracowania

Podstawę merytoryczną niniejszego opracowania stanowią:

- [1]. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. 2025 poz. 418 z późniejszymi zmianami).
- [2]. Wzorce i standardy rekomendowane przez Ministra właściwego ds. transportu
 - WR-M-11 - Wytyczne projektowania elementów powiązania drogowych obiektów inżynierskich z terenem i drogą;
 - WR-M-12 - Wytyczne obliczania świateł drogowych mostów i przepustów hydraulicznych;
 - WR-M-21-1 - Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów, Część 1: Kształtowanie konstrukcji oraz Część 2: Podstawowe wiadomości o drogowych obiektach mostowych;
 - WR-M-22 - Podręcznik projektowania drogowych obiektów mostowych według Eurokodów w praktyce;
 - WR-M-31 – Wytyczne projektowania zabezpieczenia antykorozyjnego stalowych elementów drogowych obiektów inżynierskich;
 - WR-M-32 - Wytyczne projektowania zabezpieczenia antykorozyjnego betonowych elementów drogowych obiektów inżynierskich;
 - WR-M-51 – Wytyczne projektowania elementów i urządzeń ochrony środowiska na drogowych obiektach inżynierskich;
 - WR-M-71 - Katalog typowych elementów i urządzeń wyposażenia drogowych obiektów inżynierskich;
 - WR-M-81 - Wytyczne oceny stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich.
- [3]. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych (tekst jednolity Dz. U. z 2022 poz. 1518 z późniejszymi zmianami).
- [4]. Rozporządzenie Ministra Rozwoju z dnia 11 września 2020 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz. U. 2021 poz. 1169 z późniejszymi zmianami).
- [5]. Ustawa Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017 r. (tekst jednolity Dz. U. z 2022 poz. 258 z późniejszymi zmianami).
- [6]. Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody (Dz. U. 2022 poz. 84 z późniejszymi zmianami).
- [7]. Ustawa z dnia 3 października 2008 r. o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko (j.t.Dz.U.2024 poz. 1112 ze zm.) (ustawa ooś).

- [8]. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 10 września 2019 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (j.t. Dz.U. 2019 poz.1839 z późniejszymi zmianami).
- [9]. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (Dz. U. z 2025 r. poz. 647 z późn. zm.) z późniejszymi zmianami).
- [10]. PN-EN 1990. Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [11]. PN-EN 1991. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje.
- [12]. PN-EN 1992. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji betonowych.
- [13]. PN-EN 1993. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych.
- [14]. Katalog elementów powtarzalnych, opracowanie Transprojekt Gdański, lipiec 2016 r.
- [15]. Katalog powtarzalnych elementów drogowych (Warszawa 1979 i 1982 r.).
- [16]. „Katalog zabezpieczeń powierzchniowych drogowych obiektów inżynierskich” wprowadzonych do stosowania Zarządzeniem Nr 11 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dn. 19 września 2003.
- [17]. Załącznik do Zarządzenia nr 35 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 28 września 2020 roku, Instrukcja przeprowadzania przeglądów podstawowych i rozszerzonych, Wydanie 3, Warszawa 2020.
- [18]. Wizja lokalna oraz badania: 18.03.2025 r.
- [19]. Opis przedmiotu zamówienia na: „Poprawę parametrów dynamicznych mostu dla pieszych w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632 w km 479+613 będącego w zarządzie Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie”.
- [20]. Projekt budowlany kładki dla pieszych w miejscowości Cegielnia, opracowanie Politechnika Opolska, Opole, listopad 2002 r.
- [21]. Projekt warsztatowy dla pieszych, opracowanie GOTOWSKI Budownictwo Komunikacyjne i Przemysłowe Sp. z o.o., Bydgoszcz, 11.2004.
- [22]. Analiza statyczno-wytrzymałościowa kładki dla pieszych w miejscowości Cegielnia, opracowanie Politechnika Opolska, Opole, maj/czerwiec 2003 r.
- [23]. A. Madaj, W. Wołowicki „Projektowanie mostów betonowych”, WKŁ, Warszawa, 2010 r.
- [24]. K. Żółtowski „Pieszy na kładkach – obciążenia i odpowiedź konstrukcji”, Politechnika Gdańska, 2007 r.
- [25]. M. Feldmann „Human-induced vibration of steel structures (HiVoss): Designing of footbridges”; Reaserch Fund for Coal and Steel, Publications Office of the European Union: Luxembourg 2010 r.
- [26]. C. Heinemeyer, C. Butz, A. Keil, M. Schlaich, A. Goldbeck, S. Trometor, M. Lukic, B. Chabrolin, A. Lemaire, P.-O. Martin et al. „Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations”; European Commission, 2009
- [27]. Sétra/Afgc Sétra Technical guide Footbridges Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading,; Paris, France, 2006
- [28]. A. Banaś „Ocena komfortu pieszego na kładkach. Case study”, Politechnika Gdańska, 2020 r.
- [29]. BS EN 1991-2:2003 NA.2 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów. Brytyjski załącznik krajowy.
- [30]. M. Pańtak „Kładki dla pieszych – parametry analiz dynamicznych” Builder styczeń 2018

3. Cel i zakres opracowania

Celem opracowania jest przedstawienie rozwiązań projektowych na potrzeby poprawy parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632 w km 479+613 będącego w zarządzie Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie.

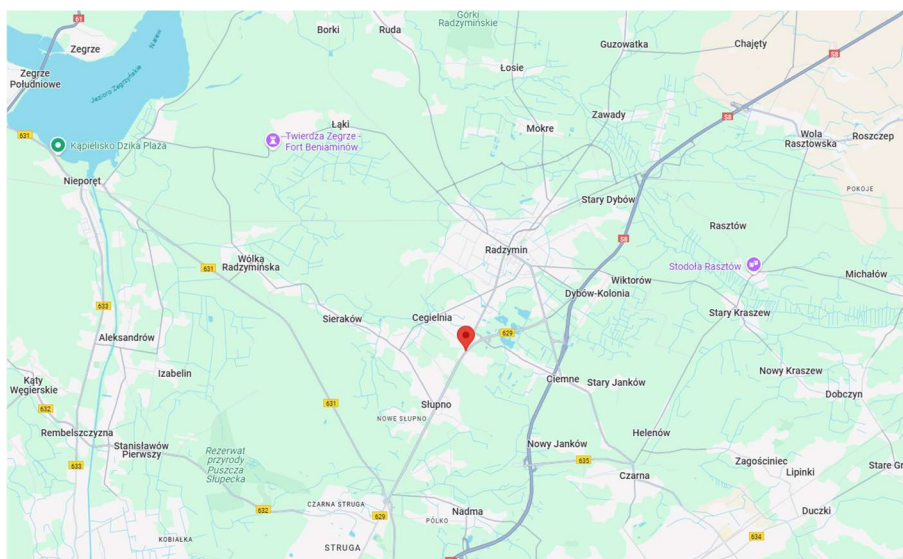
Celem opracowania jest zapewnienie należytego komfortu użytkowników poruszających się po obiekcie, jak również jego bezpieczeństwa i należytego stanu technicznego.

Opracowanie swoim zakresem obejmuje opis techniczny wraz z dokumentacją rysunkową, a także przedmiar robót, kosztorys ofertowy oraz szczegółowe specyfikacje techniczne.

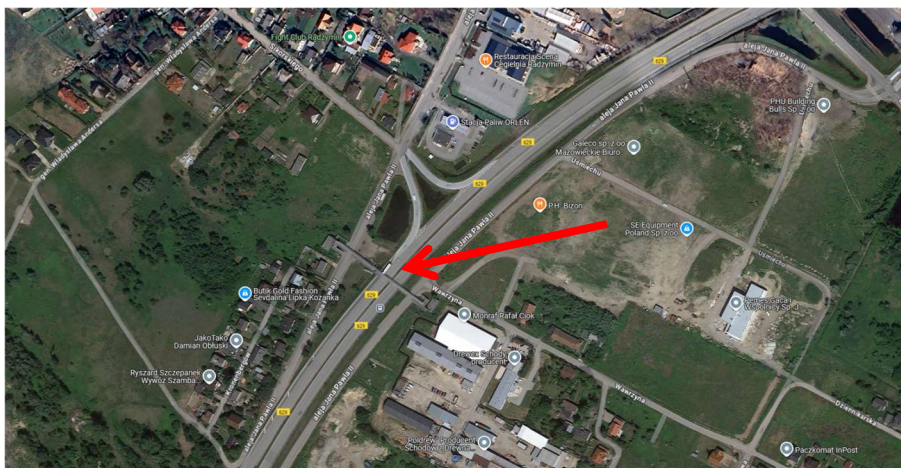
4. Lokalizacja obiektu

Wiadukt dla pieszych znajduje się nad drogą wojewódzką nr 629, w miejscowości Cegielnia w województwie mazowieckim i stanowi przeprawę pieszą nad jezdniami drogi wojewódzkiej DW 632 oraz jezdniami dróg serwisowych/lokalnych. Kładka ta jest główną przeprawą pieszą nad drogą wojewódzką 629 w Cegielni oraz jednym z kluczowych przejść tego typu w okolicy.

Obiekt znajduje się na terenie zurbanizowanym, a okoliczną zabudowę stanowią w większości tereny mieszkalne, zakłady produkcyjne oraz lokale usługowe.



Fot. 1 Lokalizacja



Fot. 2 Lokalizacja – widok z satelity

5. Stan istniejący

5.1. Obiekt mostowy

Wiadukt dla pieszych został wybudowany w latach 2004-2005. Zgłoszenie zakończenia robót do Nadzoru Budowlanego miało miejsce dnia 23.09.2005 r. Konstrukcja obecnie spełnia założenia eksploatacyjne, jednak wymaga przeprowadzenia remontu w celu zapewnienia należytego stanu technicznego obiektu oraz ograniczenia odpowiedzi dynamicznej konstrukcji.

Szerokość użytkowa kładki wynosi 3,0 m (2,5 m światła oraz po 0,25 m opaski z każdej strony). Poprzeczny spadek nawierzchni wynosi 3%.



Fot. 3 Kładka z lotu ptaka



Fot. 4 Kładka z lotu ptaka



Fot. 5 Widok z boku od strony m. Słupno.

5.2. Konstrukcja nośna

Wiadukt dla pieszych w Cegielni nad drogą wojewódzką nr 629 został zaprojektowany jako dwuprzęsłowy ustrój ciągły o konstrukcji podwieszanej. Rozpiętość teoretyczna przęsła od strony al. Jana Pawła II wynosi około 42,0 m, natomiast od strony ul. Wawrzyna – około 58,0 m. Całkowita długość obiektu wraz z łamanymi w planie rampami to około 336 m, przy długości płyty pomostowej wynoszącej około 100,8 m. Szerokość całkowita pomostu wynosi 3,608 m, a w rejonie zakotwień want wzrasta do 4,408 m. Wysokość konstrukcyjna pomostu wynosi 454 mm.

Pomost oparto na dwóch dźwigarach głównych z rur stalowych. Mają one średnicę zewnętrzną 508 mm, grubość ścianki 12,5 mm i są rozmieszczone w rozstawie osiowym 3,10 m. Płyta pomostowa została zaprojektowana jako stalowa płyta ortotropowa. Jej głównym

elementem nośnym jest blacha o grubości 12 mm, usztywniona podłużnie płaskownikami o grubości 16 mm, rozmieszczonymi co około 0,40 m. Dodatkową sztywność zapewniają poprzeczne żebra teowe w rozstawie osiowym 2,00 m, wykonane ze spawanej pionowej blachy o grubości 10 mm oraz dolnego pasa o grubości 12 mm.



Fot. 6 Widok obiektu z boku



Fot. 7 Widok konstrukcji nośnej od spodu



Fot. 8 Widok konstrukcji nośnej od spodu

5.3. Pylon

Pylon wiaduktu zaprojektowano jako konstrukcję stalową wykonaną z rury okrągłej o średnicy 508 mm i grubości ścianki 20 mm. Sztywność układu zapewniają stężenia poprzeczne z rur o wymiarach 219×20 mm oraz stężenia podłużne $168,3 \times 20$ mm. Nogi pylonu zakrzywione są w planie w kształt ćwiartek okręgu o promieniu 63 m. Ich rozstaw u podstawy wynosi 11,546 m (tylne) i 8,94 m (przednie). Integralnym elementem pylonu jest rygiel wykonany z rury o średnicy 406,4 mm i grubości ścianki 30 mm. Pomost zamocowany jest sztywno w ryglu za pośrednictwem słupków z rur stalowych wyposażonych w żebra.

Do konstrukcji pylonu zamocowano system want o zróżnicowanych średnicach: od strony Alei Jana Pawła II (w krótszym przęśle) zastosowano wanty $\varnothing 87$, $\varnothing 52$ i $\varnothing 44$ mm, natomiast po stronie przeciwnej (w dłuższym przęśle) wszystkie wanty mają średnicę $\varnothing 39$ mm. Wanty zakotwiono w pomoście w rozstawach wynoszących: w przęśle lewym – 18,0 m, 12,0 m i 12,0 m, a w przęśle prawym – 18,0 m, 10,0 m i 10,0 m. Na pylonie zakotwienia rozmieszczono w odstępach kolejno 6,0 m, 4,0 m i 6,0 m, licząc od punktu podparcia przęseł. Fundament pylonu stanowią dwie żelbetowe ławy o wymiarach $10,4 \times 1,8$ m i wysokości ok. 1,5 m, które – zgodnie z dokumentacją archiwalną – posadowiono na łącznie 4 żelbetowych palach wielkośrednicowych w wyciąganych rurach obsadowych o średnicy 1500 mm i długości 8 m pod nogami po stronie krótszego przęsła oraz 14 m pod nogami po stronie dłuższego przęsła.



Fot. 9 Widok na pylon kładki



Fot. 10 Widok na posadowienie pylonu

5.4. Podpory

Podpory wiaduktu zostały zaprojektowane jako słupopale żelbetowe o średnicy nadziemnej około 80 cm oraz podziemnej około 100 cm. Długość podpór w gruncie wynosi według dokumentacji archiwalnej około 12,4 m od strony Alei Jana Pawła II oraz około 8 m od strony ul. Wawrzyna. Wysokość podpór wraz z oczepami z pomiaru in-situ, nad poziomem terenu, do spodu dźwigara rurowego wynosi około 5,7 m i 5,65 m. Na szczycie podpór wykonano oczepy o kształcie trapezowym pełniące funkcję ław podłożyskowych, na których posadowione zostały łożyska oraz wahacze, stanowiące element pośredni przenoszący siły z ustroju nośnego na fundamenty.



Fot. 11 Widok na podpory pośrednie kładki

5.5. Łożyska

Na obiekcie, na każdej ze skrajnych podpór siły pionowe przenoszone są przez parę wahaczy. Na oczepach podłożyskowych występują również wnęki po łożyskach elastomerowych, wykorzystywanych w czasie budowy obiektu i zdemontowanych potem ze względu na występowanie w nich niedostatecznej siły ściskającej, co nie pozwalało na odkształcalność elastomeru. Dwie z czterech wnęk wyposażone są w stalowe kęsy przenoszące siły poziome poprzeczne.



Fot. 12 Widok na łożyska – podpory pośrednie

5.6. Nawierzchnia na obiekcie, izolacja płyty pomostu

Nawierzchnia na obiekcie została wykonana w formie warstwy nawierzchnio-izolacji z żywic uszorstnionych piaskiem o grubości około 2–5 mm. Rozwiązanie to pełni jednocześnie funkcję izolacji płyty pomostowej oraz warstwy użytkowej dostosowanej do ruchu pieszego.



Fot. 13 Widok na nawierzchnię na obiekcie



Fot. 14 Widok na nawierzchnię na obiekcie

5.7. Dylatacje

Na obiekcie wykonano szczeliny dylatacyjne o szerokości około 15 cm. W strefie dylatacji zastosowano blachy przykrycia dylatacyjnego. Odprowadzenie wody z dylatacji rozwiązano w sposób niesystemowy – poprzez stalowe korytko zbierające wodę opadową oraz wężyk odprowadzający ją bezpośrednio pod obiekt.



Fot. 15 Widok strefy dylatacyjnej kładki od góry



Fot. 16 Widok strefy dylatacyjnej kładki od spodu



Fot. 17 Niesystemowe odprowadzenie skroplin ze stref dylatacyjnych

5.8. Balustrady

Na obiekcie zastosowano balustrady stalowe o wysokości 1,1 m. Balustrady są spawane do dźwigarów głównych kładki. Pochwyt stanowi rura stalowa o średnicy 88,9 mm i grubości 5 mm. Słupki wykonano w rozstawie 2000 mm, z rur stalowych 76,1x8 mm, zakrzywionych w pobliżu poręczy łukiem 200 mm. Przeciąg górny, dolny i szczelinki wykonano z przekrojów rurowych.



Fot. 18 Widok na balustrady

5.9. Odwodnienie

Odprowadzanie wód opadowych z obiektu realizowane jest za pomocą odpowiednio ukształtowanych spadków podłużnych i poprzecznych. Woda trafia do 7 wpustów, rozlokowanych odpowiednio po 3 wpusty na krótszym i 4 na dłuższym przęśle. Wpusty te połączone są z kolektorami zbiorczymi odprowadzającymi wodę bezpośrednio do systemu kanalizacji poprzez rury spustowe przymocowane do podpór pośrednich.



Fot. 19 Widok na kolektor pod obiektem



Fot. 20 Widok na kolektor i pion odwodnienia

5.10. Parametry techniczne obiektu

- rozpiętość teoretyczna przęseł: ~42,0 i ~58,0 m
- liczba przęseł kładki: 2
- długość całkowita płyty pomostu: ~100,8 m
- długość całkowita obiektu z rampami: ~336 m
- szerokość całkowita obiektu: ~3,6 – 4,4 m
- szerokość użytkowa: ~2,5+2x0,25 m
- schemat statyczny obiektu: podwieszony

6. Stan techniczny obiektu – ocena wizualna

Do oceny wizualnej stanu technicznego posłużono się skalą i kryteriami podanymi w Tabelcy 2, Instrukcji przeprowadzania przeglądów podstawowych i rozszerzonych, Wydanie 3, Warszawa 2020. Tablica została przedstawiona poniżej.

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	bez uszkodzeń i zanieczyszczeń możliwych do stwierdzenia podczas przeglądu
4	zadowalający	wykazuje zanieczyszczenia lub pierwsze objawy uszkodzeń pogarszających wygląd estetyczny
3	niepokojący	wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji
2	niedostateczny	wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy
1	przedawaryjny	wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową
0	awaryjny	uległ zniszczeniu lub przestał istnieć

Do oceny izolacji zastosowano skalę i kryteria z Tabelcy 3 powyższego opracowania. Tablica została przedstawiona poniżej.

Ocena	Stan	Opis stanu izolacji
5	odpowiedni	brak objawów wskazujących na nieszczelność izolacji
2	niedostateczny	występują nieliczne małe zacieki; miejscowa naprawa może zatrzymać proces niszczenia elementu
0	awaryjny	wstępują rozległe przecieki powodujące zmniejszenie trwałości elementu

6.1. Konstrukcja pomostu

Po wykonaniu oględzin konstrukcji pomostu, stwierdzono występowanie uszkodzeń wpływających na żywotność konstrukcji. Stwierdzono lokalne wykwyty korozyjne na spodzie płyty pomostu, w miejscach przejść technologicznych pionów odwadniających. Dodatkowo stwierdzono miejscową korozję płaskowników będących elementem podwieszenia kolektora

zbiorczego. Spód konstrukcji pomostu wykazuje zanieczyszczenia i ciemne zacieki, szczególnie w przypadku wsporników pod zakotwieniami want.



Fot. 21 Spód płyty pomostu – stan ogólny



Fot. 22 Korozja płyty pomostu w pobliżu przejść kolektora przez płytę



Fot. 23 Korozja płaskowników stalowych – elementów podwieszenia kolektora zbiorczego

Podsumowanie: Konstrukcja płyty pomostu jest w stanie zadowalającym.

6.2. Dźwigary pomostu

Dźwigary pomostu wykazują liczne zacieki i zanieczyszczenia. W niektórych miejscach na powierzchni dźwigarów widoczne są również rdzawe zacieki spowodowane zaciekaniami wód opadowych z otworów w miejscach spoin łączących słupki balustrad z ustrojem nośnym. Poza tym dźwigary nie wykazują żadnych innych istotnych wad ani uszkodzeń wskazujących na spadek ich nośności. Stwierdzono natomiast wady geometrii dźwigarów, to jest ich wyraźny „zwis” pomiędzy punktami podparcia/podwieszenia. Wynika to prawdopodobnie z niewłaściwie wykonanej strzałki montażowej na etapie budowy obiektu. Nie stwierdzono uszkodzeń potencjalnie świadczących o przeciążeniu konstrukcji.

Stwierdzono natomiast nadmierne drgania konstrukcji podczas typowych oddziaływań użytkowników obiektu (chód lub bieg pieszych), co zostało szerzej opisane w dalszej części opracowania.



Fot. 24 Zanieczyszczenia oraz zacieki na spodzie dźwigarów głównych



Fot. 25 Widok na spód konstrukcji nośnej



Fot. 26 Widok na spód wsporników pod zakotwieniami want

Podsumowanie: Dźwigary główne są w stanie zadowalającym.

Parametry dynamiczne konstrukcji nie spełniają kryteriów komfortu.

6.3. Pylon

Podczas wykonywania oględzin nie stwierdzono występowania żadnych znaczących uszkodzeń pylonu mających wpływ na jego pracę, czy też trwałość konstrukcji. Podobnie jak w przypadku konstrukcji pomostu, elementy pylonu są zanieczyszczone, a na jego całej powierzchni widoczne są ciemne zacieki.



Fot. 27 Zanieczyszczenia pylonu



Fot. 28 Widok na spód konstrukcji stalowej pylonu, widoczne zanieczyszczenia

W strefie zakotwień pylonu do fundamentu stwierdzono lokalne produkty korozji w pobliżu śrub kotwiących. Widoczne są również wyługowania wapienne na powierzchni betonu. Sam fundament wykazuje niewielkie zarysowania skurczowe oraz zanieczyszczenia.

Stwierdzono również lokalne, drobne wykruszenia betonu na narożnikach ław fundamentowych. Na powierzchni ław występują zanieczyszczenia w postaci graffiti i odpadów komunalnych.



Fot. 29 Produkty korozji w strefach zakotwień pylonu do fundamentu



Fot. 30 Wylugowania wapienne oraz wykwyty korozyjne w strefach zakotwień pylonu



Fot. 31 Zarysowania skurczowe betonu ław fundamentowych



Fot. 32 Zarysowania skurczowe betonu fundamentu



Fot. 33 Zanieczyszczenia betonu ław fundamentowych, wykruszenie betonu w narożniku fundamentu

Podsumowanie: Pylon jest w zadowalającym stanie technicznym.

Fundament pylonu jest w stanie niepokojącym.

6.4. Podpory

Podpory nie wykazują żadnych istotnych uszkodzeń. Obie podpory wykazują niewielkie zanieczyszczenia, w tym jedna z nich pokryta jest graffiti.



Fot. 34 Niewielkie zarysowania w pobliżu oczepu podpory



Fot. 35 Zanieczyszczenia podpór

Podsumowanie: Podpory skrajne są w zadowalającym stanie technicznym.

6.5. Nawierzchnia na obiekcie, izolacja płyty pomostu

Nawierzchnioizolacja na obiekcie jest w niepokojącym stanie technicznym, wykazuje ona liczne ubytki, przetarcia, odspojenia oraz lokalne, drobne rdzawe wykwity na jej powierzchni, szczególnie w miejscach poprzednich napraw. Naprawy w postaci „łat” wyróżniają się kolorystycznie od oryginalnej nawierzchnioizolacji, skutkując niekorzystnym efektem estetycznym. Lokalnie stwierdzono zanieczyszczenie piaskiem, co sprzyja akumulacji wód opadowych.



Fot. 36 Widok na nawierzchnię obiektu, produkty korozji w miejscu poprzednich napraw



Fot. 37 Ubytki nawierzchnio-izolacji płyty pomostu



Fot. 38 Uszkodzenia, ubytki nawierzchnio-izolacji obiektu



Fot. 39 Ubytki nawierzchnio-izolacji płyty pomostu, lokalne produkty korozji



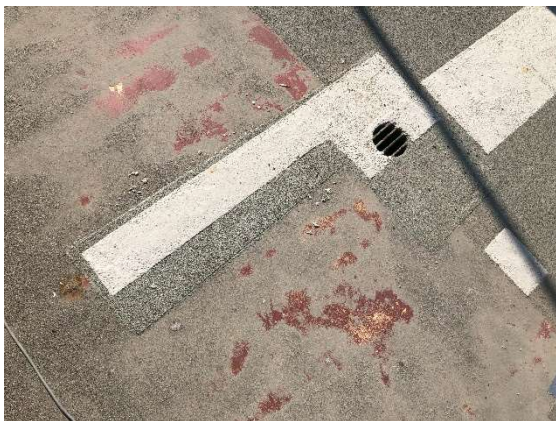
Fot. 40 Uszkodzenia, ubytki nawierzchnio-izolacji obiektu



Fot. 41 Ubytki nawierzchnio-izolacji płyty pomostu, lokalne produkty korozji



Fot. 42 Ubytki nawierzchnio-izolacji płyty pomostu, lokalne produkty korozji



Podsumowanie: Nawierzchnia na obiekcie jest w niepokojącym stanie technicznym.

6.6. Dylatacje

Dylatacje modułowe wykazują jednakową szerokość szczelin dylatacyjnych, co świadczy o prawidłowej pracy konstrukcji przęseł. Nie dochodzi do zakleszczenia czy wypchnięcia uszczelki. Nie stwierdzono przerwania ciągłości powłok antykorozyjnych w rejonie dylatacji. Niemniej jednak, stwierdzono strefy z silnie zanieczyszczonymi wkładkami.



Fot. 43 Widok na strefy dylatacyjne



Fot. 44 Widok na blachę przekrycia dylatacyjnego

Podsumowanie: Stan dylatacji jest zadowalający.

6.7. Balustrady

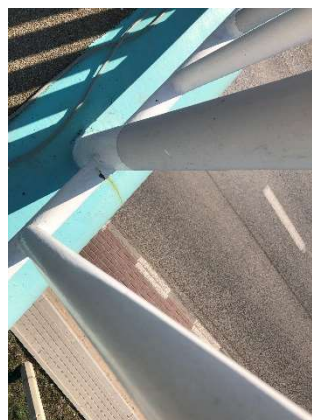
Balustrady na obiekcie są w zadowalającym stanie technicznym. Stwierdzono miejscowe występowanie produktów korozji powierzchniowej na niektórych elementach balustrad. Zauważono wycieki korozyjne z otworów technologicznych balustrad. W miejscach tych połączeń dochodzi do zaciekania wody opadowej, co skutkuje korozją powierzchniową widoczną na powierzchni bocznej dźwigarów głównych.



Fot. 45 Widok na balustrady, zanieczyszczenia oraz produkty korozji w strefach dylatacyjnych balustrad



Fot. 46 Miejsce produkty korozji na powierzchni balustrad



Fot. 47 Rdzawe zacieki z połączeń technologicznych balustrad z dźwigarami głównymi



Fot. 48 Rdzawe zacieki z połączeń technologicznych balustrad z dźwigarami głównymi

Podsumowanie: Balustrady na obiekcie są w zadowalającym stanie technicznym.

6.8. Instalacje

Na obiekcie nie występują żadne instalacje obce.

7. Zieleń

Przedmiotowy obiekt nie znajduje się na obszarze ochrony przyrody. Najbliższą formą ochrony przyrody jest Warszawski Obszar Chronionego Krajobrazu, znajdujący się 250 metrów od obszaru inwestycji. W bezpośrednim otoczeniu nie występują obszary Natura 2000, rezerwaty, parki krajobrazowe czy pomniki przyrody.

8. Informacje i dane o istniejących i przewidywanych zagrożeniach dla środowiska oraz higieny i zdrowia użytkowników obiektu i ich otoczenia

Planowane zamierzenie budowlane nie pogorszy stanu środowiska naturalnego (fauny i flory). Remontowany wiadukt jest i będzie nadal wpisany w krajobraz, dostosowany do istniejącego terenu, nie będzie więc zakłócać estetyki krajobrazu.

W czasie remontu wiaduktu wszelkie prace budowlane zostaną wykonane z zastosowaniem technologii możliwe jak najmniej uciążliwych dla otaczającego środowiska oraz okolicznych mieszkańców. Materiały z rozbiórek i odpady powstające podczas remontu zostaną odebrane przez wyspecjalizowaną firmę.

8.1. Informacja o istniejących zagrożeniach

Teren objęty inwestycją nie znajduje się w miejscu mogącym stwarzać zagrożenie dla środowiska.

Sytuacje awaryjne na drodze mogą być spowodowane przede wszystkim przez ewentualne kolizje drogowe, w których uczestnikami będą pojazdy przewożące substancje niebezpieczne, głównie gazy, paliwa, rozpuszczalniki i inne substancje ciekłe.

Remont wiaduktu nie wpłynie negatywnie na aktualnie występujące zagrożenia dla środowiska.

8.2. Informacja o przewidywanych zagrożeniach

Realizacja inwestycji nie będzie się wiązać z budową nowego obiektu. Skala prac będzie zatem niewielka a ich wpływ na obszar chroniony bardzo ograniczony jedynie do czasu prowadzenia prac związanych z remontem obiektu mostowego.

8.2.1. Oddziaływanie na wody powierzchniowe i podziemne

Celem środowiskowym dla jednolitych części wód podziemnych jest zapobieganie lub ograniczenie wprowadzenia do nich zanieczyszczeń, zapobieganie pogorszeniu oraz poprawa ich stanu, a także ochrona i podejmowanie działań naprawczych, oraz zapewnianie równowagi między poborem, a zasilaniem tych wód, tak aby osiągnąć ich dobry stan.

Realizując te cele, podejmuje się w szczególności działania polegające na stopniowym redukowaniu zanieczyszczenia wód podziemnych poprzez odwracanie znaczących i utrzymujących się tendencji wzrostowych zanieczyszczenia powstałego w wyniku działalności człowieka.

Analizowany remont wiaduktu dla pieszych nie będzie powodował emisji zanieczyszczeń charakteryzujących stan chemiczny wód podziemnych, tym samym nie wpłynie negatywnie na stan chemiczny JCWPd. Jednocześnie należy wyraźnie podkreślić, że inwestycja polega wyłącznie na remoncie istniejącego obiektu mostowego i nie wprowadza nowych źródeł zagrożeń dla środowiska gruntowo-wodnego. W wyniku realizacji przedsięwzięcia poprawie ulegnie stan techniczny istniejącej infrastruktury.

Etap realizacji

W fazie realizacji inwestycji, prace remontowe nie niosą ze sobą ryzyka niekorzystnego oddziaływania na środowisko wodne. Na tym etapie nie powstaną ścieki technologiczne (przemysłowe). Realizacja inwestycji nie wymaga też poboru wody.

Reasumując, prace związane z remontem wiaduktu nie wpłyną na stan jakości wód podziemnych i powierzchniowych pod warunkiem dbałości o stan techniczny pracujących urządzeń i pojazdów, dostosowania do obowiązujących przepisów BHP oraz stałego nadzoru w trakcie prowadzenia wszystkich prac w czasie realizacji inwestycji.

Etap eksploatacji

Drogi dla pieszych w tym również obiekty mostowe są obiektami o określonym stopniu uciążliwości dla środowiska ze względu na możliwość zanieczyszczenia środowiska gruntowo-wodnego substancjami do zimowego utrzymania dróg.

8.2.2. Oddziaływanie na powierzchnię ziemi i gleby

Etap realizacji

Inwestycja nie będzie zajmowała nowych powierzchni ziemi. Nie będą wykonywane wykopy poza granicą pasa drogowego, dlatego też stwierdza się brak negatywnego oddziaływania na ten element środowiska na etapie realizacji.

Etap eksploatacji

Nie przewiduje się negatywnych oddziaływań na powierzchnię ziemi i gleby w trakcie eksploatacji inwestycji.

8.2.3. Oddziaływanie w zakresie wytwarzania odpadów

Etap realizacji

Artykuł 17 obowiązującej ustawy o odpadach z 14 grudnia 2012, precyzuje hierarchię sposobów postępowania z odpadami:

- 1) zapobieganie powstawaniu odpadów;
- 2) przygotowywanie do ponownego użycia;
- 3) recykling;
- 4) inne procesy odzysku;
- 5) unieszkodliwianie.

Zgodnie z art. 18 ust. 1 w/ cyt. ustawy każdy, kto podejmuje działania powodujące lub mogące powodować powstanie odpadów, powinien takie działania planować, projektować i prowadzić przy użyciu takich sposobów produkcji lub form usług oraz surowców i materiałów, aby w pierwszej kolejności zapobiegać powstawaniu odpadów lub ograniczać ilość odpadów i ich negatywne oddziaływanie na życie i zdrowie ludzi oraz na środowisko, w tym przy wytwarzaniu produktów, podczas i po zakończeniu ich użycia.

Według przepisów przywoływanej już ustawy o odpadach oraz aktów wykonawczych, których przepisy dotyczą gospodarowania odpadami, wytwórca odpadów i prowadzący działalność w zakresie gospodarowania odpadami, w tym odpadami niebezpiecznymi jest zobowiązany do działań prawnych, organizacyjnych, technologicznych, wykonawczych i sprawozdawczych.

Za wytwórcę odpadów powstających w czasie prac budowlanych uznaje się Wykonawcę robót. Zagospodarowanie odpadów powstających podczas budowy będzie więc leżeć w gestii firm wykonujących roboty remontowe (zgodnie z zapisami ustawy o odpadach).

Do obowiązków wytwórcy odpadów należeć będzie:

- gospodarowanie odpadami lub zlecenie wykonania tego obowiązku wyłącznie podmiotom posiadającym stosowny dokument,
- prowadzenie jakościowej i ilościowej ewidencji odpadów zgodnie z katalogiem odpadów,
- przedłożenia sprawozdania o wytwarzanych odpadach oraz o sposobach postępowania z nimi do właściwego marszałka województwa,
- zagospodarowanie wszystkich odpadów powstających podczas remontu,
- gromadzenie odpadów w sposób selektywny,
- przekazanie odpadów niebezpiecznych podmiotowi posiadającym stosowne zezwolenie na posiadanie, transport i unieszkodliwianie odpadów niebezpiecznych.

Wytwarzane odpady odbierane będą przez specjalistyczne firmy posiadające stosowne zezwolenie a następnie przekazywane do odzysku/unieszkodliwienia podmiotom posiadającym decyzje w zakresie gospodarowania odpadami.

Etap eksploatacji

Zgodnie z art. 5 ust. 4 ustawy z dnia 13 września 1996 r. obowiązki utrzymania czystości i porządku na drogach publicznych należą do zarządcy drogi. Obowiązek zagospodarowania odpadów powstających w fazie eksploatacji drogi zgodnie z ustawą o odpadach spoczywał będzie na wytwórcy odpadów. Zgodnie z cyt. ustawą za wytwórcę uznaje się podmiot, który na zlecenie zarządcy drogi świadczył będzie usługi w zakresie remontu obiektów, napraw i czyszczenia zbiorników lub urządzeń, prowadzenia prac utrzymaniowych i konserwacyjnych, chyba że umowa o świadczeniu usługi będzie stanowić inaczej.

Wszystkie odpady powstające w wyniku eksploatacji obiektu powinny być ewidencjonowane, zgodnie z zapisami ustawy o odpadach, przy wykorzystaniu wzorów dokumentów (kart ewidencji i kart przekazania odpadu), określonych w przepisach wykonawczych.

Na etapie eksploatacji głównym źródłem powstawania odpadów będą prace porządkowe związane z użytkowaniem analizowanej inwestycji – odpady inne niż niebezpieczne. Powstawać będą również odpady z wymiany zużytego oświetlenia drogowego. W związku z remontem nie planuje się powstania większej ilości odpadów niż występuje w stanie istniejącym.

9. Pomiary i badania diagnostyczne

9.1. Pomiary inwentaryzacyjne obiektu

Wykonano inwentaryzację elementów konstrukcji nośnej obiektu drogowego. Pomiary wykonano dalmierzem laserowym oraz ruletką stalową i przymiarem. Na podstawie pomiarów w dostępnych miejscach zweryfikowano nominalne wymiary elementów jak również sporządzono aktualne rysunki inwentaryzacyjne przedmiotowego wiaduktu.

Stwierdzono rozbieżności pomiędzy wybudowaną konstrukcją, a uzyskaną dokumentacją archiwalną tj. na etapie budowy dokonano zmian, które nie są uwzględnione w dokumentacji będącej w posiadaniu Zamawiającego. Stwierdzone rozbieżności obejmują m. in. lokalizację skrajnej wanty po stronie krótszego przęsła oraz średnice want.

9.2. Badania wizualne obiektu

Oględzinom poddano wszystkie elementy konstrukcji nośnej, podpór oraz elementów wyposażenia. Sprawdzone czy występują nacieki, rysy i spękania, deformacje i ubytki materiału. Wyniki tych badań przedstawione zostały w punkcie 6. Ocena stanu technicznego.

10. Podstawy teoretyczne zastosowanych metod identyfikacji dynamicznej konstrukcji

10.1. Analiza sił w wantach z zastosowaniem metody częstotliwościowej

Metoda częstotliwościowa umożliwia pośrednie określanie sił osiowych w wantach na podstawie ich charakterystyk dynamicznych, w szczególności częstotliwości drgań własnych. Zależność pomiędzy siłą osiową a częstotliwością rezonansową opisuje model struny napiętej:

$$f_n = \frac{n}{2L} \sqrt{\frac{T}{\mu}} \rightarrow T = \frac{(f_n * 2L)^2}{n^2} * \mu$$

Gdzie:

- f_n - częstotliwość postaci drgań własnych [Hz]
- n - numer postaci drgań własnych [-]
- L - długość analizowanej wanty [m]
- T - siła osiowa w wancie [kN]
- μ - masa wanty na metr bieżący [kN/mb]

W praktyce inżynierskiej wanty nie są idealnymi strunami – wykazują sztywność giętą, tłumienie i lokalne nieregularności. Z tego względu w literaturze stosowane są różne modele teoretyczne: od modelu liny idealnej, poprzez model belki rozciąganej z uwzględnieniem sztywności EI, po modele z tłumieniem, tarciem czy niejednorodnym rozkładem naprężeń.

W praktyce siły w wantach można wyznaczyć, wprowadzając je celowo w drgania. Identyfikacja częstotliwości drgań własnych realizowana jest na podstawie rejestracji sygnałów dynamicznych przez akcelerometry lub czujniki przemieszczeń. Analiza widma częstotliwościowego (FFT) umożliwia wyznaczenie dominujących częstotliwości drgań, z których najczęściej wykorzystuje się dwie lub trzy pierwsze. Otrzymane częstotliwości stanowią podstawę do obliczenia sił osiowych w wantach oraz do dalszej oceny ich stanu technicznego.

10.2. Uwzględnienie spadku sztywności want w modelu numerycznym

Wanty odchylone od pionu doznają ugięcia (zwisu), przez co ich sztywność i siła naciągu są współzależne. Im mniejsze wyężenie want, tym większe ich ugięcie, a tym samym mniejsza sztywność.

W literaturze [23] opisano metodę pozwalającą na przybliżone uwzględnienie negatywnego efektu spadku sztywności want poprzez zastosowanie zastępczego modułu sprężystości. Metoda ta umożliwia bardziej realistyczne odwzorowanie pracy ciągłych w modelu obliczeniowym, uwzględniając wpływ geometrii, ciężaru własnego oraz rzeczywistych naprężeń w ciągach. Wartość ta opisana jest wzorem:

$$E_{s,ef} = \frac{E_s}{1 + \frac{\gamma^2 l^2}{12 \sigma^3} * E_s}$$

gdzie:

- $E_{s,ef}$ - zastępczy moduł sprężystości ciągną [GPa]
- E_s - moduł sprężystości ciągną [GPa]
- γ - ciężar objętościowy ciągną [MN/m³]
- l - długość rzutu poziomego ciągną [m]
- σ - naprężenie w ciągnie [MPa] (wyznaczone dla rzeczywistych sił w wantach)

Wartości zastępczego modułu sprężystości oblicza się na podstawie wzoru powyższego wzoru, a następnie wprowadza do modelu numerycznego jako dane wejściowe w miejsce modułu materiałowego.

10.3. Metody OMA (Operational Modal Analysis)

Ambient Vibration Testing (AVT) to metoda identyfikacji modalnej konstrukcji, polegająca na rejestracji jej drgań wywołanych wyłącznie przez oddziaływania środowiskowe (np. wiatr, ruch pieszych, ruch drogowy), bez konieczności stosowania wymuszeń sztucznych. Umożliwia ona wyznaczenie częstotliwości własnych, tłumienia oraz postaci drgań w warunkach rzeczywistej eksploatacji obiektu. Metoda OMA (ang. Operational Modal Analysis) to nowoczesna technika identyfikacji modalnej, która pozwala na analizę parametrów dynamicznych konstrukcji w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych, bez potrzeby stosowania sztucznie generowanych wymuszeń, przy użyciu sygnałów pochodzących z AVT. W przeciwieństwie do tradycyjnych metod analizy modalnej, OMA opiera się wyłącznie na danych wyjściowych (ang. output-only analysis), czyli odpowiedziach dynamicznych konstrukcji na naturalne wymuszenia środowiskowe lub eksploatacyjne. Zakłada się, że wymuszenia te mają charakter losowy i szerokopasmowy, takie jak wiatr, ruch pojazdów czy drgania gruntu, które pobudzają wszystkie istotne częstotliwości drgań własnych. Odpowiedzi konstrukcji są analizowane w celu wyznaczenia podstawowych parametrów modalnych, takich jak częstotliwości drgań własnych, współczynniki tłumienia oraz postaci drgań własnych.

Proces analizy OMA składa się z kilku kluczowych etapów. Pierwszym krokiem jest pomiar odpowiedzi dynamicznej konstrukcji przy użyciu czujników, takich jak akcelerometry lub tensometry, rozmieszczonych w odpowiednich punktach konstrukcji. Dane te są podstawą do przeprowadzenia analizy modalnej. Następnie przyjmuje się model wymuszeń, zakładając, że są one nieznane i losowe. Kolejnym krokiem jest przetwarzanie danych za pomocą zaawansowanych algorytmów, takich jak SSI (Stochastic Subspace Identification), EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition) czy CFDD (Complex Mode Indicator Function). Po przetworzeniu danych wyznacza się częstotliwości własne, współczynniki tłumienia i postaci drgań. Ostatecznie przeprowadza się walidację wyników, co pozwala na odrzucenie niestabilnych biegunów i artefaktów numerycznych.

Metoda OMA posiada liczne zalety. Przede wszystkim nie wymaga stosowania sztucznych wymuszeń, takich jak młotki modalne czy siłowniki, co umożliwia badanie

konstrukcji w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych, bez konieczności przerywania jej pracy. Jest to szczególnie istotne w przypadku dużych konstrukcji inżynierskich, takich jak mosty, budynki czy wieże. OMA charakteryzuje się również wysoką odpornością na szum, dzięki czemu możliwe jest uzyskanie wiarygodnych wyników nawet z zaszumionych sygnałów. Wśród ograniczeń tej metody należy wymienić konieczność zapewnienia wystarczająco losowych wymuszeń środowiskowych, co może ograniczać jej zastosowanie w niektórych przypadkach, oraz dużą ilość danych pomiarowych, która wiąże się z wysokimi wymaganiami obliczeniowymi.

10.4. Metoda SSI (Stochastic Subspace Identification)

Metoda SSI (ang. Stochastic Subspace Identification) to zaawansowane podejście do identyfikacji modalnej, które umożliwia analizę dynamiczną konstrukcji na podstawie sygnałów czasowych odpowiedzi dynamicznej. SSI, należy do grupy metod OMA i tym samym nie wymaga znajomości wymuszeń działających na konstrukcję, co czyni ją niezwykle użyteczną w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych, gdzie wymuszenia są często nieznane i przypadkowe, takie jak wiatr, drgania gruntu czy ruch pojazdów.

Główne etapy analizy metodą SSI:

1. Zbieranie danych: Rejestracja odpowiedzi dynamicznych konstrukcji, takich jak przyspieszenia, za pomocą czujników (np. akcelerometrów) rozmieszczonych w kluczowych punktach konstrukcji.
2. Budowa przestrzeni stochastycznej: Na podstawie zebranych danych konstruowana jest przestrzeń stochastyczna, która opisuje dynamikę konstrukcji w postaci zależności czasowych i przestrzennych pomiędzy sygnałami.
3. Identyfikacja modeli stanu: Tworzenie modeli w przestrzeni stanu, które opisują zachowanie dynamiczne układu za pomocą równań różniczkowych, pozwalając na analizę zależności modalnych.
4. Wyznaczanie parametrów modalnych: Na podstawie macierzy stanu określone są częstotliwości własne, współczynniki tłumienia oraz postacie drgań własnych konstrukcji.
5. Walidacja wyników: Weryfikacja zidentyfikowanych parametrów modalnych pod kątem stabilności i spójności w celu odrzucenia artefaktów numerycznych oraz zakłóceń wynikających z szumu pomiarowego.

Każdy z tych etapów jest kluczowy dla poprawnej identyfikacji parametrów modalnych oraz uzyskania wiarygodnych wyników w analizie dynamicznej konstrukcji.

Metoda SSI wyróżnia się wysoką dokładnością i odpornością na szum, co sprawia, że jest szczególnie przydatna w analizie dużych i skomplikowanych systemów dynamicznych, takich jak mosty, budynki czy konstrukcje lotnicze. Wadą SSI jest jednak konieczność zebrania dużej ilości wysokiej jakości danych, co wymaga zaawansowanego sprzętu pomiarowego oraz

dużych zasobów obliczeniowych. Wyniki analizy mogą być również zależne od parametrów modelu stochastycznego, co wymaga wiedzy i doświadczenia ze strony użytkownika.

Metoda SSI znajduje zastosowanie w wielu dziedzinach inżynierii. W diagnostyce mostów pozwala na ocenę ich stanu technicznego, monitorowanie zmian dynamicznych w czasie oraz wykrywanie potencjalnych uszkodzeń. W przypadku budynków stosuje się ją również do analizy odporności na dynamiczne obciążenia, takie jak trzęsienia ziemi czy działanie wiatru. Metoda SSI jest także wykorzystywana w lotnictwie i przemyśle kosmicznym do analizy dynamicznej statków powietrznych oraz konstrukcji satelitarnych. Dzięki możliwości precyzyjnego wyznaczenia parametrów modalnych metoda SSI stanowi kluczowe narzędzie w ocenie bezpieczeństwa i funkcjonalności konstrukcji inżynierskich.

10.5. Modal Assurance Criterion (MAC)

Modal Assurance Criterion (MAC) jest wskaźnikiem statystycznym służącym do oceny zgodności postaci drgań. W praktyce inżynierskiej wykorzystuje się go przede wszystkim do porównania wyników identyfikacji modalnej z pomiarów terenowych z rezultatami analiz numerycznych (MES), a także do weryfikacji spójności wyników uzyskanych różnymi metodami obliczeniowymi lub pomiarowymi.

MAC określa stopień podobieństwa geometrycznego pomiędzy dwoma wektorami modalnymi. Wartości tego wskaźnika mieszczą się w przedziale [0;1], gdzie wartości bliskie 1 oznaczają bardzo dobrą zgodność, natomiast wartości bliskie 0 brak podobieństwa. W praktyce przyjmuje się, że:

- $MAC > 0,90$ – bardzo dobra zgodność postaci,
- $0,70 \leq MAC \leq 0,89$ – zgodność umiarkowana,
- $MAC < 0,70$ – zgodność niewystarczająca.

Formalnie MAC definiuje się następująco:

$$MAC(A, X) = \frac{|\{\phi_A^T\} \{\phi_X\}|^2}{(\{\phi_A^T\} \{\phi_A\}) (\{\phi_X^T\} \{\phi_X\})}$$

gdzie:

- ϕ_A – wektor postaci drgań z modelu analitycznego (np. MES),
- ϕ_X – wektor postaci drgań z pomiarów eksperymentalnych,
- T – transpozycja.

Należy podkreślić, że MAC bada jedynie zgodność kształtów drgań, a nie ich częstotliwości czy tłumienia. Z tego względu powinien być interpretowany łącznie z analizą różnic częstotliwości własnych oraz innymi kryteriami dopasowania modelu do konstrukcji rzeczywistej.

Zastosowanie MAC w niniejszym projekcie pozwala na obiektywną ocenę jakości dopasowania modelu numerycznego kładki do wyników pomiarów dynamicznych, co stanowi istotny element procesu walidacji modelu obliczeniowego.

10.6. Ryzyko wzbudzenia kładki

Ryzyko wzbudzenia kładki jest zależne od częstotliwości drgań własnych pomostu. Największe ryzyko występuje dla konstrukcji, których odpowiedź dynamiczna pokrywa się z naturalnymi częstotliwościami wymuszeń związanymi z aktywnością użytkowników. Przedziały ryzyka dla drgań pionowych przedstawiono na fot. 48. Dla porównania, naturalna częstotliwość obciążenia w postaci chodu człowieka wynosi między 1,4 a 2,4 Hz.

Ryzyko rezonansu	Drgania pionowe Częstotliwość drgań własnych konstrukcji [Hz]					
	0	1,0	1,7	2,2	2,6	5,0
Maksymalne						
Średnie						
Małe						
Bardzo małe						

Fot. 49 Przedziały ryzyka rezonansu w przypadku drgań pionowych [27], grafika zapożyczona z [30]

10.7. Kryteria komfortu

Cechą szczególną obciążenia ruchem pieszych jest współzależność wielkości drgań oraz sposobu obciążenia, bowiem nadmierne drgania skutkują dyskomfortem i zmianą zachowania pieszego [24]. Z drugiej strony, badania pokazują, że drgania są mniej odczuwalne dla osób będących w ruchu, niż siedzących czy stojących.

Sposób odczuwania drgań przez człowieka zależy również od jego cech indywidualnych (wiek, sprawność fizyczna) oraz od częstotliwości i amplitudy drgań. W zakresach częstotliwości typowych dla kładek (do 10 Hz) odczuwalność drgań jest proporcjonalna do występujących przyspieszeń.

Porównania kryteriów komfortu zgodnie z wytycznymi Eurokodu, wytycznych francuskich Sétra, oraz wytycznych europejskich Human-induced vibration of steel structures (HiVoss) oraz Design of lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations (DoLfHlv) [10, 25-27] dokonano w pracy [28]. Wszystkie wymienione publikacje określają przyspieszenia pionowe pomostu do $0,5 \text{ m/s}^2$ jako zapewniające najwyższy poziom komfortu pieszym. Nieco inaczej wygląda sytuacja w przypadku drgań poziomych, jednak nie stwierdzono takowych w trakcie badań na przedmiotowej kładce.

Kryteria komfortu w zależności od przyspieszeń przedstawiono na Rys. 2. Maksymalny komfort oznacza, że drgania są praktycznie nieodczuwalne dla pieszych będących w ruchu. Średni komfort oznacza, że drgania są ledwie odczuwalne. Minimalny komfort oznacza, że drgania są wyraźnie odczuwalne, ale nie powodują nadmiernych, negatywnych wrażeń. Poziom krytyczny oznacza drgania nieakceptowalne [27].

Przyspieszenia pionowe [m/s ²]				
		0,5	1,0	2,5
Setra	max	średni	min	krytyczny
HiVoss/DoLFfHIV	max	średni	min	krytyczny
Eurokod	max	krytyczny		
		0,7		

Fot. 50 Porównanie wytycznych i norm w zakresie kryterium komfortu na podstawie przyspieszeń konstrukcji [28].

W przypadku niespełnienia kryteriów komfortu, należy podjąć odpowiednie środki ograniczające możliwość wzbudzenia kładki.

Wymagania Eurokodu są dość restrykcyjne i jednocześnie okrojone względem pozostałych przywoływanych normatywów. W praktyce inżynierskiej zazwyczaj stosuje się kryteria zawarte w Setra, HiVoss lub DoLFfHIV.

O ile kryteria komfortu są dość jasno określone w dostępnej literaturze, brakuje jednoznacznych wytycznych co do pozostałych parametrów analizy numerycznej i doświadczalnej, m. in. co do liczebności grupy wymuszających pieszych i co do czasu analizy. Niektóre kraje opracowały załączniki krajowe do Eurokodu, w którym podane są takie rekomendacje w zależności od lokalizacji i przeznaczenia kładki [29]. Parametry liczebności grupy wymuszających są niezwykle istotne dla całości analizy. W polskim prawodawstwie i normatywach brakuje takich rekomendacji, przez co odniesienie cech konstrukcji do wybranych kryteriów komfortu opiera się do pewnego stopnia na subiektywnej ocenie projektantów.

W przypadku przedmiotowej kładki, kryteria komfortu oraz parametry analizy są szerzej opisane w dalszej części niniejszego opracowania.

11. Opis przeprowadzonych badań eksperymentalnych in situ

11.1. Pomiar sił w wantach metodą pośrednią

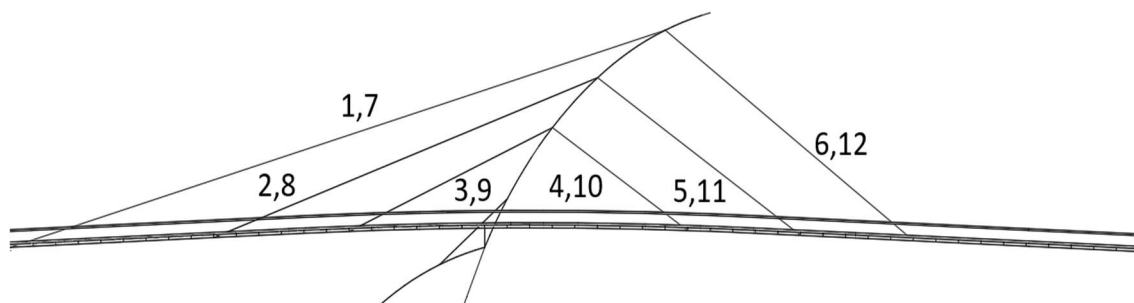
Identyfikacja sił w wantach została przeprowadzona z wykorzystaniem metody częstotliwościowej, umożliwiającej określenie sił osiowych w cięgnach na podstawie analizy ich drgań własnych. Drgania wzbudzano za pomocą liny przeciągniętej przez badaną wantę, w taki sposób, aby wymuszenie następowało możliwie w połowie jej długości. Pozwalało to uzyskać – dla większości want – odpowiedź odpowiadającą pierwszej postaci drgań własnych. Każdą z want poddano trzykrotnemu wzbudzeniu, co łącznie dało 36 testów. Podczas każdego testu każda z badanych want była wzbudzana kilkakrotnie, aby zapewnić powtarzalność wyników. Po każdym wymuszeniu czekali, aż drgania całkowicie się wytłumiały, co pozwalało uniknąć nakładania się sygnałów i gwarantowało jednoznaczną identyfikację częstotliwości własnych.

Do rejestracji zastosowano trójosiowy akcelerometr MEMS (TE 4332M3-002) o poziomie szumu $0,005 \text{ m/s}^2$ i zakresie pomiarowym $\pm 2 \text{ g}$, mocowany do powierzchni lin stalowych przy użyciu taśmy zbrojonej (Fot. 51). Częstotliwość próbkowania wynosiła 600 Hz . Rejestrację sygnałów prowadzono za pomocą systemu akwizycji danych PMX HBM. Zastosowanie ekranowanych przewodów pozwoliło ograniczyć zakłócenia i szумы. Wszystkie czujniki zostały skalibrowane przed rozpoczęciem badań.



Fot. 51 Akcelerometr umieszczony na wancie

Rysunek 1 przedstawia przyjęty schemat oznaczeń poszczególnych want, zastosowany na potrzeby obliczeń siły normalnej, przy czym wanty o numerach 1–6 zlokalizowane są od strony Radzimina, a wanty o numerach 7–12 od strony Warszawy.



Rys. 1. Przyjęte oznaczenia want

11.2. Pomiary przyspieszeń od drgań środowiskowych

Celem badań było określenie parametrów dynamicznych konstrukcji kładki z wykorzystaniem metod OMA/SSI przy wymuszeniach losowych pochodzących od oddziaływań środowiskowych – w szczególności wiatru oraz ruchu pojazdów na drodze wojewódzkiej DW 629 zlokalizowanej pod obiektem. Uzyskane dane umożliwiły wyznaczenie częstotliwości drgań własnych, współczynników tłumienia oraz postaci drgań w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych.

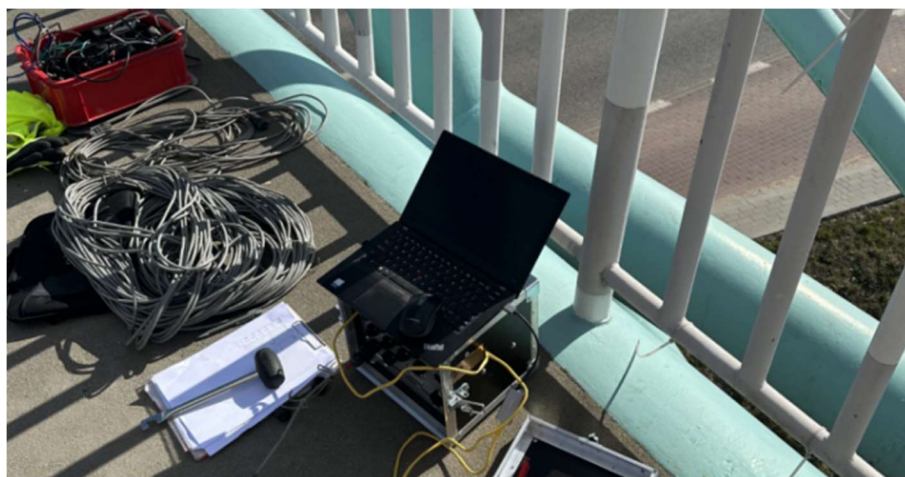
W celu identyfikacji postaci i częstotliwości drgań własnych przeprowadzono badania typu AVT (Ambient Vibration Testing). Program pomiarowy obejmował rejestrację danych dla trzech odmiennych schematów rozmieszczenia akcelerometrów. W pomiarach zastosowano trójosiowe akcelerometry TE 4332M3-002 oraz dwuosiowe akcelerometry TE 4312M3-002 (MEMS), charakteryzujące się poziomem szumu $0,005 \text{ m/s}^2$ i zakresem pomiarowym $\pm 2 \text{ g}$. Sygnały rejestrowano z częstotliwością próbkowania 300 Hz (Fot. 52).

Każdy ze schematów pomiarowych realizowano w trakcie dwugodzinnej sesji rejestracji, obejmującej dwa niezależne pomiary trwające po 60 minut, co łącznie dało 6 godzin pomiarów. Dla zapewnienia spójności danych oraz możliwości ich porównania pomiędzy poszczególnymi schematami, na obiekcie (na pylonie i pomoście) rozmieszczono czujniki referencyjne, występujące we wszystkich konfiguracjach. Czujniki te stanowiły punkty odniesienia, umożliwiające zintegrowanie wyników z poszczególnych etapów badań.

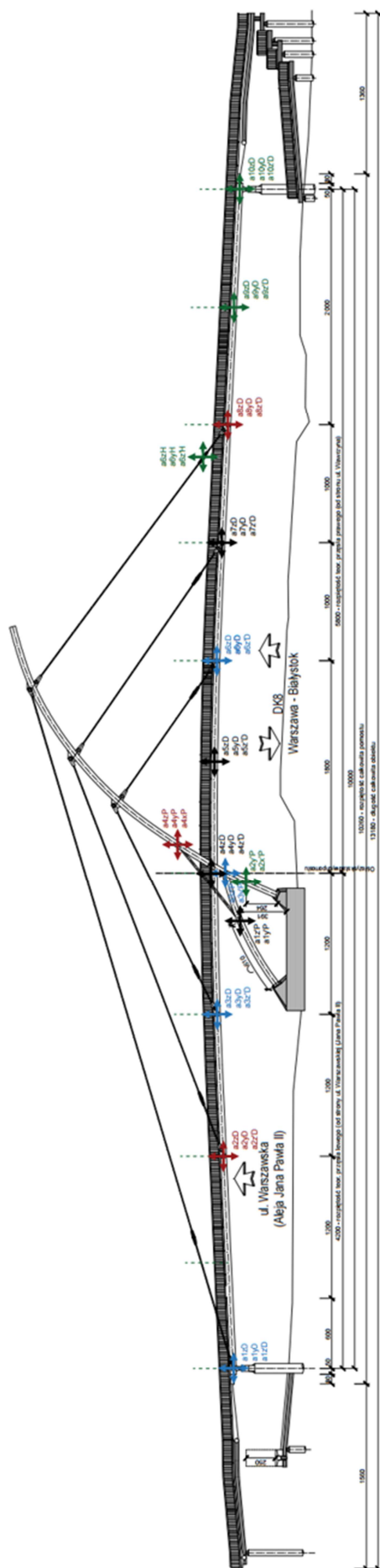
Schematy rozmieszczenia czujników przedstawiono na rys. 2-3. Punkty oznaczone kolorem bordowym odpowiadają czujnikom referencyjnym, natomiast pozostałe kolory odnoszą się do trzech wariantów rozmieszczenia akcelerometrów w ramach programu pomiarowego.



Fot. 52 Akcelerometry umieszczone na pylonie i dźwigarach



Fot. 53 Stanowisko pomiarowe



Rys. 2. Schematy rozmieszczenia czujników do badań AVT

11.3. Pomiary przyspieszeń pod obciążeniem pieszymi

Ostatnim etapem badań przeprowadzonych na obiekcie były eksperymenty dynamiczne polegające na przejściach pieszych przez kładkę, realizowane w różnych wariantach obciążenia ruchem pieszym. Celem eksperymentów było określenie wpływu rzeczywistego ruchu pieszych na odpowiedź dynamiczną konstrukcji, przy częstotliwościach wymuszeń zbliżonych do częstotliwości drgań własnych obiektu.



Fot. 54 Wymuszenie w postaci przysiadów



Fot. 55 Przejścia z udziałem pojedynczej i wielu osób

Przeprowadzono pomiary dla następujących scenariuszy:

- marsz swobodny,
- marsz synchroniczny z częstotliwościami 1,6 Hz, 1,75 Hz, 2,0 Hz oraz 2,8 Hz,
- zachowania imitujące akty wandalizmu, tj. wykonywanie przysiadów w sposób synchroniczny.

W eksperymentach uczestniczyło 11 osób, oznaczonych symbolami TS1–TS11. Przeprowadzono zarówno przejścia pojedynczych uczestników, jak i grup pieszych w różnych konfiguracjach. Poszczególne scenariusze powtarzano, zmieniając osoby wykonujące przemarsz, co pozwoliło uwzględnić indywidualne różnice w sposobie poruszania się i uzyskać reprezentatywne wartości przyspieszeń odpowiadające rzeczywistym warunkom eksploatacyjnym obiektu.

Eksperymenty obejmowały zarówno przejścia symetryczne wzdłuż osi pomostu, jak i asymetryczne, prowadzone wzdłuż prawej krawędzi konstrukcji. Łącznie wykonano 90 przejść, które szczegółowo opisano i zestawiono w tabeli 1. Przed rozpoczęciem badań każda z uczestniczących osób została poddana pomiarowi masy ciała i wzrostu, co umożliwiło uwzględnienie indywidualnych parametrów w modelu obliczeniowym, służącym do odwzorowania rzeczywistej siły wywieranej przez pieszych (tab. 2).

Do rejestracji danych zastosowano zestaw pomiarowy PMX HBM. Pomiary przyspieszeń wykonano przy użyciu trójosiowych akcelerometrów TE 4332M3-002 oraz dwuosiowych akcelerometrów TE 4312M3-002 (MEMS), charakteryzujących się niskim poziomem szumu wynoszącym $0,005 \text{ m/s}^2$ oraz zakresem pomiarowym $\pm 2 \text{ g}$. Sygnały rejestrowano z częstotliwością próbkowania 300 Hz.

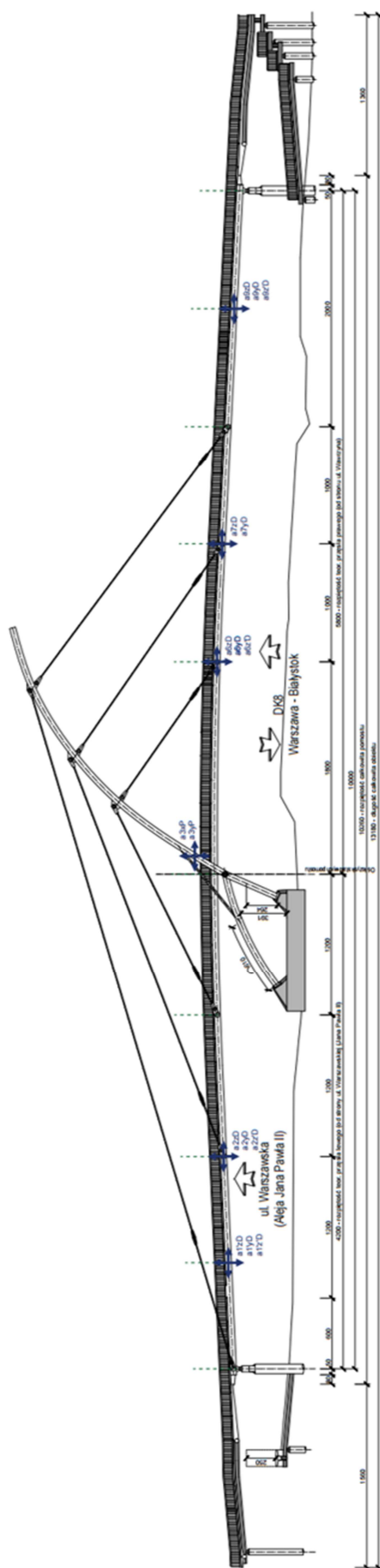
Czujniki rozmieszczono zgodnie z uprzednio opracowanym schematem pomiarowym, w punktach charakterystycznych konstrukcji – w miejscach istotnych z punktu widzenia kształtu postaci drgań własnych. Rejestrowano przyspieszenia w kierunkach pionowym i poziomym, zgodnie z lokalizacjami przedstawionymi na rys. 3.

Tablica 1. Zestawienie testów z udziałem pieszych

Lp.	Częstotliwość marszu f [Hz]	Sposób przejścia	Liczba pieszych	Schemat przejścia	Oznaczenia pieszych
1	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS1
2	1,60	asymetrycznie	1	1 osoba	TS1
3	1,75	symetrycznie	1	1 osoba	TS1
4	1,75	asymetrycznie	1	1 osoba	TS1
5	1,60	symetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
6	1,60	asymetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
7	1,75	symetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
8	1,75	asymetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
9	2,00	symetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
10	2,00	asymetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
11	2,80	symetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
12	2,80	asymetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
13	marsz swobodny	symetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
14	marsz swobodny	asymetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
15	1,60	symetrycznie	10	5 x 2 osoby	TS1 - TS10
16	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS3
17	1,60	asymetrycznie	1	1 osoba	TS3
18	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS3
19	2,00	asymetrycznie	1	1 osoba	TS3
20	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS3

21	2,80	asymetrycznie	1	1 osoba	TS3
22	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS3
23	marsz swobodny	asymetrycznie	1	1 osoba	TS3
24	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS9
25	marsz swobodny	asymetrycznie	1	1 osoba	TS9
26	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS9
27	1,60	asymetrycznie	1	1 osoba	TS9
28	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS9
29	2,00	asymetrycznie	1	1 osoba	TS9
30	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS9
31	2,80	asymetrycznie	1	1 osoba	TS9
32	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS5
33	marsz swobodny	asymetrycznie	1	1 osoba	TS5
34	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS5
35	1,60	asymetrycznie	1	1 osoba	TS5
36	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS5
37	2,00	asymetrycznie	1	1 osoba	TS5
38	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS5
39	2,80	asymetrycznie	1	1 osoba	TS5
40	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS6
41	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS6
42	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS6
43	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS6
44	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS8
45	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS8
46	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS8
47	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS8
48	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS7
49	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS7
50	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS7
51	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS7
52	marsz swobodny	symetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
53	marsz swobodny	asymetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
54	1,60	symetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
55	1,60	asymetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
56	2,00	symetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
57	2,00	asymetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
58	2,80	symetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7
59	2,80	asymetrycznie	2	1 x 2 osoby	TS6+TS7

60	marsz swobodny	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
61	marsz swobodny	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
62	1,60	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
63	1,60	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
64	2,00	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
65	2,00	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
66	2,80	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
67	2,80	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
68	marsz swobodny	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
69	marsz swobodny	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
70	1,60	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
71	1,60	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
72	2,00	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
73	2,00	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
74	2,80	symetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
75	2,80	asymetrycznie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
76	bieg swobodny	dowolnie	4	2 x 2 osoby	TS1+TS8+TS7+TS6
77	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
78	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
79	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
80	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
81	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
82	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
83	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
84	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
85	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
86	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
87	przysiady (2Hz)	-	4	4 osoby	TS6+TS8+TS7+TS9
88	marsz swobodny	symetrycznie	1	1 osoba	TS1
89	1,60	symetrycznie	1	1 osoba	TS1
90	2,00	symetrycznie	1	1 osoba	TS1
91	2,80	symetrycznie	1	1 osoba	TS1



Rys. 3. Schematy czujników podczas testów dynamicznych

Tablica 2. Zestawienie cech uczestników badań z udziałem pieszych

Uczestnik badań [-]	Oznaczenie	Wzrost uczestnika [cm]	Waga uczestnika [kg]
1	TS1	192	97
2	TS2	175	69
3	TS3	178	83
4	TS4	182	81,5
5	TS5	168	68
6	TS6	178	56
7	TS7	175	82
8	TS8	170	74
9	TS9	177	94
10	TS10	179	96
11	TS11	175	84

12. Rezultaty przeprowadzonych badań eksperymentalnych in situ

12.1. Estymacja sił w wantach metodą pośrednią

Na podstawie zarejestrowanych sygnałów przyspieszeń przeprowadzono analizę częstotliwościową z wykorzystaniem Szybkiej Transformaty Fouriera (FFT). Dla większości badanych want uzyskano jednoznaczne widma pozwalające na identyfikację dominującej częstotliwości rezonansowej, odpowiadającej pierwszej postaci drgań własnych.

W przypadku want nr 1 i nr 7 ich znaczna długość utrudniła wzbudzenie podstawowej postaci drgań. Na podstawie obserwacji wizualnych oceniono, że w trakcie badań wzbudzeniu uległa głównie druga postać drgań (charakteryzująca się dwiema półfalami).

Zidentyfikowane wartości częstotliwości własnych posłużyły następnie do wyznaczenia sił osiowych w wantach z wykorzystaniem metody częstotliwościowej, opisanej szczegółowo w podrozdziale 9.3.1. Wyniki zestawiono w tabeli 3, w której przedstawiono częstotliwości odpowiadające pierwszej postaci drgań oraz wyznaczone na ich podstawie wartości sił normalnych w poszczególnych wantach. Numeracja przyjęta w tabeli jest zgodna ze schematem przedstawionym na rys. 1 – wanty 1–6 dotyczą strony Radzimina, natomiast wanty 7–12 odnoszą się do strony Warszawy.

Tablica 3. Wartości sił w wantach wyznaczone metodą pośrednią

Wanta	Średnica	Masa [kg/m]	Długość [m]	Częstotliwość [Hz]	Numer zidentyfikowanej postaci i [-]	Siła [kN]	Siła średnia [kN]
1	87	0,45844	58,875	1,37359	2	305,63	305,25
				1,37097		304,46	
				1,37364		305,65	
2	52	0,16642	34,868	1,84239	1	280,03	281,03
				1,84763		281,63	
				1,84703		281,44	
3	45	0,12482	18,532	2,99576	1	156,86	156,57
				3,00461		157,79	
				2,97853		155,07	
4	39	0,09342	12,793	4,43044	1	122,36	122,28
				4,42102		121,84	
				4,43578		122,65	
5	39	0,09342	20,804	2,87798	1	136,55	136,20
				2,87579		136,34	
				2,86911		135,71	
6	39	0,09342	25,957	1,74968	1	78,57	77,90
				1,73761		77,49	
				1,73936		77,64	
7	87	0,45844	58,875	1,34288	2	292,11	287,10
				1,32407		283,99	
				1,32688		285,19	
8	52	0,16642	34,868	1,69106	1	235,92	236,61
				1,69604		237,31	
				1,68779		235,01	
9	45	0,12482	18,532	2,75461	1	132,63	132,32
				2,75706		132,86	
				2,74258		131,47	
10	39	0,09342	12,793	3,82359	1	91,13	90,93
				3,81985		90,96	
				3,81425		90,69	
11	39	0,09342	20,804	2,59273	1	110,82	111,10
				2,59525		111,04	
				2,59996		111,44	
12	39	0,09342	25,957	1,75352	1	78,91	77,81
				1,73831		77,55	
				1,73201		76,99	

12.2. Identyfikacja parametrów modalnych konstrukcji

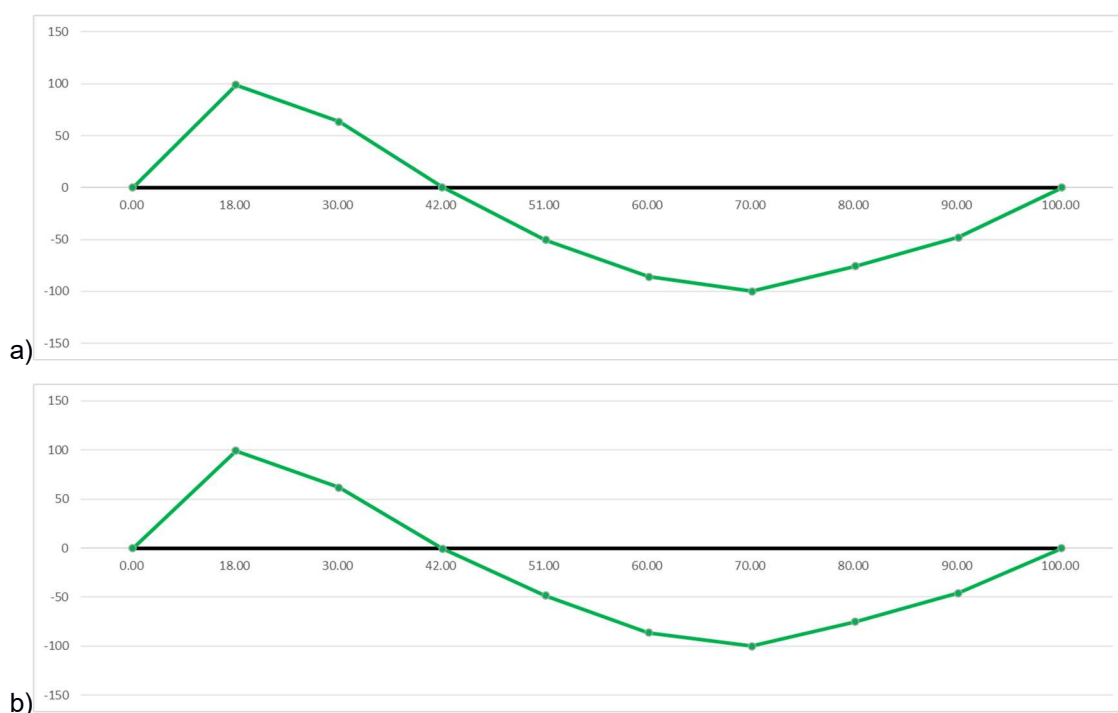
Na podstawie zebranych danych pomiarowych wyznaczono postacie oraz częstotliwości drgań własnych konstrukcji, wykorzystując autorski program opracowany do

analizy dynamicznej obiektów inżynierskich na podstawie wyników badań typu AVT (Ambient Vibration Testing).

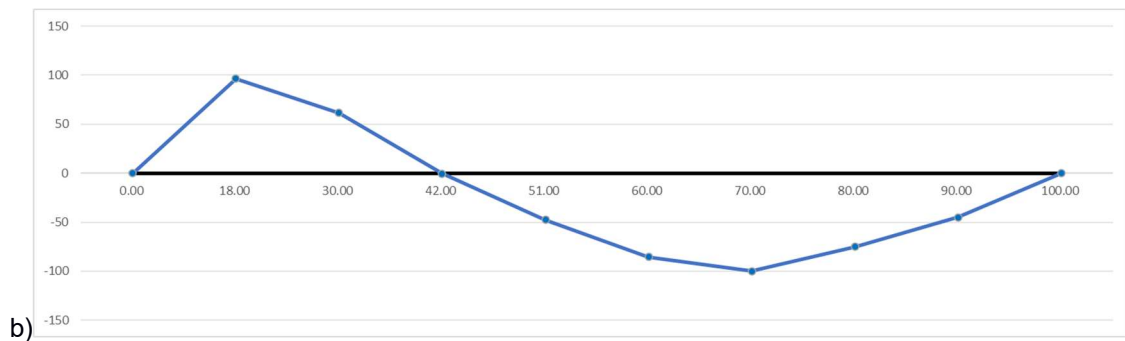
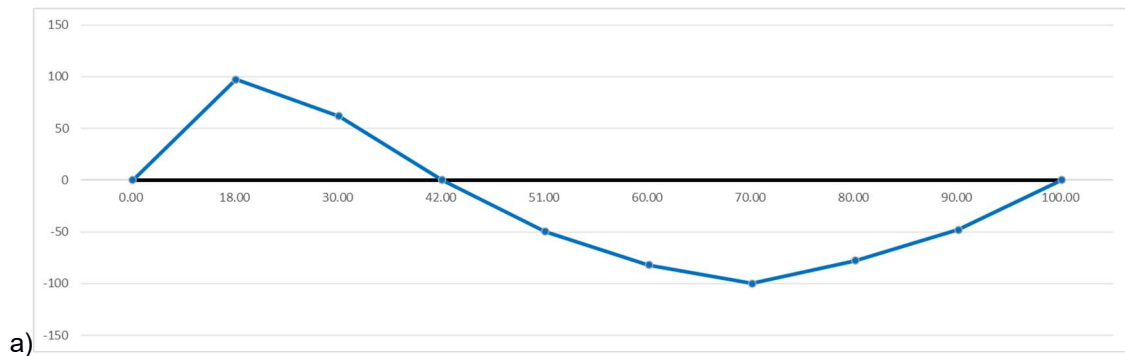
Analizę przeprowadzono z zastosowaniem dwóch niezależnych metod identyfikacji modalnej: CFDD (Complex Frequency Domain Decomposition) oraz SSI (Stochastic Subspace Identification). Zestawienie uzyskanych postaci drgań wraz z odpowiadającymi im częstotliwościami przedstawiono w tabeli 2. Graficzne wyniki identyfikacji modalnej, uzyskane z obu metod, zaprezentowano na rys. 4–15.

Tablica 4. Zidentyfikowane wartości częstotliwości metodą SSI i CFDD

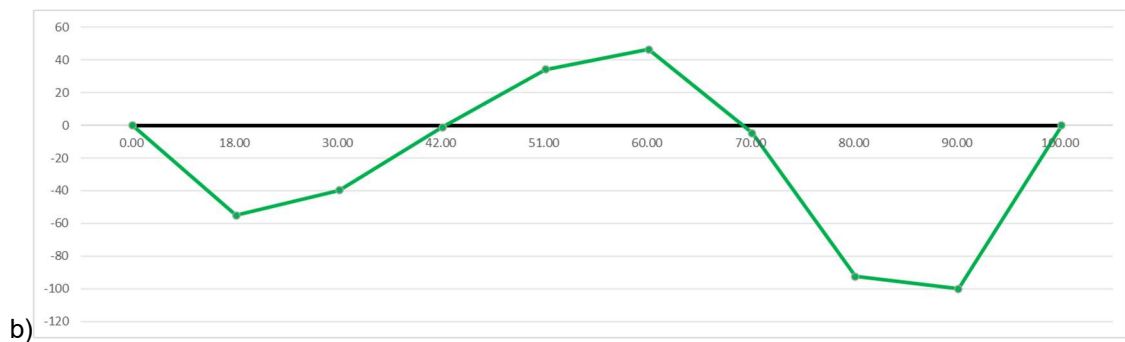
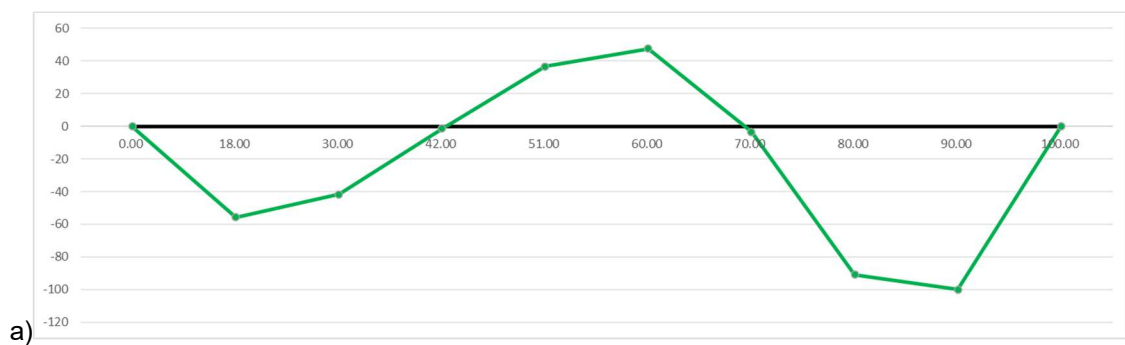
Numer postaci drgań własnych [-]	f_i [Hz]	
	CFDD	SSI
V ₁	1,601	1,617
V ₂	2,025	2,026
V ₃	2,865	2,863
V ₄	4,098	4,097
V ₅	4,549	4,570
V ₆	7,228	7,254



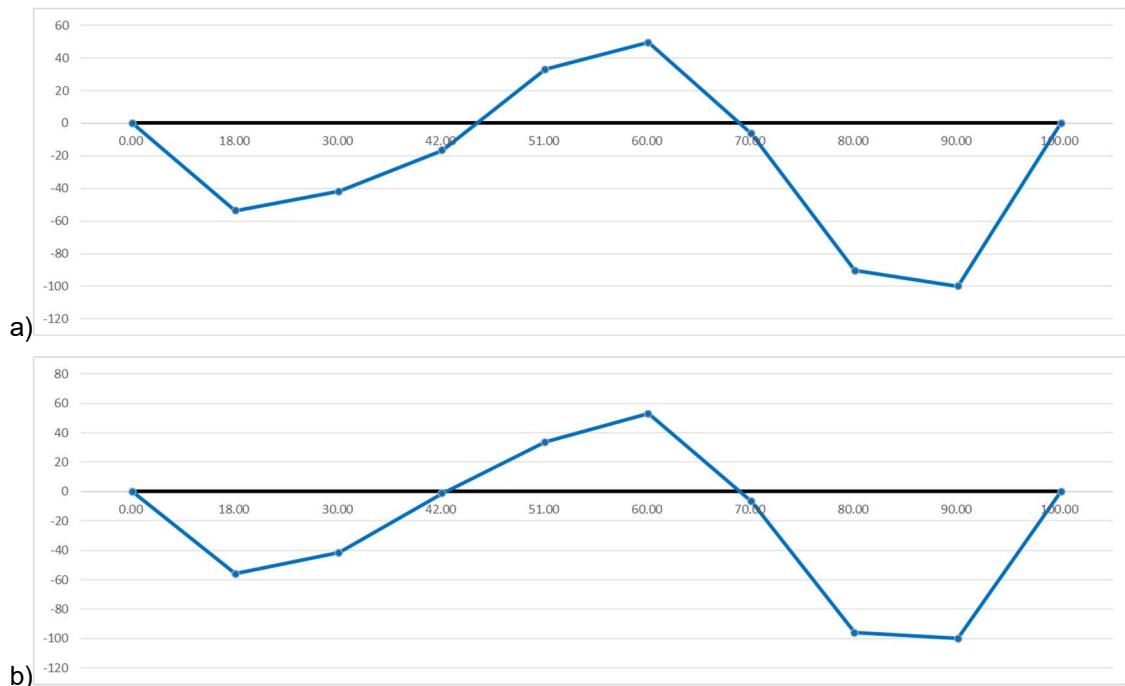
Rysunek 4. Pierwsza postać drgań własnych zidentyfikowana metodą CFDD punkty pomiarowe od strony
a) Radzyna b) Warszawy



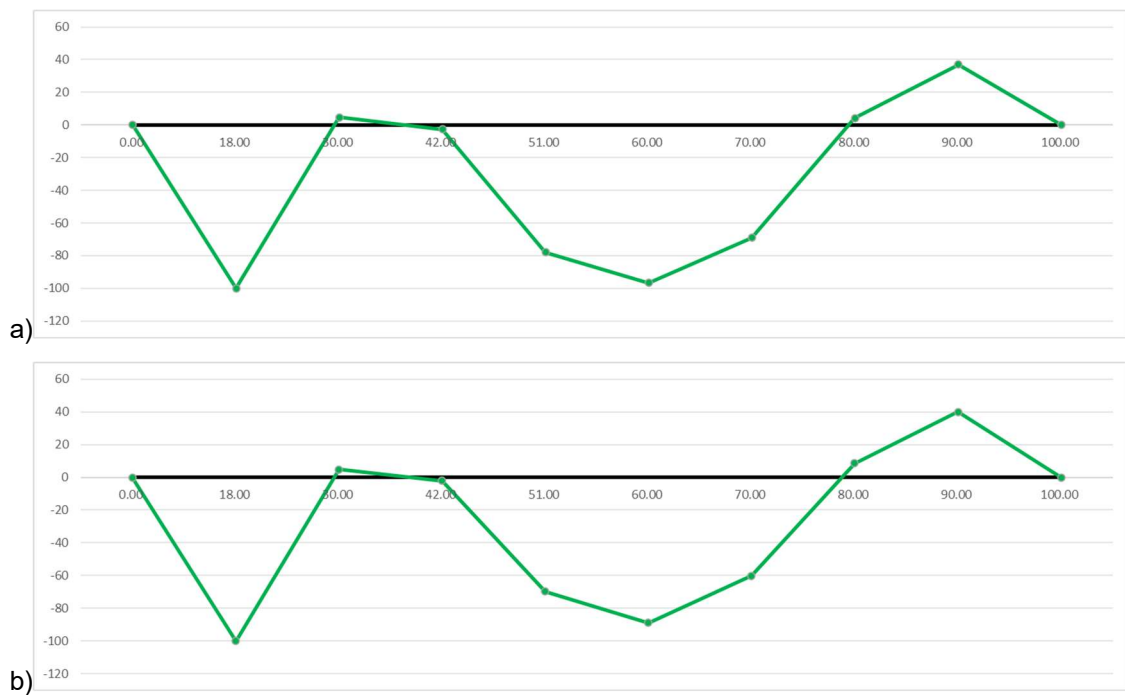
Rysunek 5. Pierwsza postać drgań własnych zidentyfikowana metodą SSI punkty pomiarowe od strony
a) Radzymińska b) Warszawy



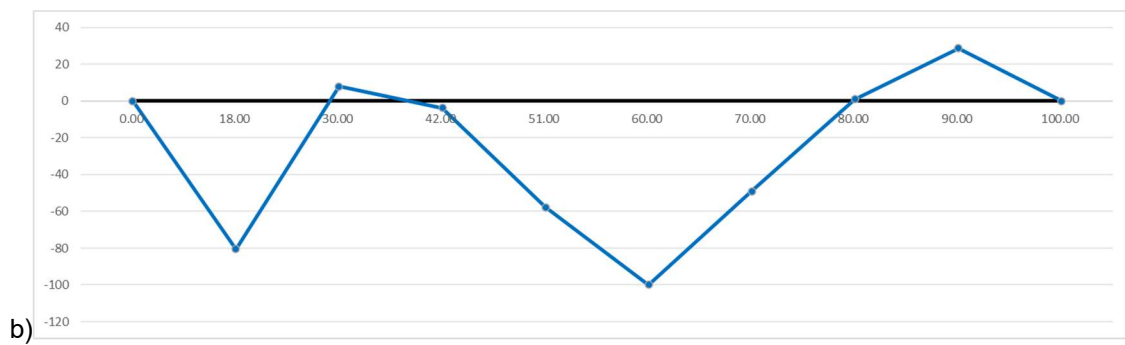
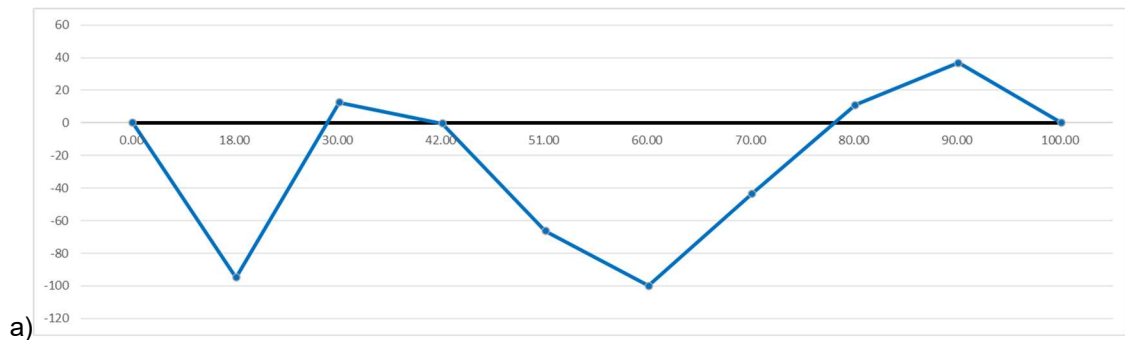
Rysunek 6 Druga postać drgań własnych zidentyfikowana metodą CFDD punkty pomiarowe od strony
a) Radzymińska b) Warszawy



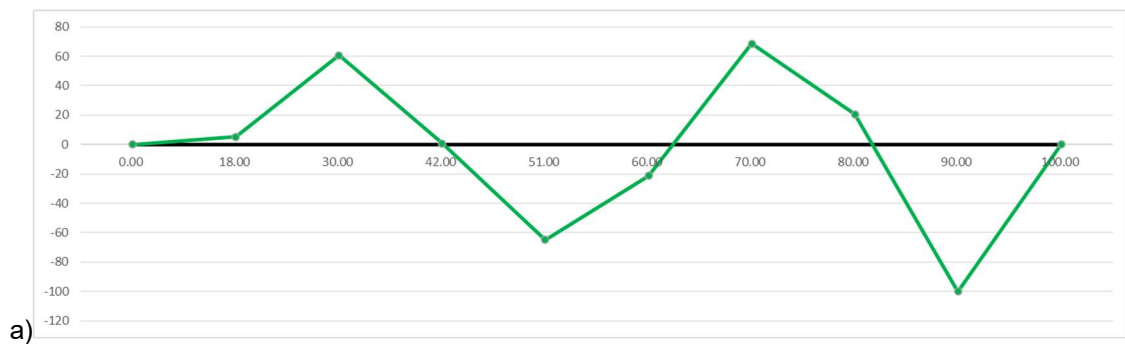
Rysunek 7. Druga postać drgań własnych zidentyfikowana metodą SSI punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy



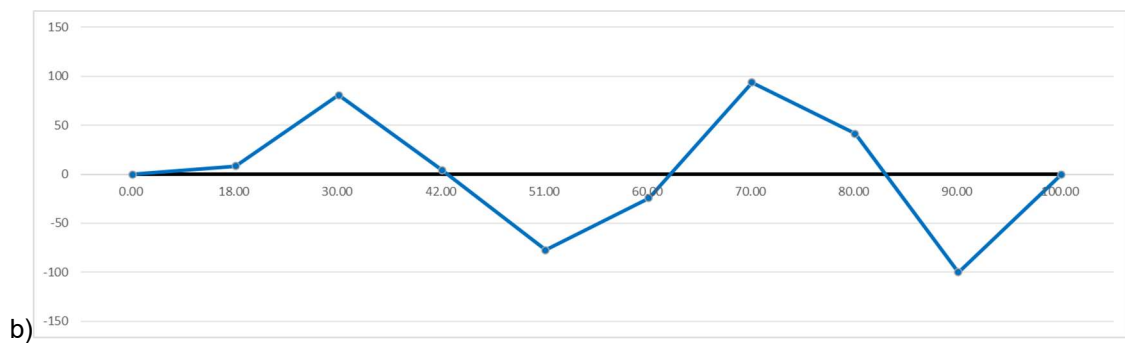
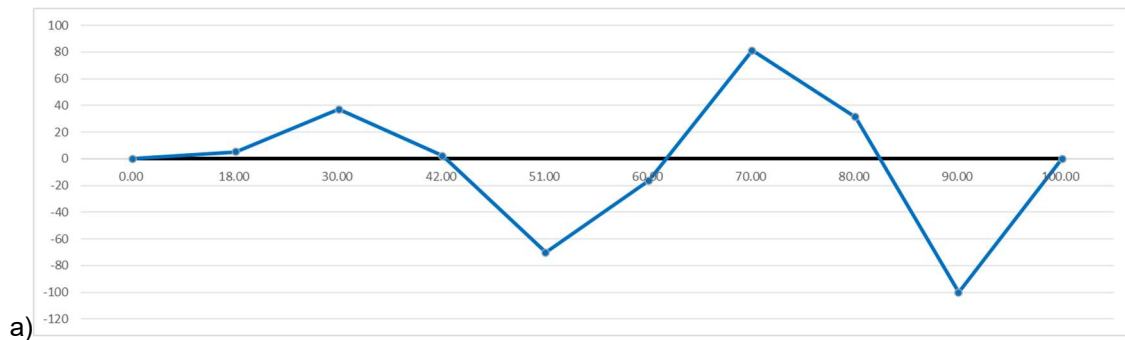
Rysunek 8. Trzecia postać drgań własnych zidentyfikowana metodą CFDD punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy



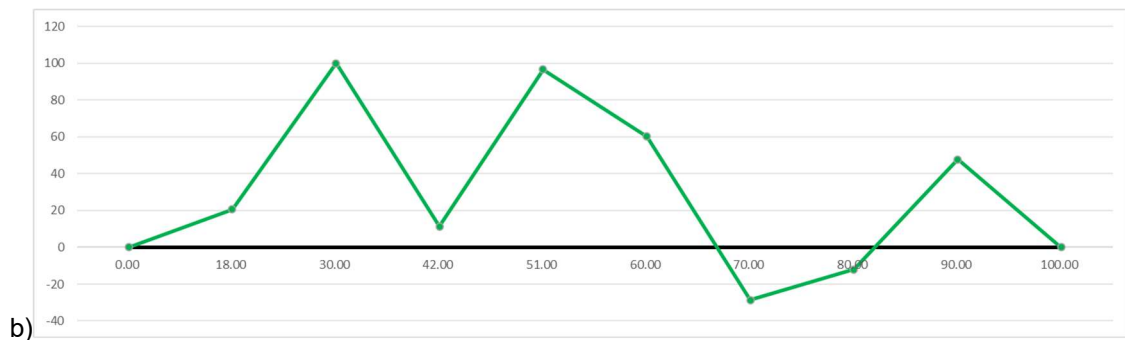
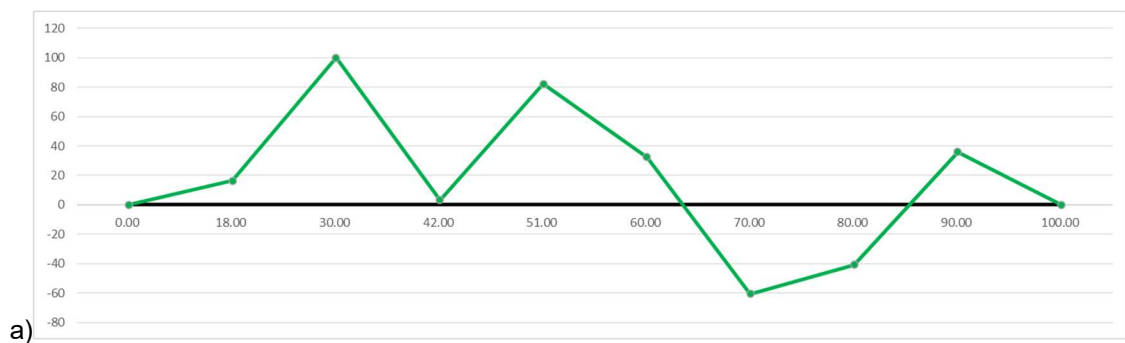
Rysunek 9. Trzecia postać drgań własnych zidentyfikowana metodą SSI punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy



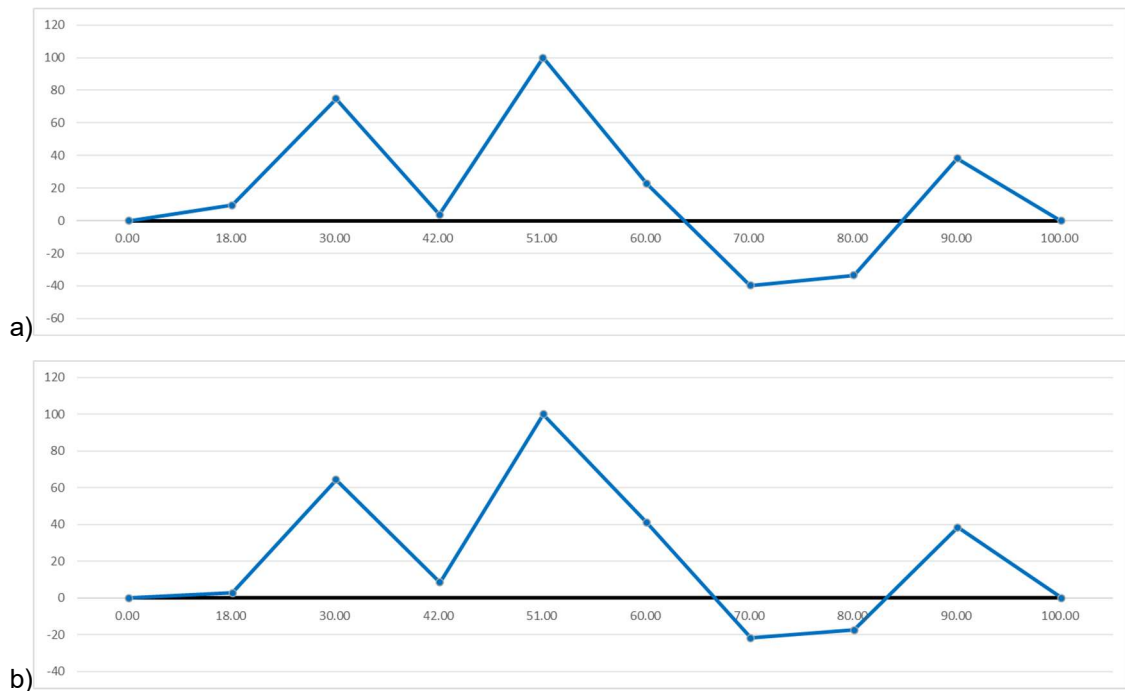
Rysunek 10. Czwarta postać drgań własnych zidentyfikowana metodą CFDD punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy



Rysunek 11. Czwarta postać drgań własnych zidentyfikowana metodą SSI punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy



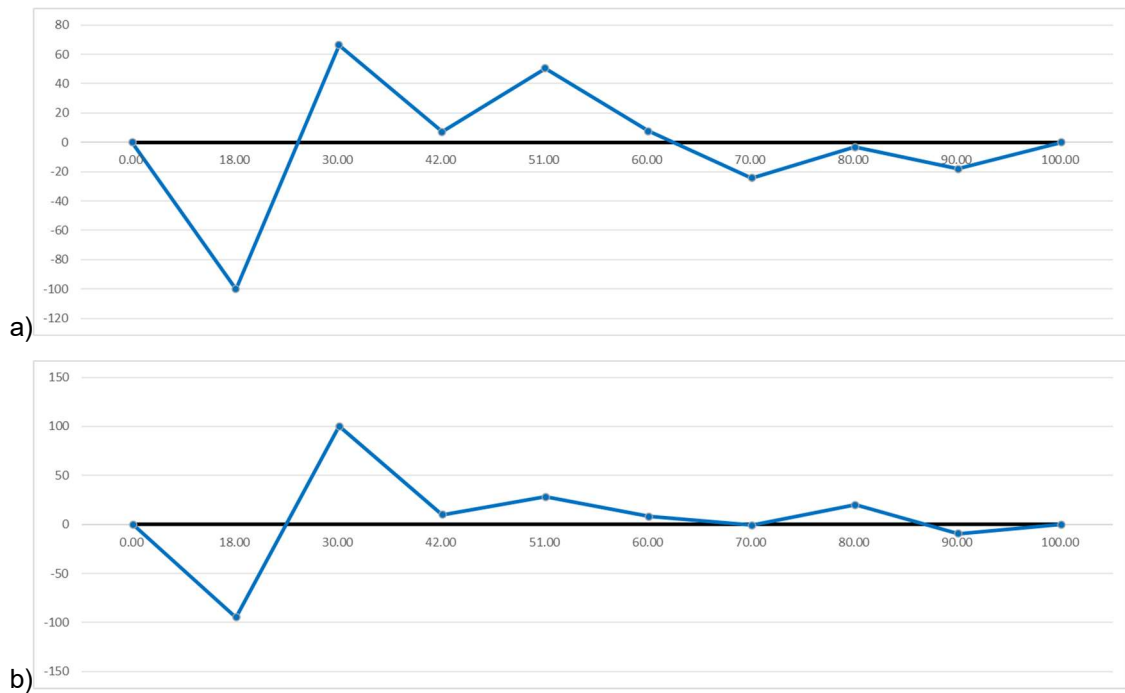
Rysunek 12. Piąta postać drgań własnych zidentyfikowana metodą CFDD punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy



Rysunek 13. Piąta postać drgań własnych zidentyfikowana metodą SSI punkty pomiarowe od strony
a) Radzymińska b) Warszawy



Rysunek 14. Szósta postać drgań własnych zidentyfikowana metodą CFDD punkty pomiarowe od strony
a) Radzymińska b) Warszawy



Rysunek 15. Szósta postać drgań własnych zidentyfikowana metodą SSI punkty pomiarowe od strony
a) Radzymina b) Warszawy

12.3. Identyfikacja przyspieszeń podczas badań z wymuszeniem od pieszych

Badania dynamiczne z udziałem pieszych przeprowadzono w celu określenia poziomu przyspieszeń, jakie mogą występować na kładce w wyniku wymuszeń wywołanych ruchem ludzi. Analizowano przypadki pojedynczych przejść oraz synchronizowanego ruchu kilku osób przy różnych częstotliwościach kroków. Dane rejestrowano w punktach pomiarowych rozmieszczonych wzdłuż całej konstrukcji zgodnie z rysunkiem 3, a następnie przetwarzano z zastosowaniem filtra dolnoprzepustowego o częstotliwości granicznej 15 Hz. Ograniczenie to miało na celu odfiltrowanie składowych wysokoczęstotliwościowych niezwiązanych z ruchem pieszych oraz skupienie analizy na zakresie odpowiadającym podstawowym postaciom drgań własnych konstrukcji i typowym częstotliwościom wymuszeń ludzkich (1,6–3,0 Hz).

Wyniki wszystkich przeprowadzonych testów, obejmujących różne częstotliwości wymuszeń oraz uczestników badań, zestawiono w formie rozkładów maksymalnych przyspieszeń w punktach pomiarowych na całej długości obiektu (rys. 16-42). Dla każdego wariantu pomiarowego (np. 1,6 Hz – siedem przejść jednego pieszego) oprogramowanie analizowało wszystkie przebiegi czasowe, wybierając lokalne wartości ekstremalne i tworząc krzywą reprezentującą maksymalną odpowiedź dynamiczną konstrukcji. Zastosowana metodologia umożliwiła uzyskanie miarodajnego obrazu zachowania kładki, uwzględniającego zarówno wpływ częstotliwości kroku, jak i indywidualne różnice pomiędzy uczestnikami badań.

Analiza rozkładów przyspieszeń wskazuje na występowanie dwóch częstotliwości wymuszeń o kluczowym znaczeniu dla dynamiki obiektu – 2,0 Hz oraz 2,8 Hz. Częstotliwość

2,0 Hz odpowiada typowemu rytmowi marszu dorosłej osoby, natomiast 2,8 Hz zbliżona jest do tempa biegu. Oznacza to, że konstrukcja reaguje szczególnie silnie na wymuszenia o charakterze rzeczywistym, odpowiadające codziennym sposobom użytkowania kładki.

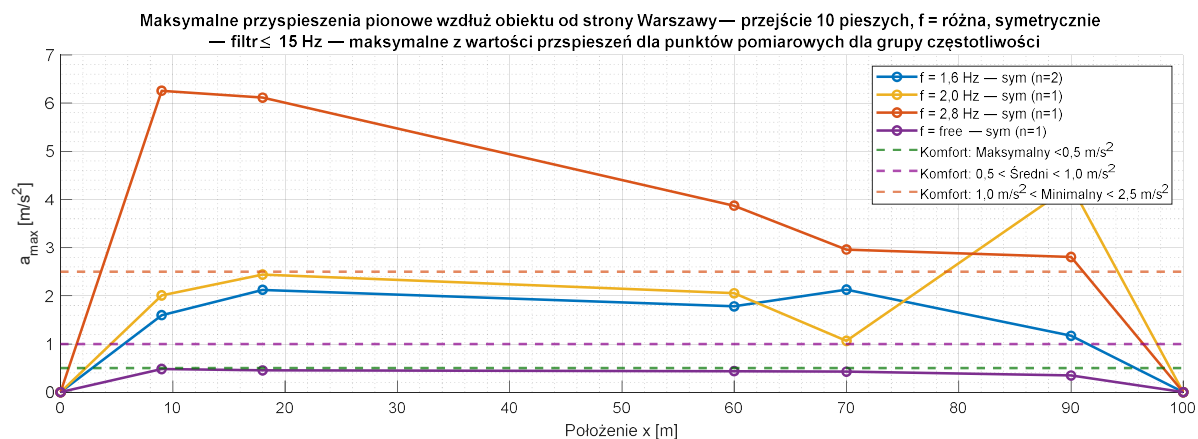
Dla częstotliwości 2,0 Hz maksima przyspieszeń występuje na dłuższym przęśle za pylonem (położenie ok. $x=90$ m), co jest zgodne z rozkładem amplitud drgań własnych dla tej postaci drgań. W przypadku częstotliwości 2,8 Hz największe przyspieszenia pojawiają się na krótszym przęśle (położenie ok. $x=10$ m). W tym rejonie zarejestrowano również największe wartości przyspieszeń, przekraczające progi komfortu użytkowania określone w normach.

Porównując uzyskane wyniki z obowiązującymi wytycznymi dotyczącymi komfortu użytkowania kładek dla pieszych, w tym z zaleceniami francuskiego przewodnika SETRA (Guidelines for the Dynamic Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading, 2006), stwierdzono, że w niektórych przypadkach wartości przyspieszeń pionowych przekraczają zalecane granice komfortu. Zgodnie z wytycznymi SETRA, poziom odczuwalnych drgań uznaje się za komfortowy przy przyspieszeniach pionowych nieprzekraczających $0,5 \text{ m/s}^2$, umiarkowanie komfortowy w zakresie $0,5\text{--}1,0 \text{ m/s}^2$, natomiast powyżej $1,0 \text{ m/s}^2$ – za potencjalnie uciążliwy dla użytkowników oraz powyżej $2,5 \text{ m/s}^2$ jako nieakceptowalny. Dla przyspieszeń poziomych wartości graniczne są znacznie niższe: poziom $0,1\text{--}0,15 \text{ m/s}^2$ odpowiada górnej granicy akceptowalnego komfortu, a przyspieszenia przekraczające $0,25\text{--}0,3 \text{ m/s}^2$ uznawane są za wyraźnie niekomfortowe i potencjalnie destabilizujące chód pieszych. Dla analizowanego obiektu odnotowano lokalne przekroczenia tych wartości, szczególnie przy częstotliwościach wymuszeń zbliżonych do 2,0 Hz i 2,8 Hz, odpowiadających rytmowi marszu i lekkiego biegu, a więc rzeczywistym warunkom eksploatacji obiektu.

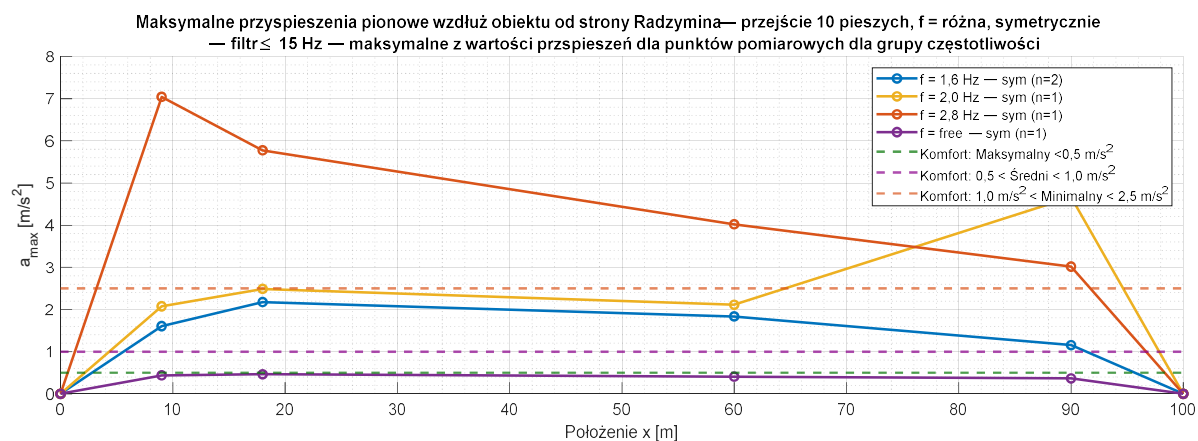
Analiza uzyskanych wyników wykazała, że:

- w niemal wszystkich testach zarejestrowane wartości przyspieszeń pionowych przekraczają strefę maksymalnego komfortu,
- w wielu przypadkach, nawet dla niewielkich grup (2–4 osób), poziomy drgań pionowych i poziomych wykraczają poza obszar akceptowalny dla użytkowników,
- a dla większej liczby pieszych lub w przypadku ruchu zsynchronizowanego, komfort drgań spada do poziomu nieakceptowalnego według klasyfikacji SETRA.

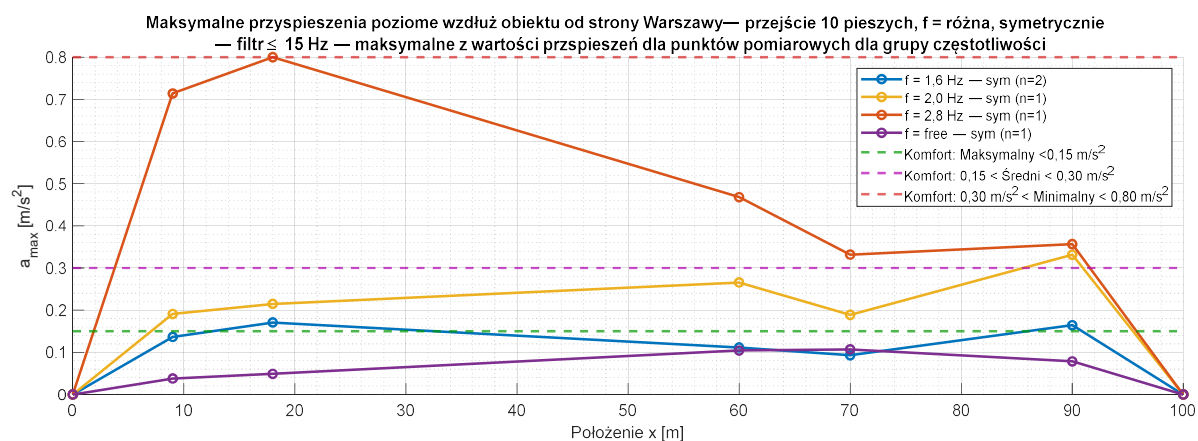
Na rysunkach 43-46 zestawiono przykładowe, reprezentatywne przebiegi czasowe przyspieszeń w punkcie pomiarowym a1z. Ilustrują one zmienność dynamicznej odpowiedzi konstrukcji w czasie oraz zróżnicowanie amplitud w zależności od liczby uczestników w teście. Pełna dokumentacja surowych danych oraz wyniki analizy sygnałów znajdują się w archiwum pracowni Kuryłowicz Projekt Sp. z o.o.



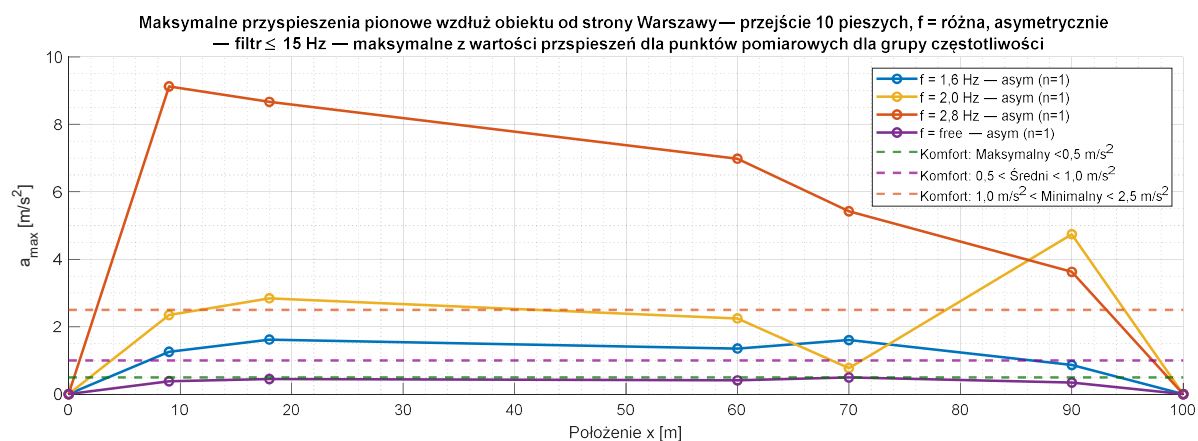
Rysunek 16. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



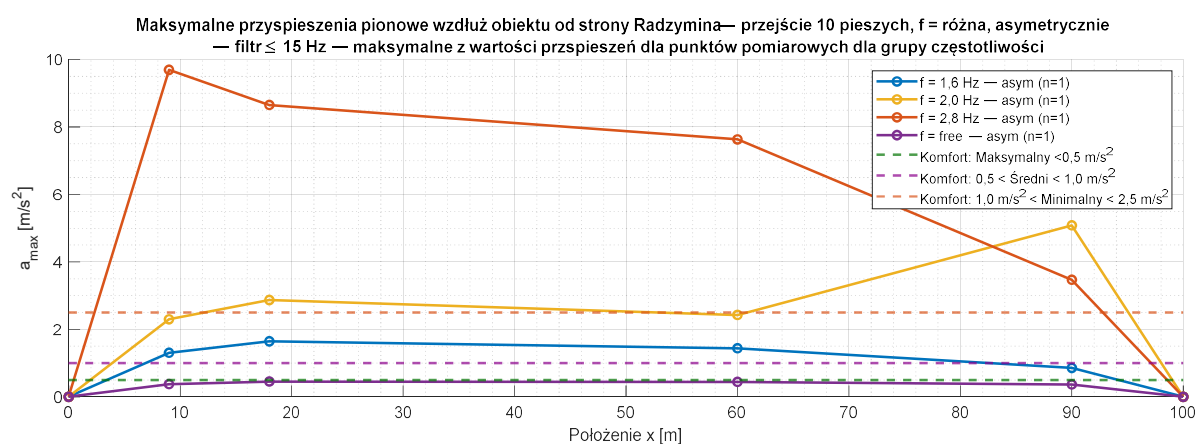
Rysunek 17. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



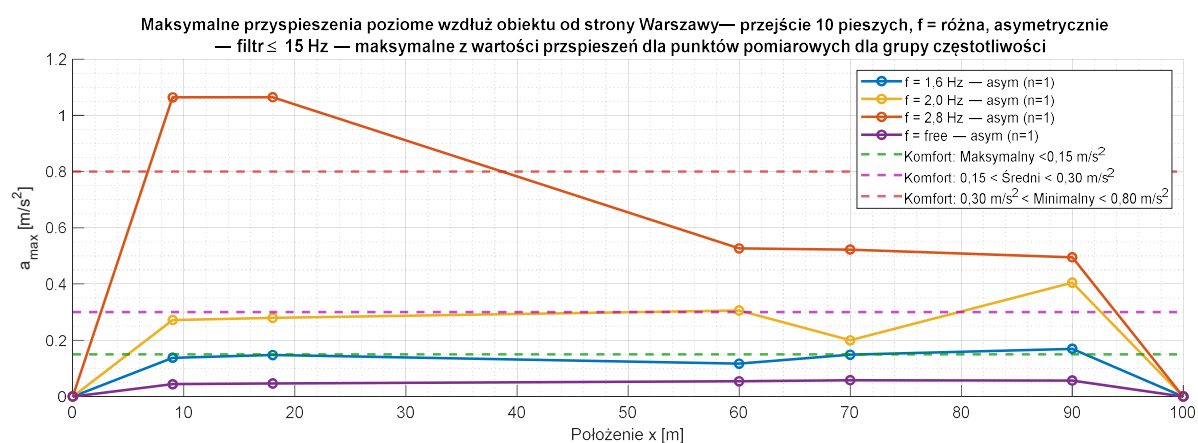
Rysunek 18. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



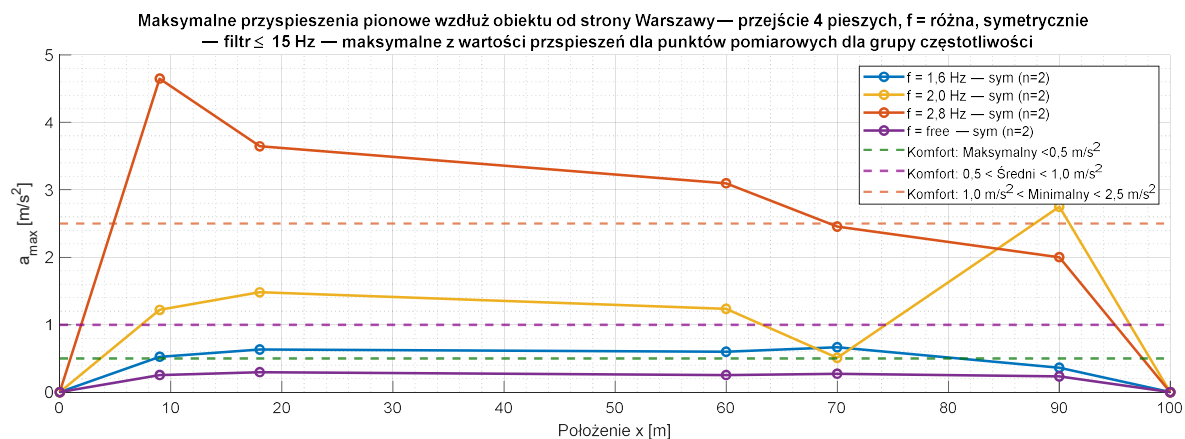
Rysunek 19. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



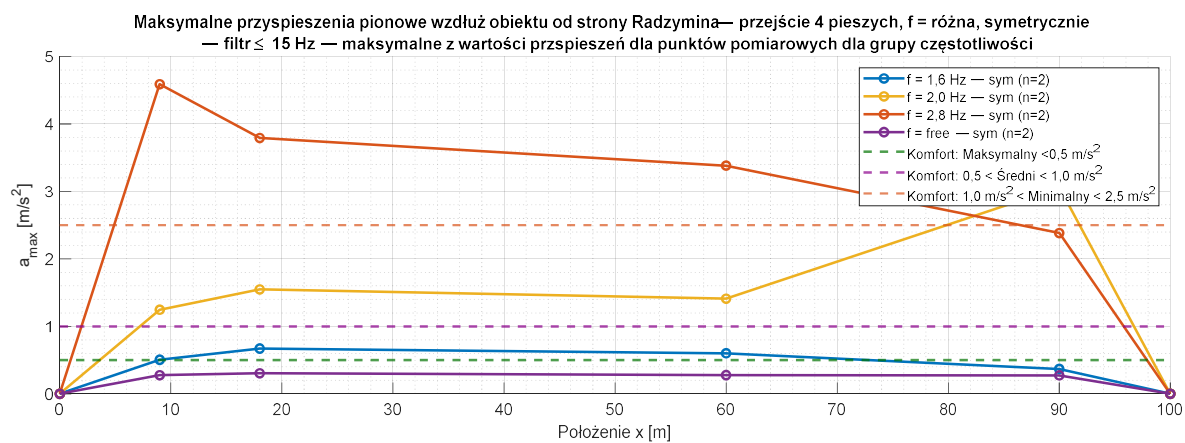
Rysunek 20. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



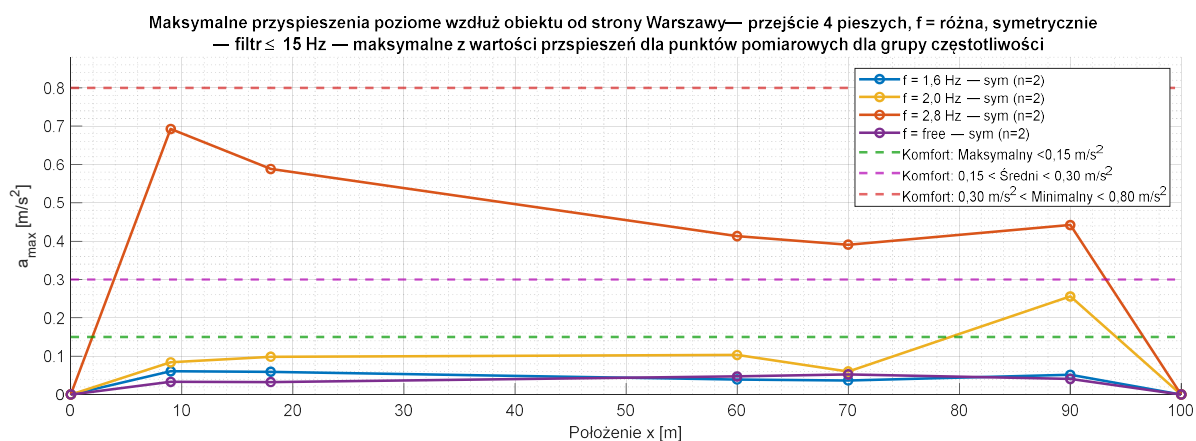
Rysunek 21. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



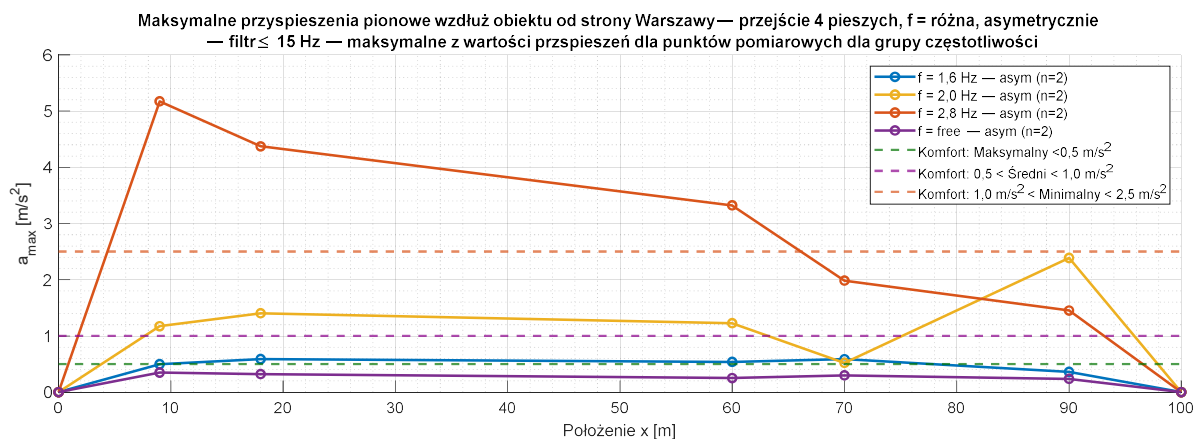
Rysunek 22. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



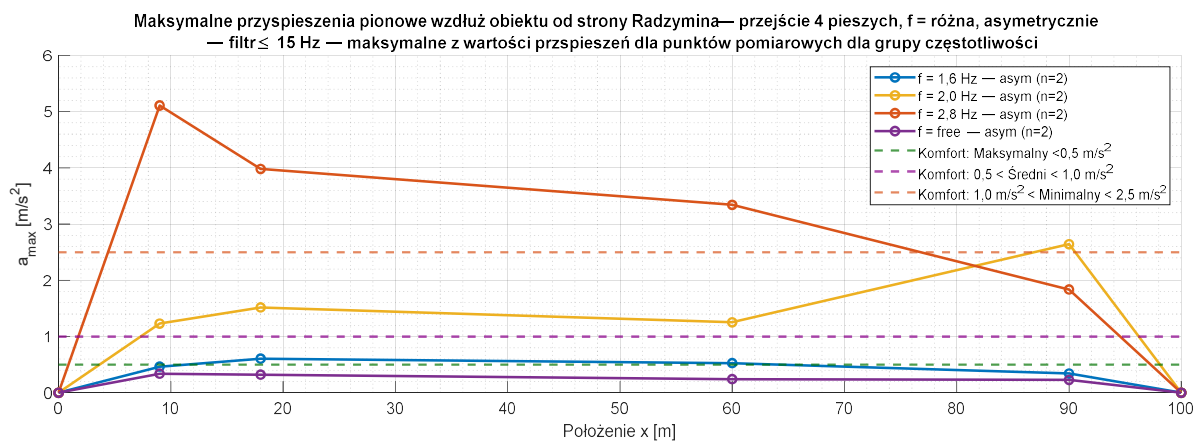
Rysunek 23. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



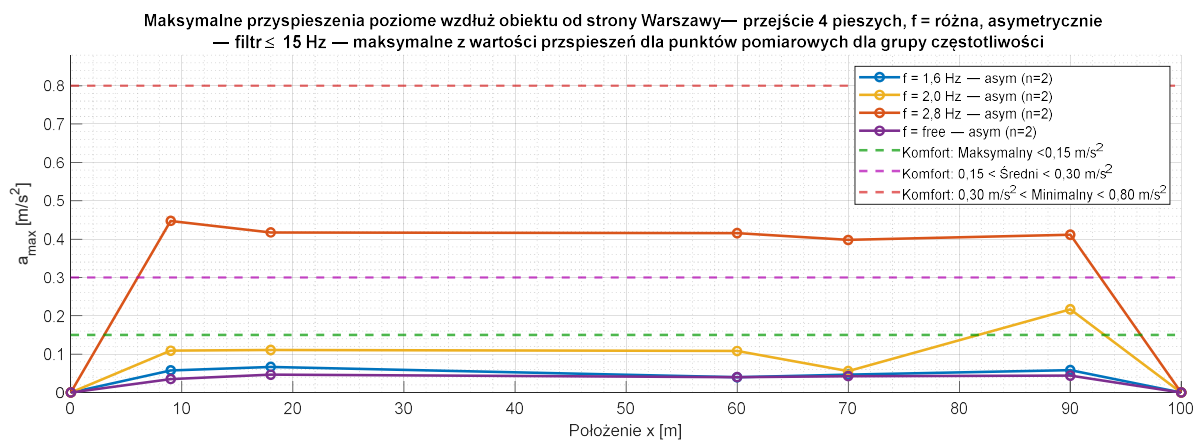
Rysunek 24. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



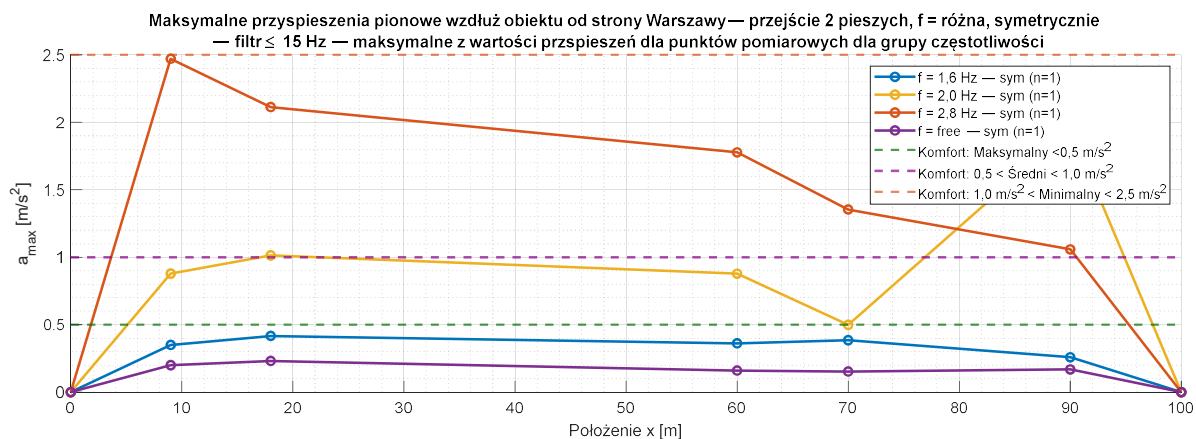
Rysunek 25. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



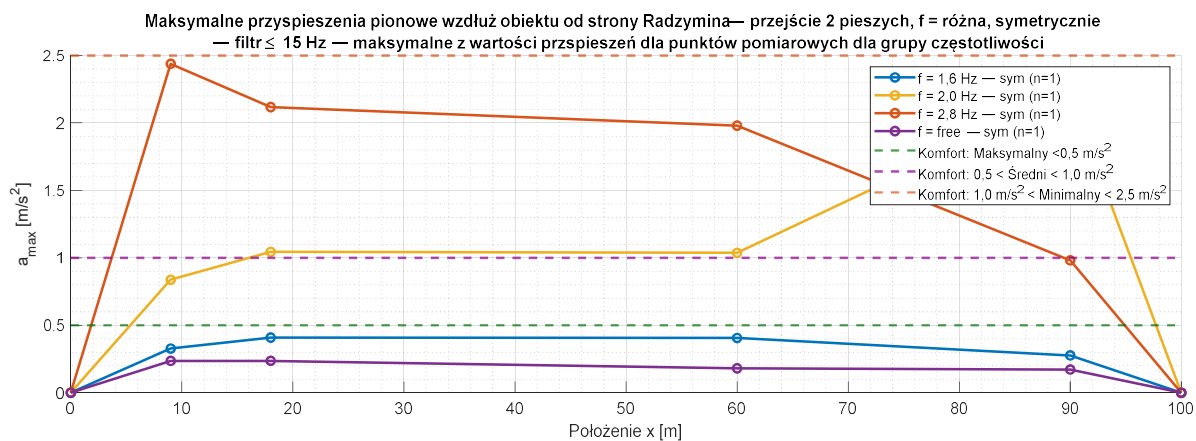
Rysunek 26. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



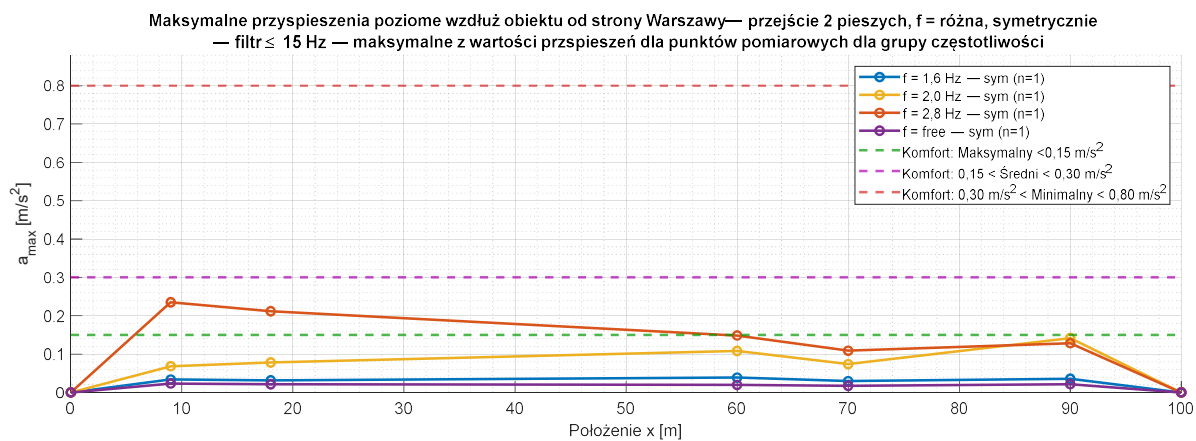
Rysunek 27. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



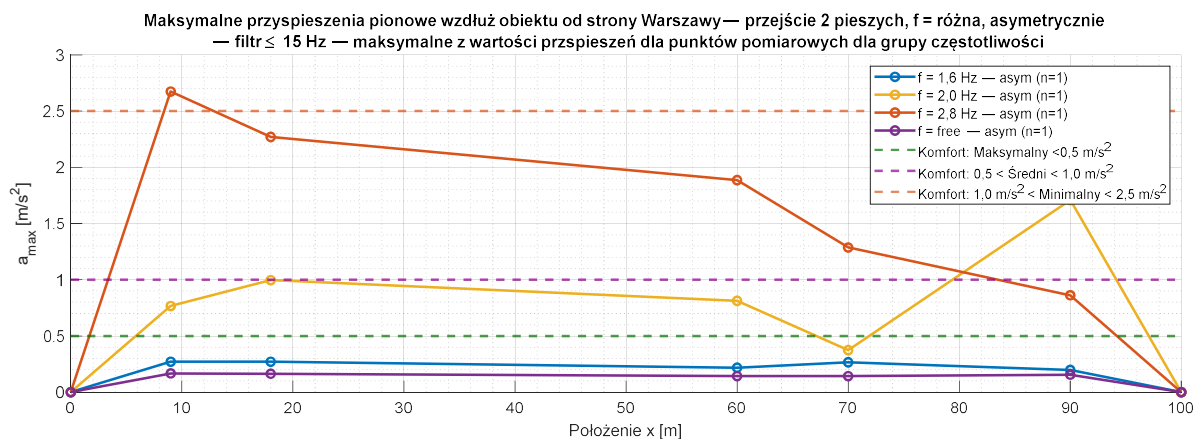
Rysunek 28. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



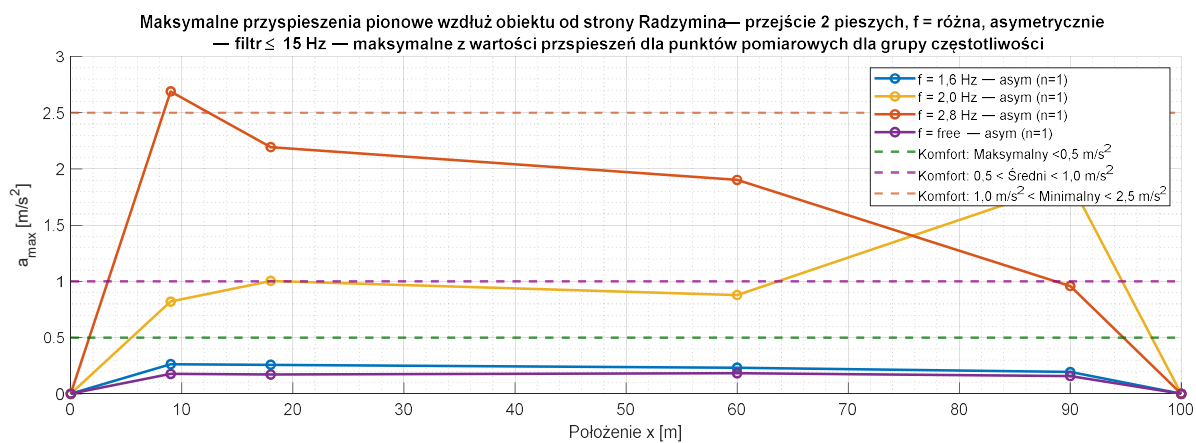
Rysunek 29. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



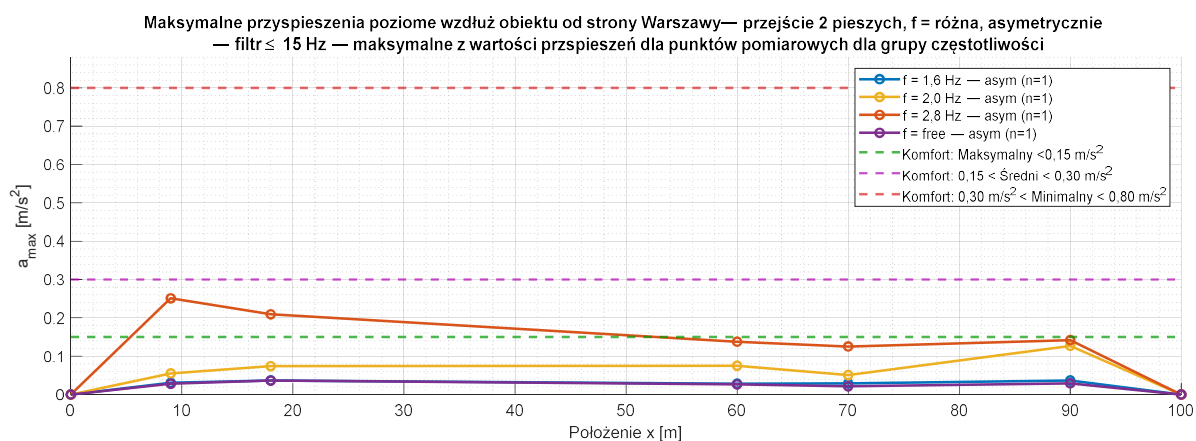
Rysunek 30. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



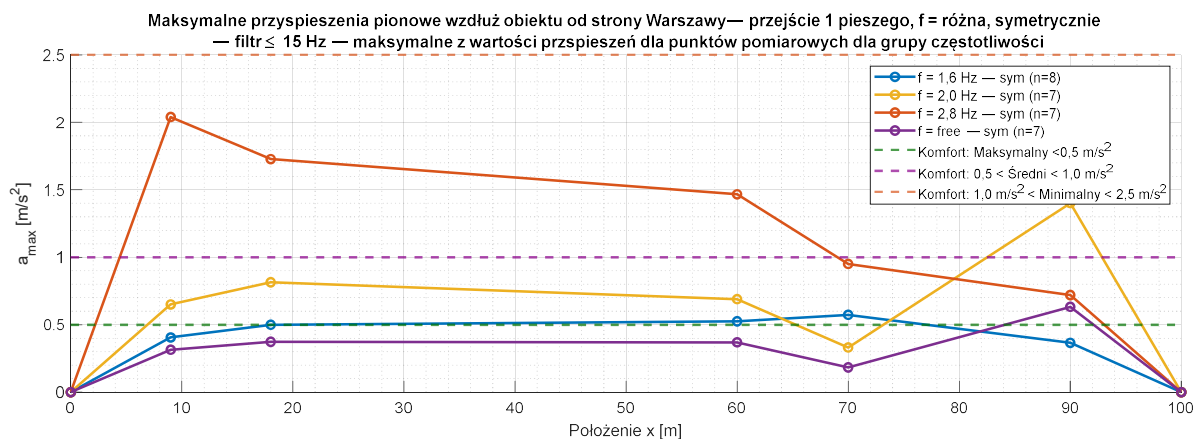
Rysunek 31. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



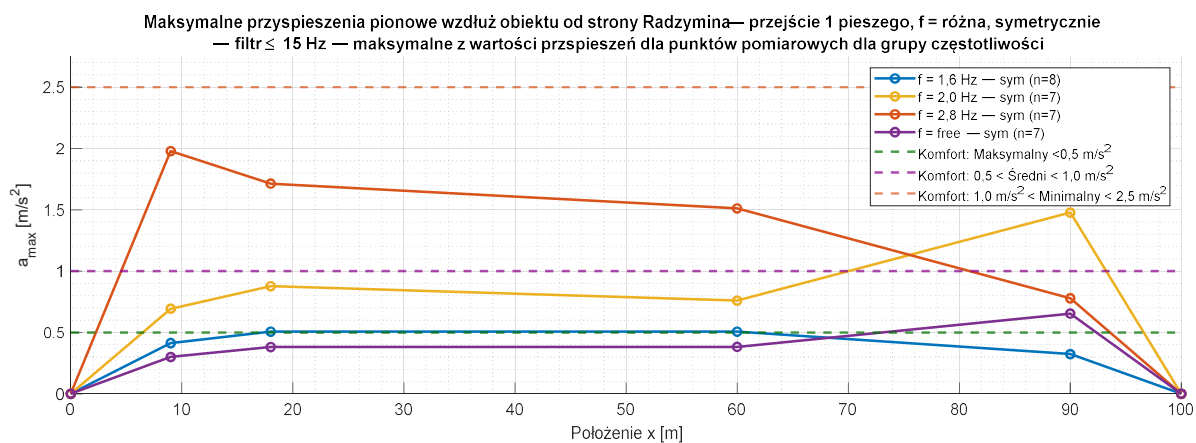
Rysunek 32. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



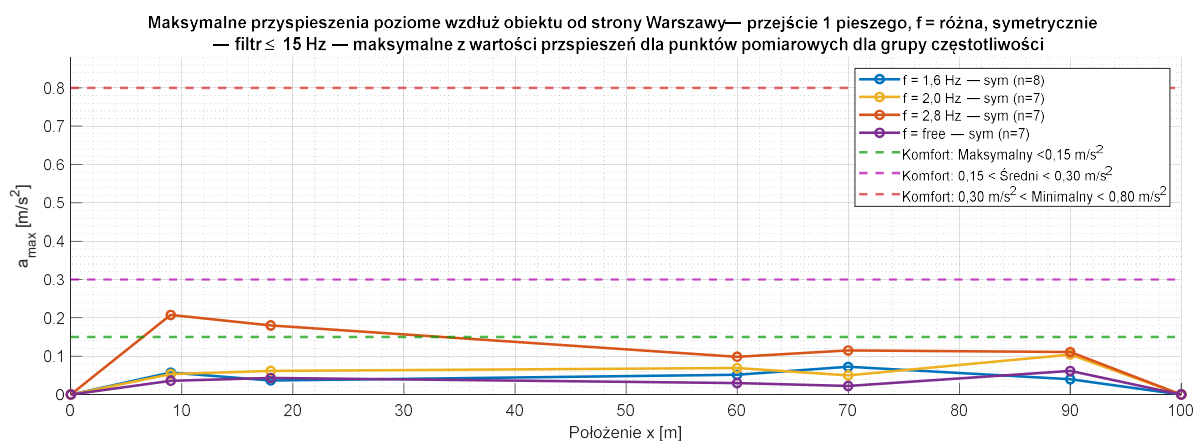
Rysunek 33. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



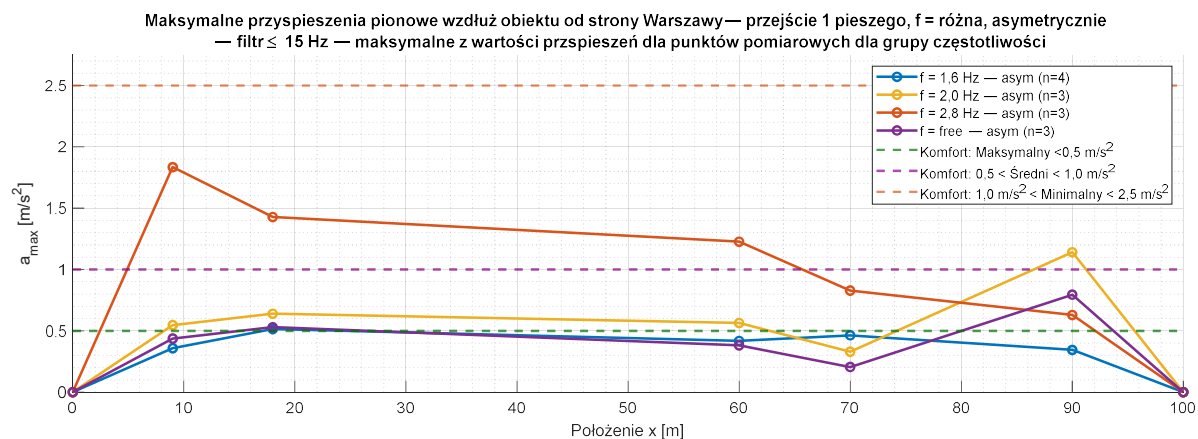
Rysunek 34. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



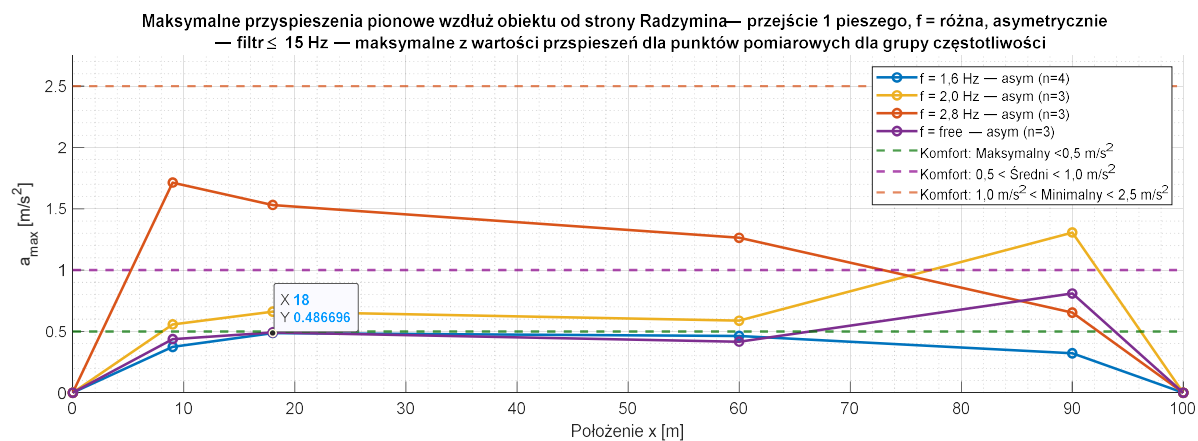
Rysunek 35. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



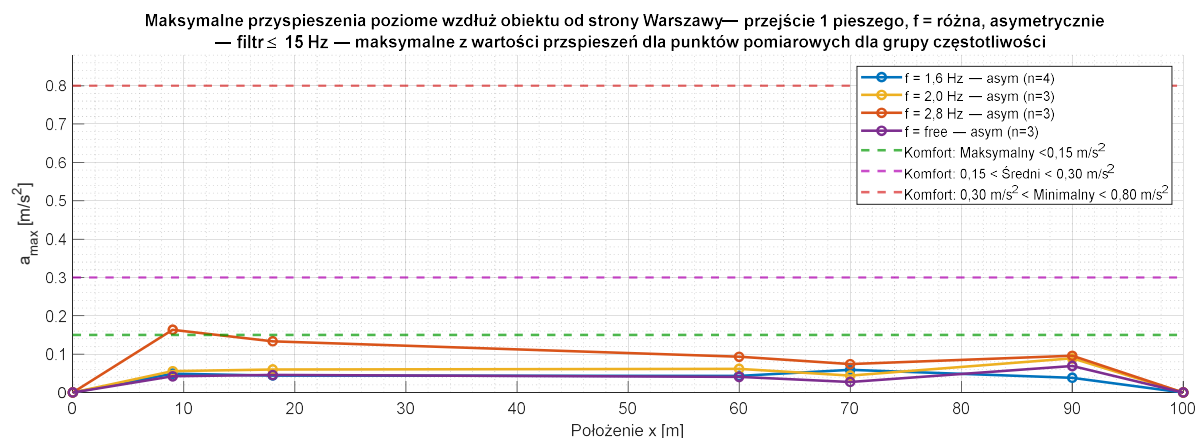
Rysunek 36. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



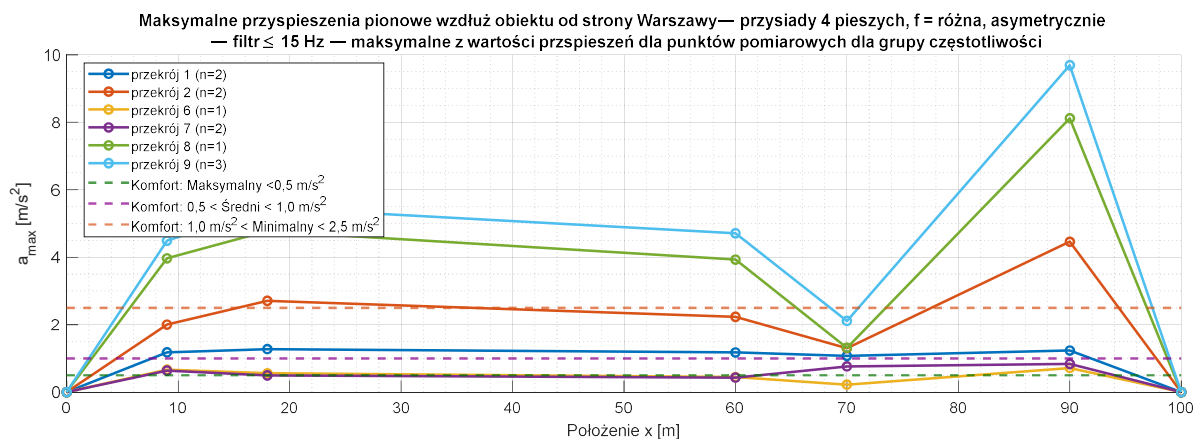
Rysunek 37. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



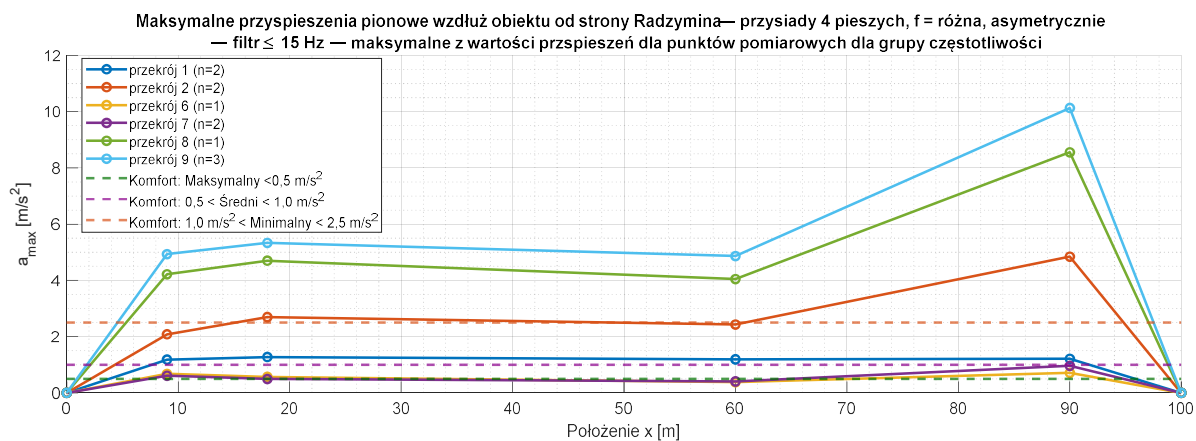
Rysunek 38. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



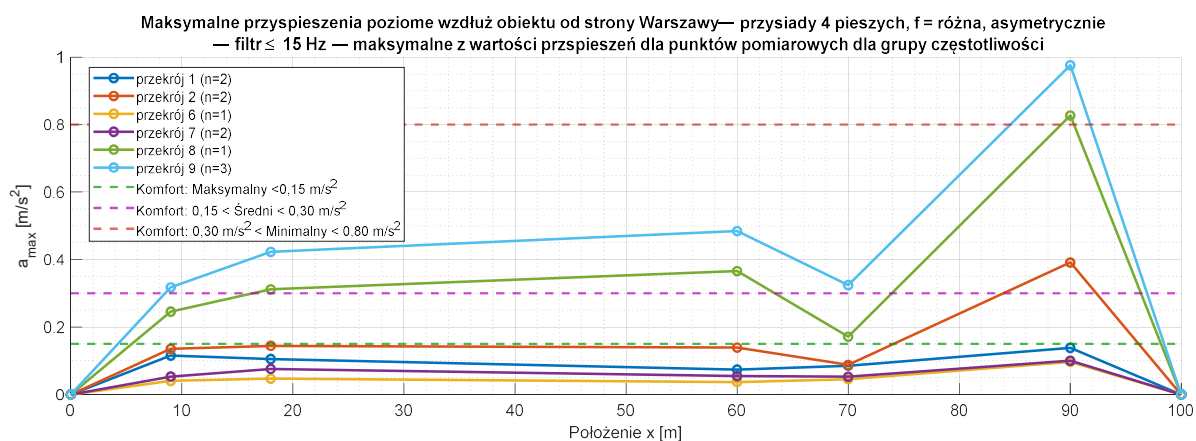
Rysunek 39. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



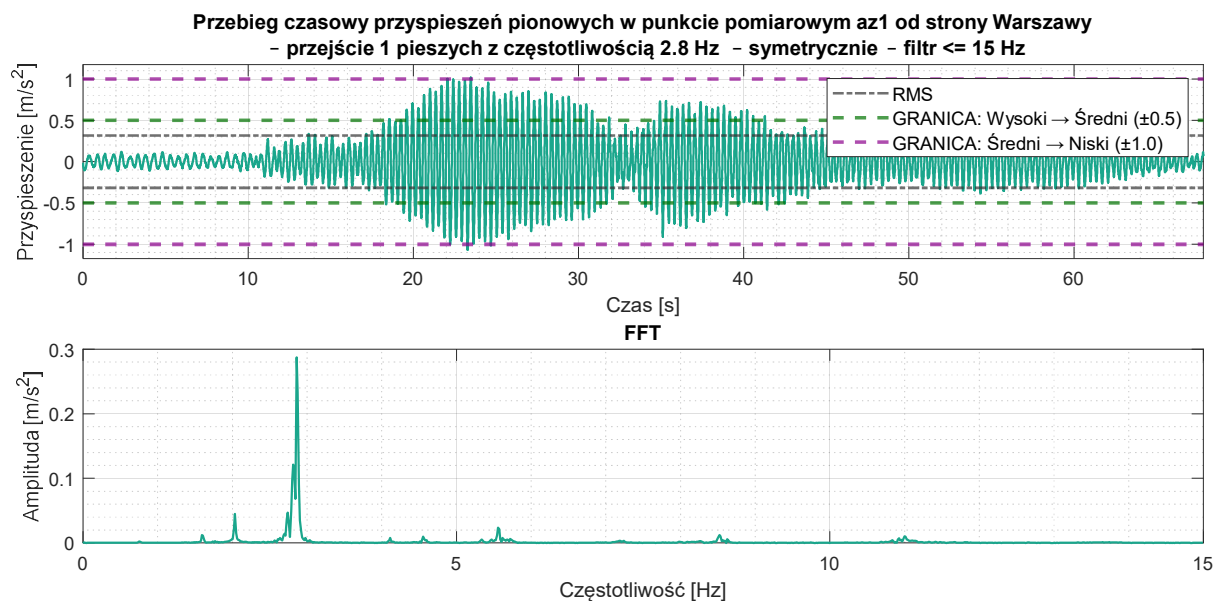
Rysunek 40. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



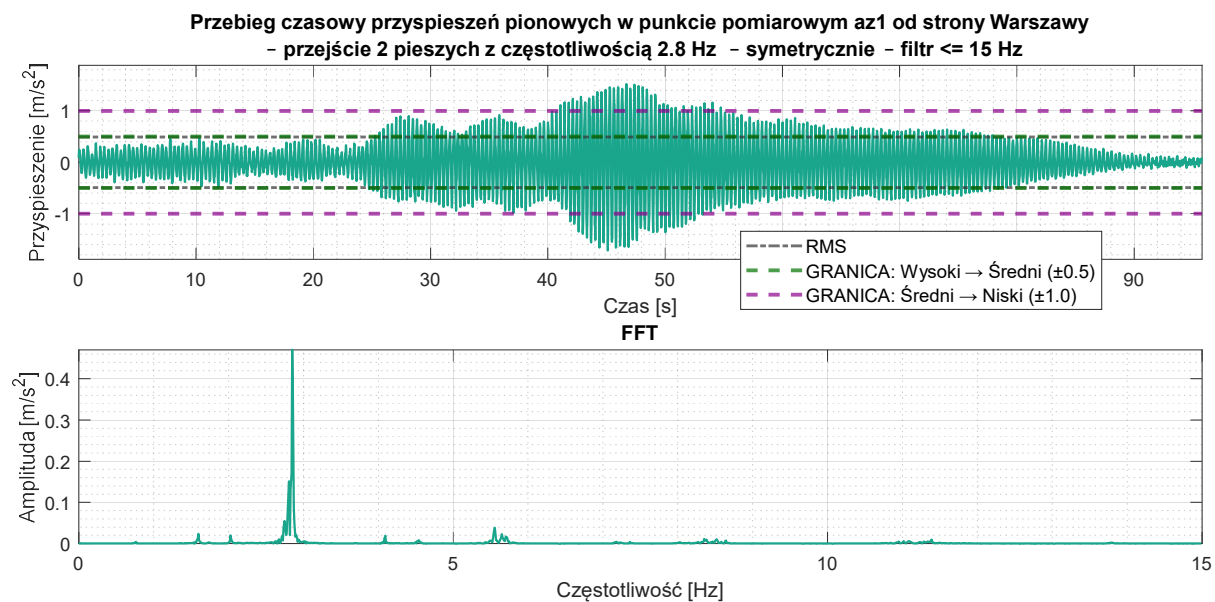
Rysunek 41. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



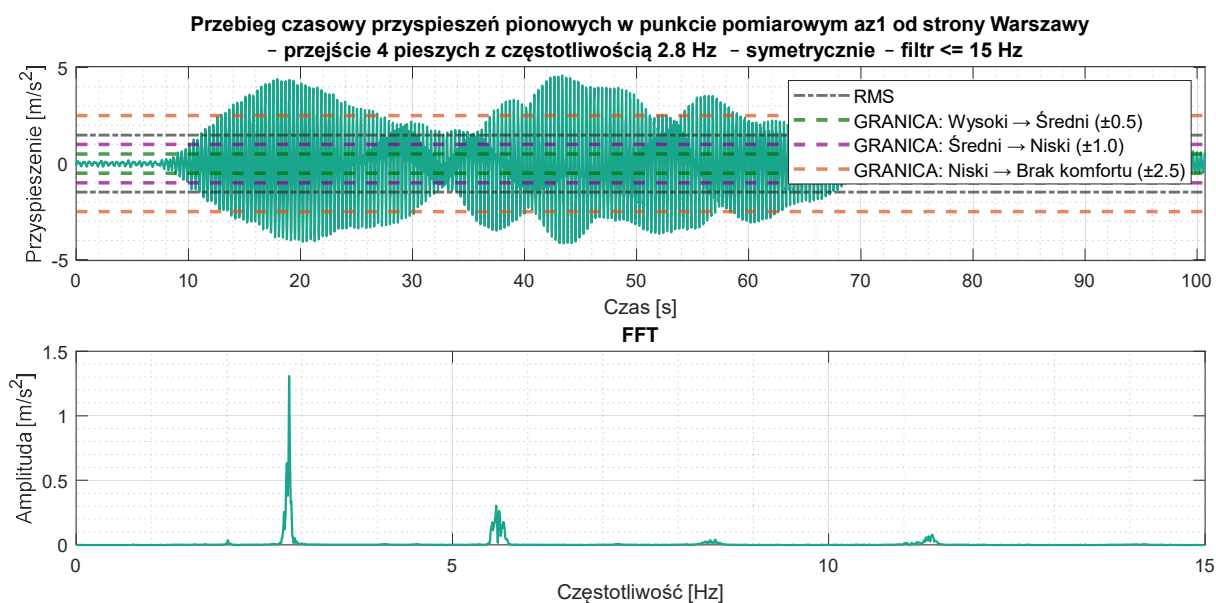
Rysunek 42. Obwiednia maksymalnych przyspieszeń pionowych



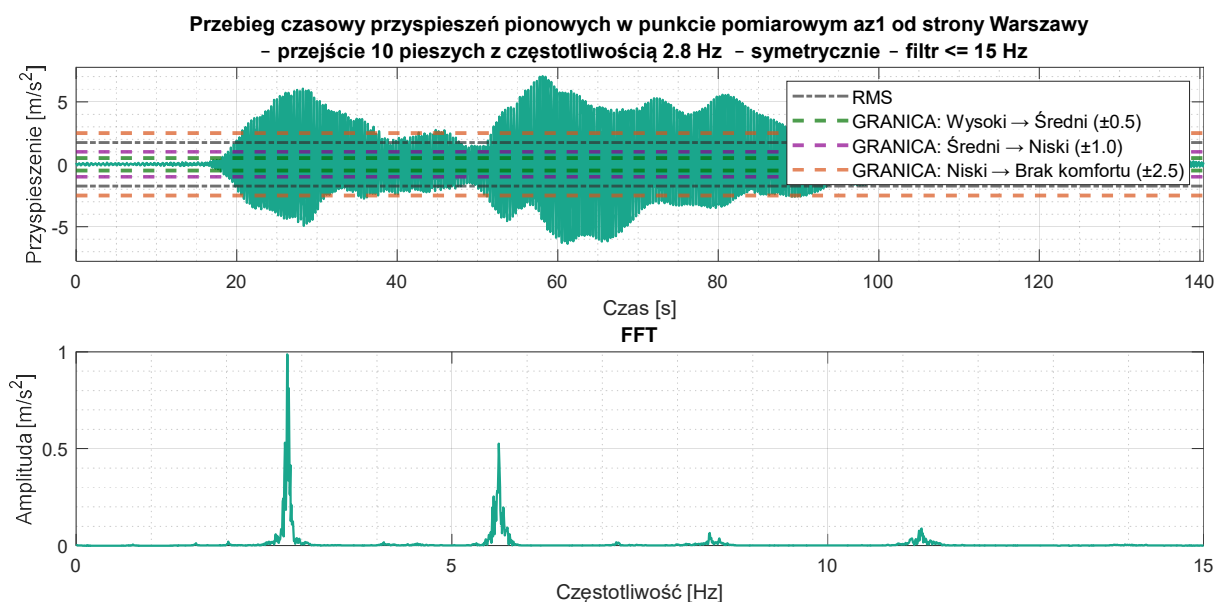
Rysunek 43. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych przyspieszeń pionowych



Rysunek 44. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych przyspieszeń pionowych



Rysunek 45. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych przyspieszeń pionowych



Rysunek 46. Przebieg czasowy przyspieszeń pionowych przyspieszeń pionowych

13. Obliczenia numeryczne

13.1. Informacje ogólne

Dla przedmiotowej kładki sprawdzono szereg rozwiązań, mających za zadanie poprawę parametrów dynamicznych. W porozumieniu z Zamawiającym wybrano wariant polegający na zamontowaniu w istniejącej konstrukcji jednego lub więcej strojonych tłumików masowych (TMD). W następnej kolejności uszczegółowiono rozwiązanie, co przedstawiono w p.13.4.

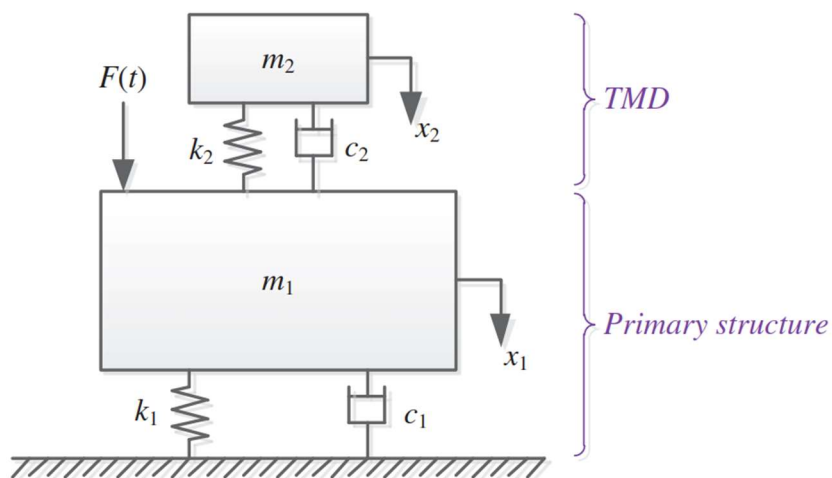
Tuned mass damper (TMD, strojony tłumik masowy) to dołączony do konstrukcji dodatkowy układ drgający (masa–sprężyna–tłumik), zestrojony tak, by w pobliżu wybranych

częstotliwości przejmował energię drgań konstrukcji i rozpraszał ją w tłumiku. W efekcie spadają przemieszczenia i przyspieszenia konstrukcji. Schemat ogólny TMD przedstawiono na Rys. 47, natomiast schemat odwzorowujący zamocowanie do belki swobodnie podpartej na Rys. 48. Tłumiki mają zastosowanie w wieżowcach, mostach, kładkach itp., a źródłem wymuszeń mogą być wiatr, pociągi albo trzęsienia ziemi. TMD „stroji się” na częstotliwość drgań własnych konstrukcji tak aby energia drgań była przekazywana do dodatkowej masy i tłumiona w jej układzie. Schemat poprawnie działającego tłumika przedstawiono na Rys. 49. W układzie konstrukcja + TMD opisuje się następujące elementy:

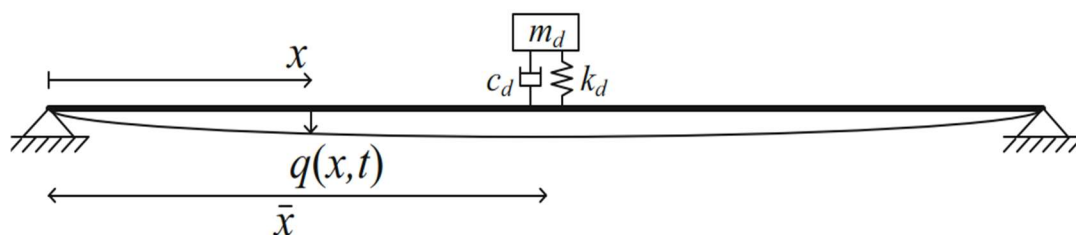
- Konstrukcja: masa m_1 , sztywność k_1 i tłumienie c_1 .
- TMD: masa m_2 , sztywność k_2 i tłumienie c_2 .

Celem jest dobranie takich parametrów TMD, aby zminimalizować odpowiedź konstrukcji w pobliżu częstości drgań własnych.

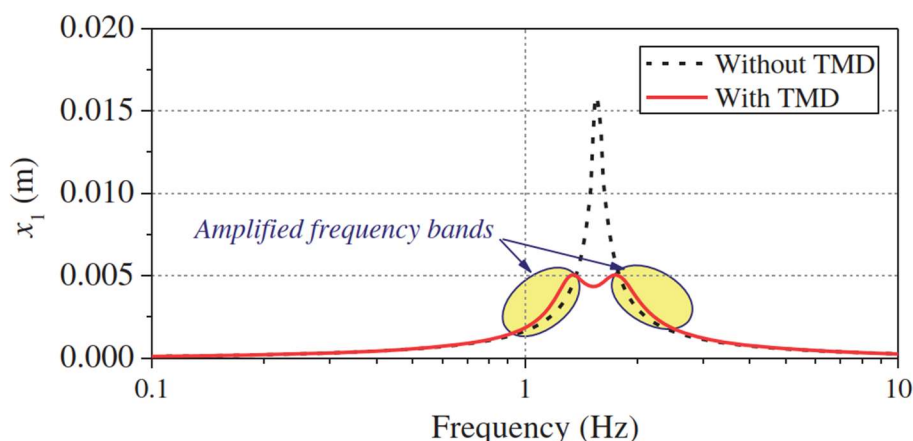
TMD działa skutecznie w wąskim paśmie. Poza nim mogą pojawić się punkty, w których odpowiedź konstrukcji jest nieco wzmocniona. Dlatego konieczna jest analiza nie tylko w punkcie strojenia, ale i w szerszym zakresie częstotliwości - szczególnie w mostach wrażliwych dynamicznie, gdzie „podbicia” mogą nakładać się na częstotliwości własne.



Rys. 47 Schemat TMD [18].



Rys. 48 Schemat TMD w zastosowaniu do belki swobodnie podpartej [19].



Rys. 49 Schemat działania TMD [18].

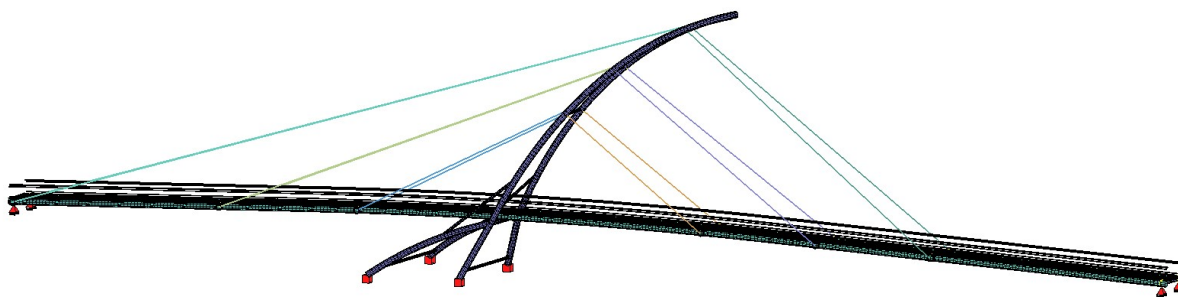
13.2. Model numeryczny

Do zaprojektowania strojonych tłumików masowych przyjęto przypadek marszu synchronicznego środkiem pomostu przez 10 osób.

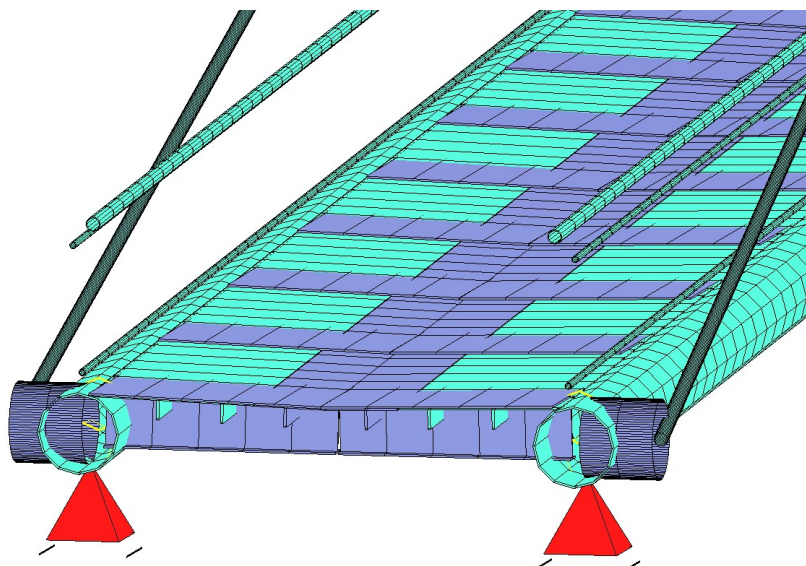
Obliczenia wykonano w modelu numerycznym w środowisku SOFiSTiK 2022. W pierwszej kolejności dokonano walidacji modelu tak, by uzyskać częstotliwości i postaci drgań własnych jak najbardziej zbliżone do uzyskanych w badaniach. W celu optymalizacji czasu wykonywania obliczeń dynamicznych wykonano model uproszczony, o pomocy wyłącznie z elementów belkowych.

Walidacja modelu polegała m. in. na:

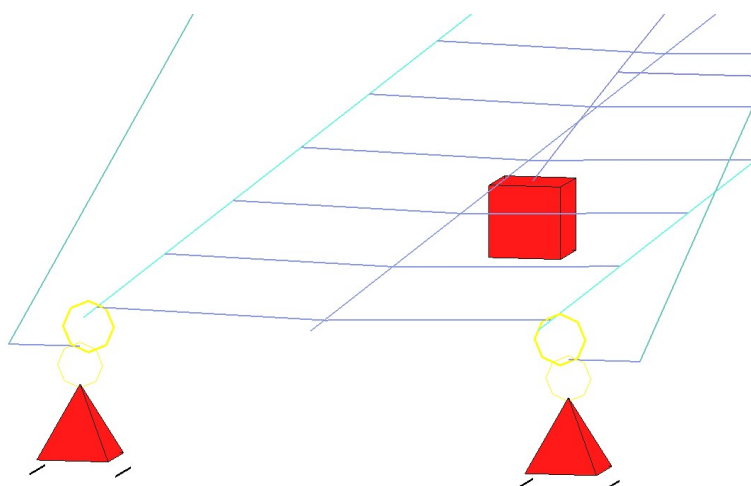
- korekcie sztywności i ciężaru własnego względem wartości nominalnych dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych (m. in. celem uwzględnienia niepełnego stopnia współpracy balustrad z resztą konstrukcji)
- doborze wielkości elementów skończonych;
- doborze długości kroku czasowego analizy dynamicznej.



Rys. 50 Model obliczeniowy - wizualizacja



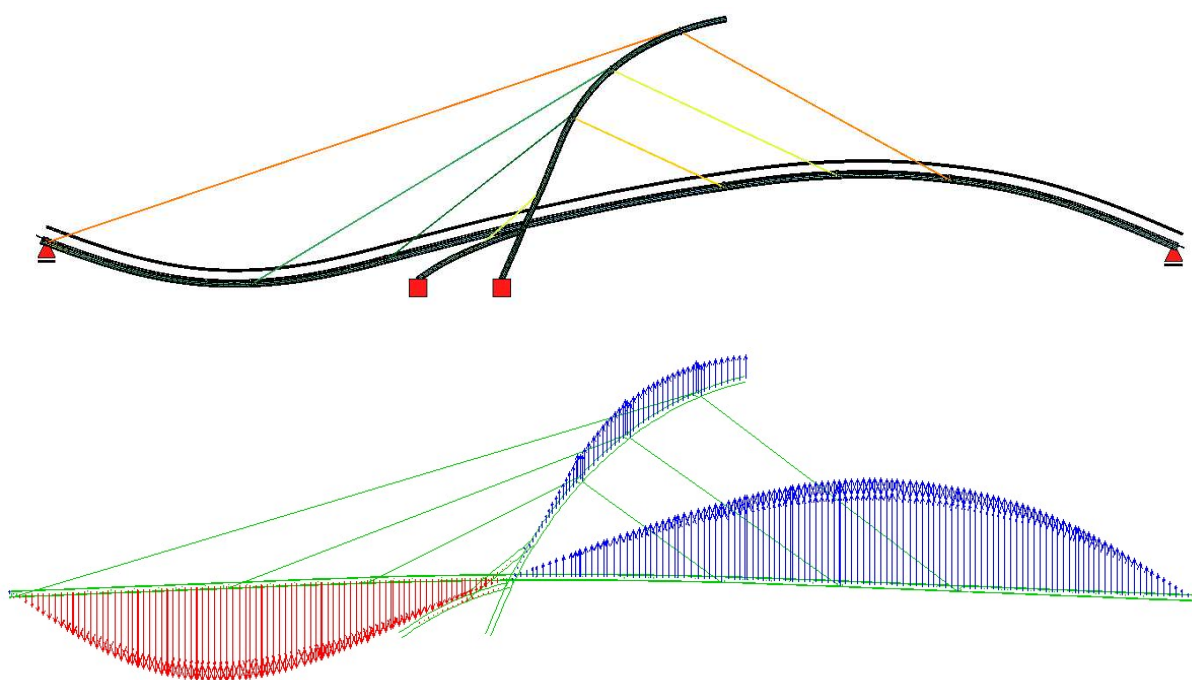
Rys. 51 Model obliczeniowy – szczegół strefy przypodporowej – wizualizacja



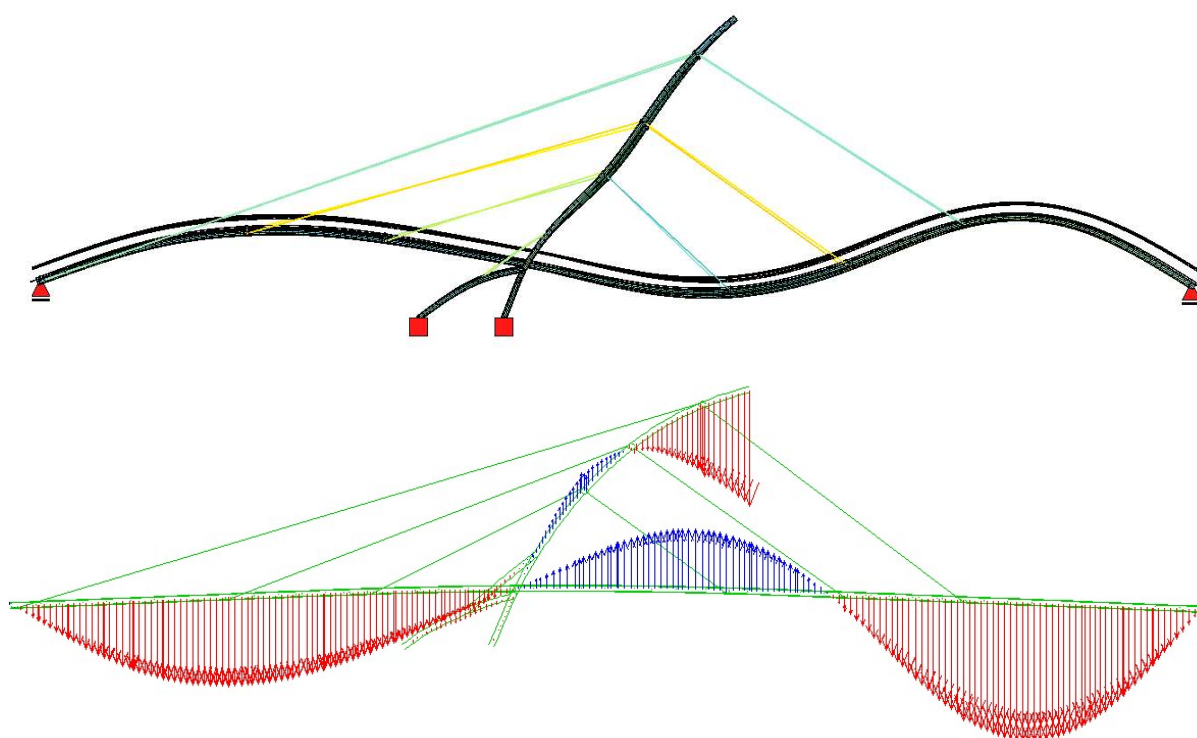
Rys. 52 Model obliczeniowy – szczegół strefy przypodporowej – podział konstrukcji na elementy skończone

Ostatecznie uzyskano postaci i częstotliwości drgań własnych pionowych przedstawione na Rys. 53 - Rys. 55. Porównanie uzyskanych częstotliwości drgań własnych z metodą badawczą (CFDD) przedstawiono w Tab. 5. W tabeli przedstawiono jedynie trzy pierwsze częstotliwości drgań pionowych, mające w świetle prowadzonych analiz największe znaczenie dla komfortu użytkowników kładki.

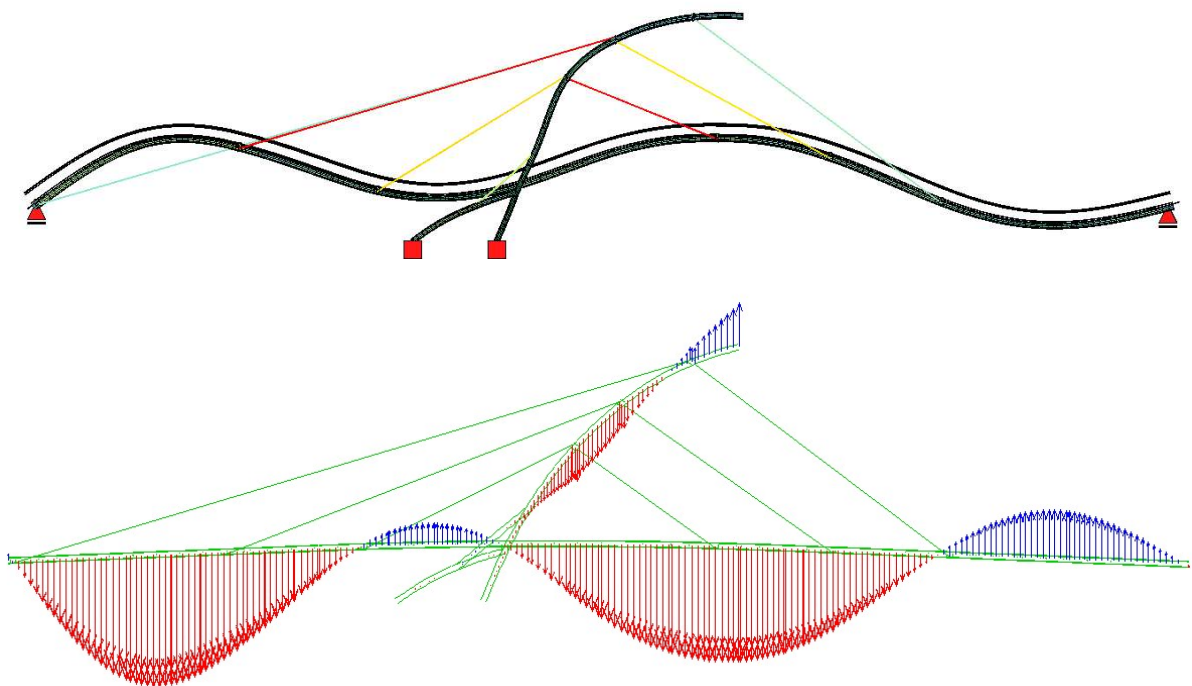
Dalsze analizy prowadzono dla częstotliwości drgań własnych odpowiadających 2. i 3. postaci drgań, bowiem przy tych częstotliwościach uzyskano największą odpowiedź konstrukcji. Wszelkie oddziaływania poza częstotliwościami rezonansowymi skutkować będą mniej niekorzystną sytuacją obliczeniową, w związku z tym zostały pominięte.



Rys. 53 Model obliczeniowy – pierwsza pionowa postać drgań własnych, $f_1=1,51$ Hz



Rys. 54 Model obliczeniowy – druga pionowa postać drgań własnych, $f_2=1,98$ Hz



Rys. 55 Model obliczeniowy – trzecia pionowa postać drgań własnych, $f_3=3,00$ Hz

Tab. 5 Porównanie częstotliwości drgań własnych uzyskanych w badaniach i modelu numerycznym

Numer pionowej postaci drgań własnych [-]	f_i [Hz]		Błąd względny [%]
	CFDD	Model numeryczny	
1	1,601	1,51	-6%
2	2,025	1,98	-2%
3	2,865	3,00	5%

Obciążenie pieszym zamodelowano jako punktowe, zmienne w czasie, cykliczne. Do wyznaczenia funkcji obciążenia posłużono się zależnością opisaną przez Żółtowskiego w [24], będącą modyfikacją funkcji Bachmanna. Funkcja ma postać szeregu Fouriera jako suma składowych harmonicznym sinusoidalnym, z ograniczeniem liczby funkcji trygonometrycznych do trzech:

$$F_{(t)} = BW * \{1 + A * [\sin(2\pi * f * t)] + 0,25 \sin(4\pi * f * t) + 0,25 \sin(6\pi * f * t + \pi)]\}$$

Gdzie:

BW – masa ciała pieszego (ang. body weight) [kN],

f – częstość kroków [Hz],

t – czas [s],

A – współczynnik wzmocnienia dynamicznego [kN] wyznaczony zgodnie ze wzorem:

$$A = 0,4 * f + 0,6BW - 0,84$$

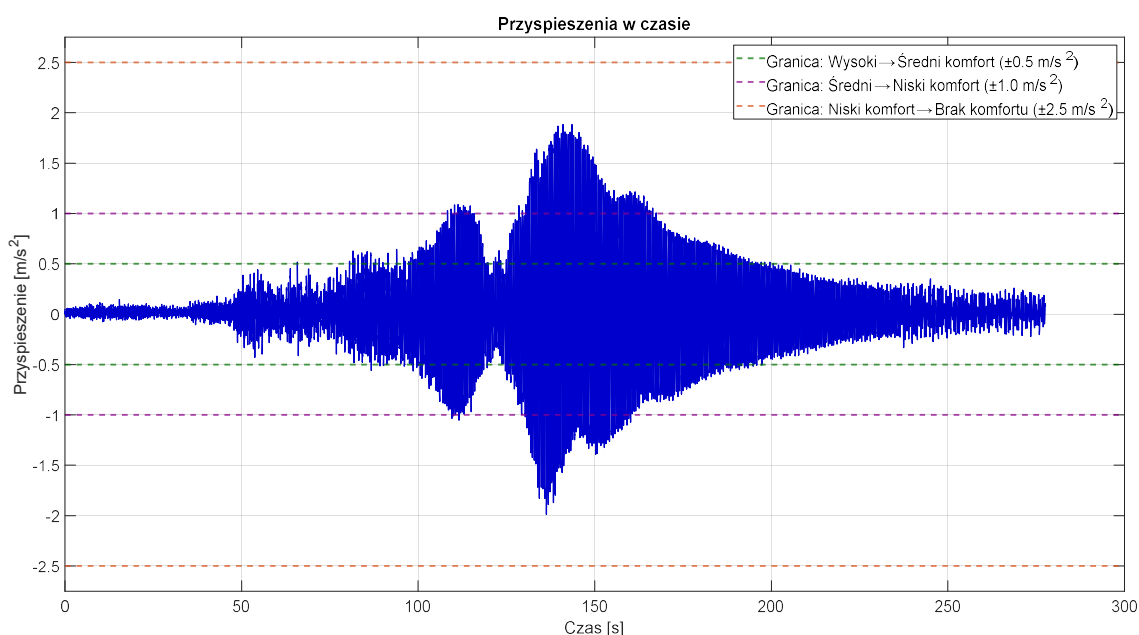
Użyte w modelu masy ciała w funkcji obciążeń i rozmieszczenie pieszych odpowiadają wykonanym badaniom.

13.3. Sprawdzenie przyspieszeń pionowych

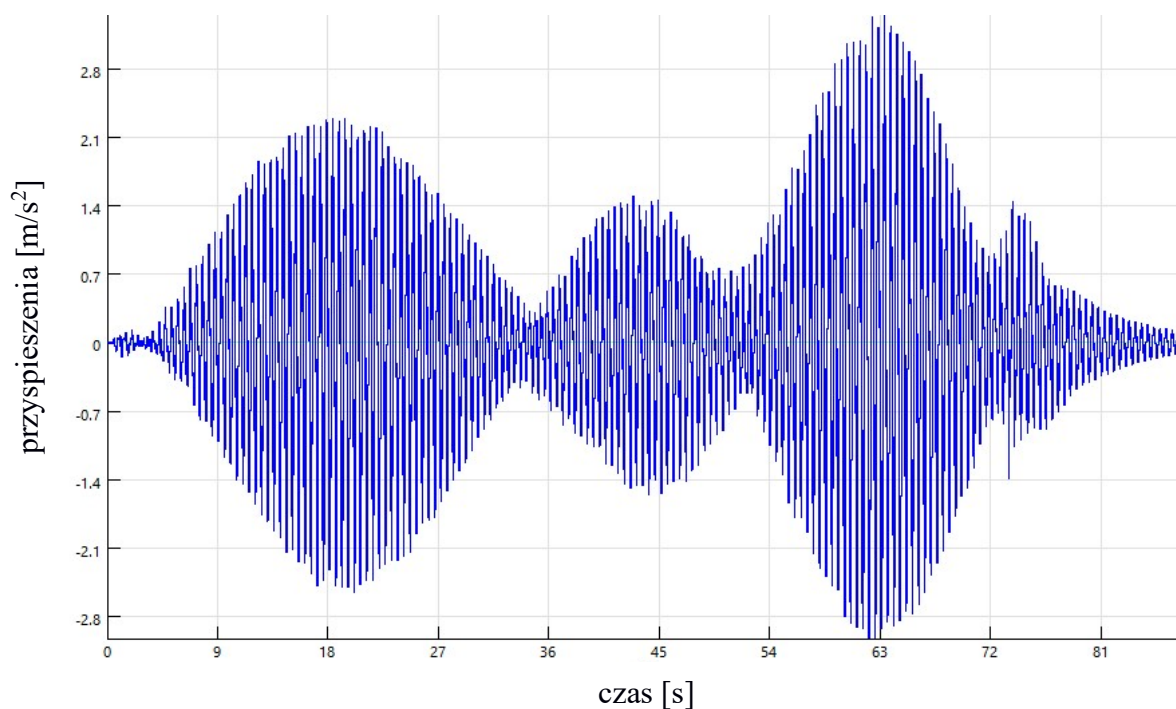
W modelu zadano przejścia grup pieszych o charakterystykach (prędkość, tempo stawiania kroków) odpowiadających wyznaczonym częstościom drgań własnych. Obliczenia numeryczne potwierdziły wrażliwość konstrukcji przede wszystkim wobec wymuszeń odpowiadających 3. postaci drgań własnych. W drugiej kolejności konstrukcja wykazuje się wrażliwością wobec wymuszeń zgodnych z 2. częstotliwością drgań własnych. Wobec tego dalszych analiz dokonywano z uwagi na 2. i 3. postać.

Sprawdzenia przyspieszeń pionowych dokonano w punktach charakterystycznych pomostu (na wysokości zakotwień want i w połowach odległości między nimi), analogicznie jak podczas badań.

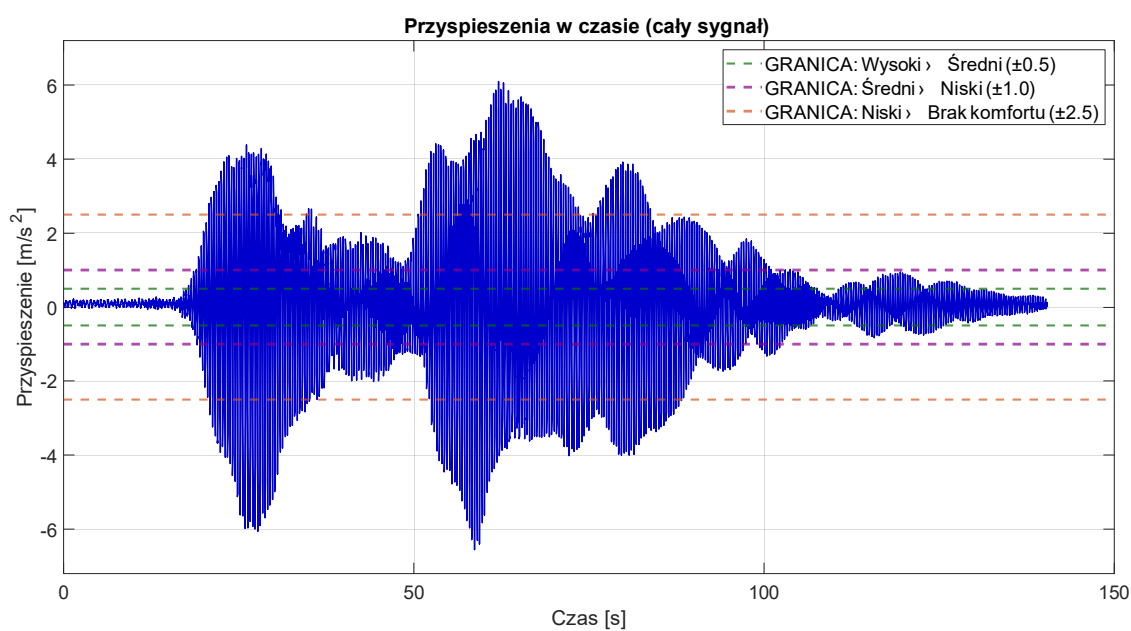
Porównanie wyników badań oraz obliczeń numerycznych przedstawiono na Rys. 56 - Rys. 59 i w Tabela 6.



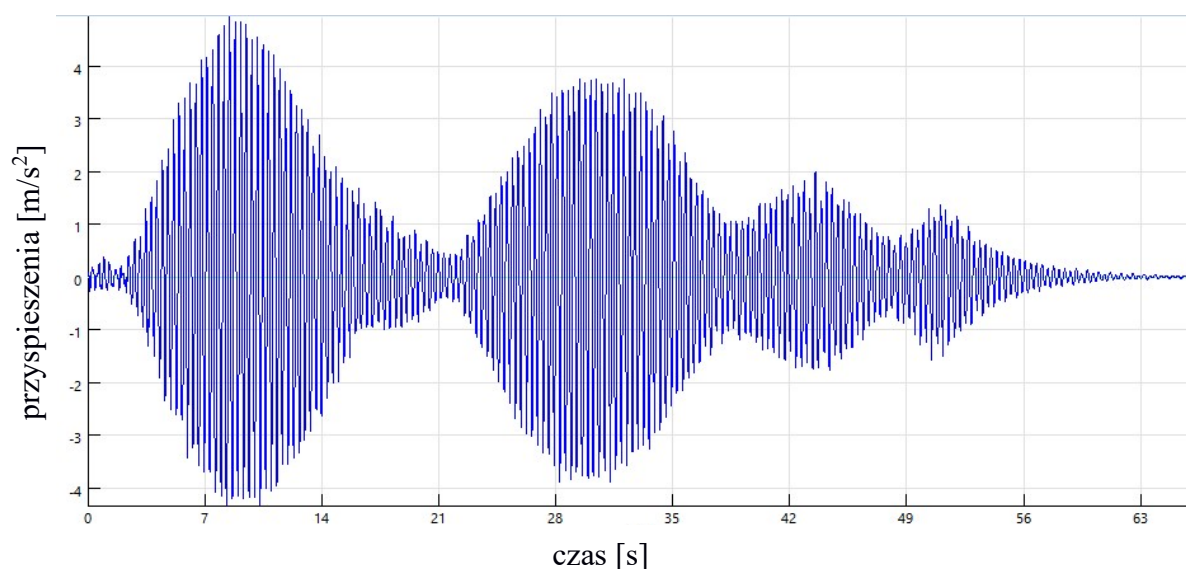
Rys. 56 Ekstremalne przyspieszenia pionowe od przejścia 10 osób z częstotliwością odpowiadającą drugiej postaci drgań własnych ($f_2=2,00$ Hz), uzyskane w badaniach



Rys. 57 Ekstremalne przyspieszenia pionowe od przejścia 10 osób z częstotliwością odpowiadającą drugiej postaci drgań własnych ($f_2=1,98$ Hz), uzyskane w modelu numerycznym



Rys. 58 Ekstremalne przyspieszenia pionowe od przejścia 10 osób z częstotliwością odpowiadającą trzeciej postaci drgań własnych ($f_3=2,865$ Hz), uzyskane w badaniach



Rys. 59 Ekstremalne przyspieszenia pionowe od przejścia 10 osób z częstotliwością odpowiadającą trzeciej postaci drgań własnych ($f_3=3,00$ Hz), uzyskane w modelu numerycznym

Tabela 6 Porównanie ekstremalnych przyspieszeń uzyskanych w badaniach i modelu numerycznym

Nr postaci drgań pionowych	Ekstremalne przyspieszenia pionowe $ a_{\max} $ [m/s ²]		Błąd względny modelu numerycznego [-]
	Badania	Model numeryczny	
2	1,99	3,36	+40%
3	5,96	5,04	-18%

Z uwagi na występowanie znaczących różnic w wartościach przyspieszeń pionowych, w dalszych rozważaniach uwzględniono błąd przyspieszeń pionowych dla przejść z częstotliwością odpowiadającą 3 postaci drgań własnych tj. przyspieszenia uzyskane w modelu numerycznym pomnożono przez współczynnik $f_{a3}=1,18$ [-]. Przyspieszenia dla częstotliwości odpowiadającej 2. postaci pozostawiono bez zmian jako niekorzystne dla projektowanego rozwiązania poprawy właściwości dynamicznych kładki.

13.4. Strojony tłumik masowy (TMD)

Na podstawie analiz stwierdzono, że najkorzystniejszym rozwiązaniem będzie zastosowanie strojonych tłumików masowych zarówno wobec 2., jak i 3. postaci drgań własnych konstrukcji. Z uwagi na rozmiary projektowanych tłumików drgań oraz geometrię pomostu wraz z kolektorem, zdecydowano się na zastosowanie dwóch par tłumików w dwóch przekrojach pomostu, odpowiadających ekstremalnym wychyleniom konstrukcji w 2. i 3. postaci drgań własnych.

Przy dobieraniu TMD posłużono się formułami Den Hartoga. Z uwagi na rozbieżności częstotliwości drgań własnych uzyskanych w badaniach i modelu numerycznym, wyznaczono cechy TMD rzeczywiste (do wykonania w konstrukcji w ramach niniejszego projektu) oraz

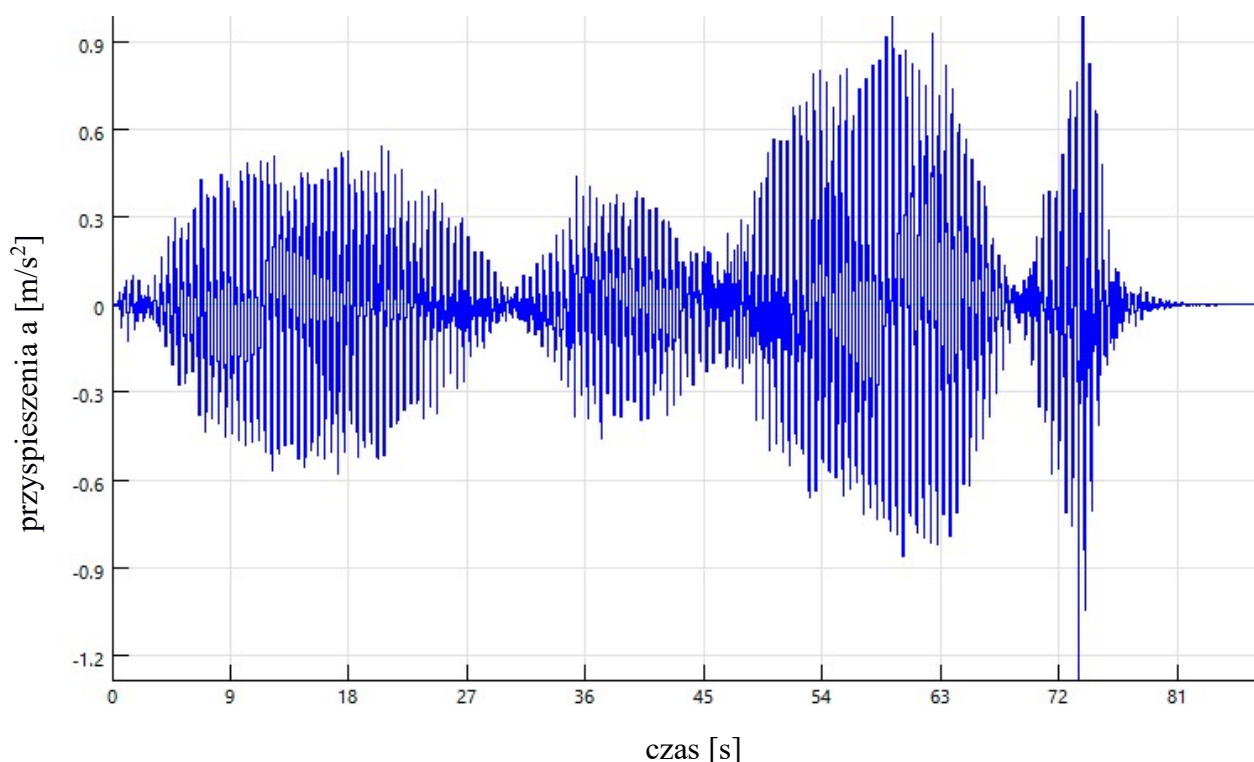
modelowe (do oszacowania ekstremalnych przyspieszeń w obliczeniach numerycznych). Właściwości rzeczywistych TMD zestawiono w Tabela 7.

Tabela 7 Właściwości projektowanych strojonych tłumików masowych

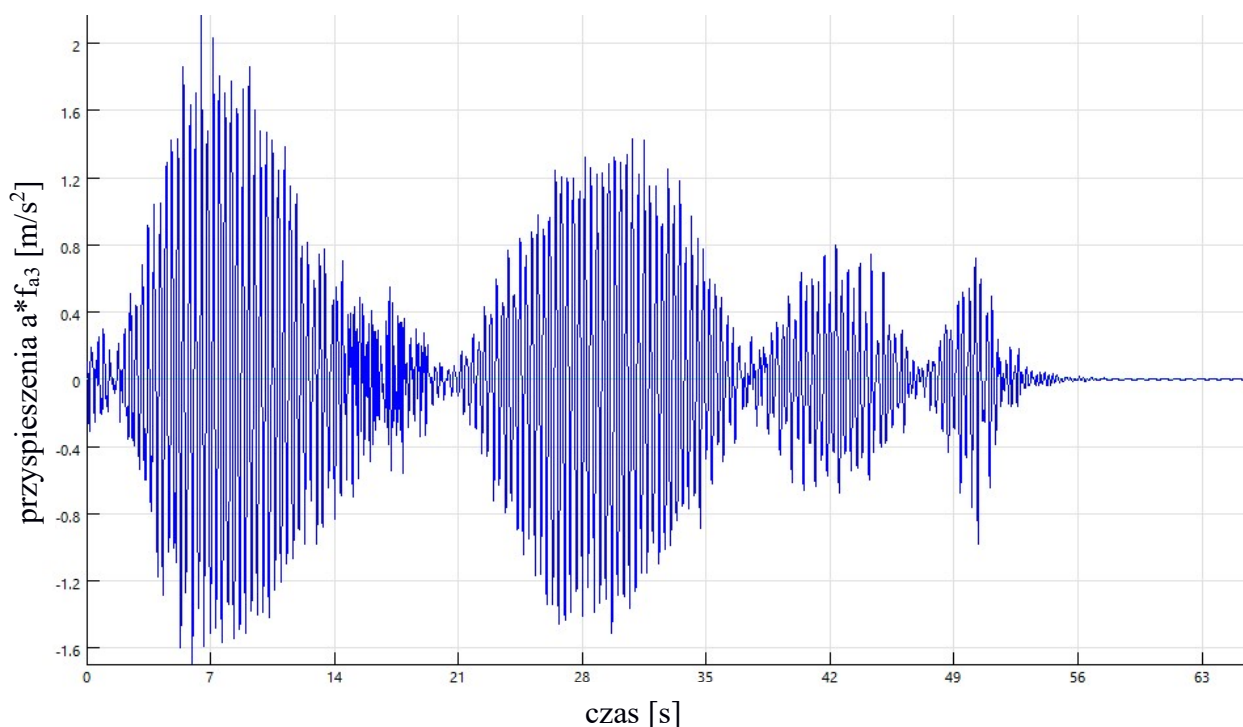
Nr postaci drgań pionowych i	Masa modalna danej postaci M_i [kg]	Stosunek mas dla pary TMD μ [-]	Właściwości pojedynczego TMD				
			Masa m [kg]	Częstotliwości drgań własnych $f_{i,tmd}$ [Hz]	Sztywność sprężyn k [kN/m]	Stała tłumienia c_d [kNs/m]	Przesuw pionowy s [mm]
2	22076	3,5%	385	1,96	62,3	1,10	+/-38
3	26599	3,5%	465	2,77	150,6	1,88	+/-20

Z uwagi na możliwości dopasowania TMD do istniejącej konstrukcji, wymiary ograniczono zgodnie z dokumentacją rysunkową.

Ekstremalne przyspieszenia dla przejść z częstotliwościami rezonansowymi odpowiadającymi 2. i 3. postaci drgań własnych przedstawiono na Rys. 60 - Rys. 61. Szacowane wartości ekstremalnych przyspieszeń pomostu od marszu synchronicznego 10 osób zestawiono w Tabela 8.



Rys. 60 Ekstremalne przyspieszenia pionowe od przejścia 10 osób z częstotliwością odpowiadającą drugiej postaci drgań własnych ($f_2=1,98$ Hz), uzyskane w modelu numerycznym – z zastosowaniem strojonych tłumików masowych



Rys. 61 Ekstremalne przyspieszenia pionowe od przejścia 10 osób z częstotliwością odpowiadającą trzeciej postaci drgań własnych ($f_3=3,00$ Hz), uzyskane w modelu numerycznym – z zastosowaniem strojonych tłumików masowych (z uwzględnieniem mnożnika $f_{a3}=1,18$)

Tabela 8 Szacowane wartości ekstremalnych przyspieszeń pomostu od marszu synchronicznego 10 osób

Nr postaci drgań pionowych	Ekstremalne przyspieszenia pionowe $ a_{\max} $ [m/s ²]		Względna redukcja przyspieszeń [-]
	Stan istniejący	Stan projektowany (montaż TMD)	
2	1,99	1,28	36%
3	5,96	2,19*	63%

* dla wartości przyspieszeń zastosowano mnożnik $f_{a3}=1,18$ [-]

Podsumowując, ekstremalne przyspieszenia od synchronicznego marszu 10 osób szacuje się na poziomie 2,19 m/s², co daje spadek 63% względem stanu istniejącego. Porównywalna redukcja dla trzeciej (najbardziej wrażliwej dla konstrukcji) częstotliwości drgań powinna być obserwowalna również przy innych rodzajach wymuszeń (marsz grup przy innych liczebnościach, marsz zdesynchronizowany tłumy, oddziaływania środowiskowe, działania wandalistyczne).

Zmniejszenie przyspieszeń pozytywnie wpłynie również na żywotność zmęczeniową konstrukcji.

Sam ciężar strojonych tłumików masowych wraz z podkonstrukcją generuje w analizie statycznej obliczeniowe naprężenia zredukowane wg hipotezy HMM na poziomie 2% wytrzymałości stali konstrukcji (pylon, pomost). Zgodnie z wykonaną analizą, naprężenia te

mieszczą się w istniejących zapasach nośności konstrukcji. Dodatkowy ciężar urządzeń nie wpłynie zatem na bezpieczeństwo ogółu konstrukcji.

Charakterystyczne ugięcia statyczne pomostu od ciężaru TMD wraz z podkonstrukcją mieszczą się w granicach 5 mm (przy rozpiętości przęseł 42 i 58 m), zatem ich wpływ jest znikomy z uwagi na stan graniczny użytkowania konstrukcji. Użycie strojonych tłumików masowych wpłynie natomiast pozytywnie na ugięcia dynamiczne konstrukcji.

14. Założenia projektowe

14.1. Informacje ogólne

W ramach przeprowadzonych badań na przedmiotowej kładce stwierdzono znaczne przekroczenie dopuszczalnych przyspieszeń pionowych pomostu kładki w świetle kryteriów komfortu podanych w wytycznych [10, 25-27].

Co więcej, podczas wizji lokalnej stwierdzono, że drgania kładki wzbudzanej podmuchami od pojazdów przejeżdżających drogą DW 632 były wyraźnie wyczuwalne. Można przypuszczać, że takie drgania zagrażają obecnie żywotności zmęczeniowej konstrukcji. Analiza zmęczeniowa nie była jednak przedmiotem niniejszego opracowania.

Istniejące uszkodzenia przyspieszają degradację obiektu oraz obniżają jego estetykę. Pozostałe projektowane prace remontowe mają na celu przedłużenie żywotności obiektu, jak również poprawę jego estetyki oraz poprawę komfortu i bezpieczeństwa użytkowników.

Tabela 9 Zestawienie danych ewidencyjnych dla inwestycji

L.p.	Nr działki	Obręb ewidencyjny	Jednostka ewidencyjna	Właściciel
1	309/1	0003 Cegielnia	143409_5	Mazowiecki Zarząd Dróg Wojewódzkich w Warszawie
2	326			
3	331/112			
4	331/153			

14.2. Informacje i dane o ochronie konserwatorskiej

Istniejący obiekt nie znajduje się pod ochroną Konserwatora Zabytków, nie jest wpisany do rejestru zabytków oraz nie został wpisany do Gminnej Ewidencji Zabytków. Projektowana inwestycja nie znajduje się na obszarze objętym ochroną konserwatorską oraz nie podlega ochronie na podstawie ustaleń miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego.

Na terenie planowanej inwestycji nie występują obiekty dziedzictwa kulturowego. W toku prac koncepcyjnych i projektowych nie zlokalizowano na tym terenie stanowisk archeologicznych, obszarów uzdrowiskowych i uzdrowisk.

Realizacja inwestycji ze względu na rodzaj oraz położenie nie będzie oddziaływać na środowisko naturalne.

15. Rozwiązania projektowe

15.1. Informacje ogólne

W ramach remontu należy zapewnić bezpieczeństwo osobom poruszającym się po obiekcie. Prace dominujące polegają na naprawie powłok antykorozyjnych elementów konstrukcji oraz wymianie nawierzchnioizolacji. Podczas prowadzenia robót remontowych należy uwzględnić etapowy przebieg prac związanych z wymianą nawierzchnioizolacji tak, aby umożliwić ruch pieszey i rowerowy połową szerokości ciągu.

Projekt zakłada wykonanie dwóch par strojonych tłumików drgań wraz z podkonstrukcjami pod pomostem obiektu. Wskazane elementy zlokalizowane będą nad jezdniami al. Jana Pawła II. Podczas prac montażowych należy zapewnić przejezdność przynajmniej jednego pasa ruchu każdej z jezdni.

15.2. Roboty wstępne

Przed rozpoczęciem właściwych robót remontowych należy wprowadzić tymczasową organizację ruchu oraz zabezpieczyć obiekt przed spadaniem materiałów budowlanych i odpadów na teren pod pomostem.

15.3. Roboty rozbiórkowe

Na kładce oraz górnych spocznikach ramp/schodów zakłada się rozbiórkę istniejącej nawierzchnioizolacji poprzez szlifowanie. Należy również usunąć istniejące powłoki antykorozyjne stali w bezpośrednim sąsiedztwie ognisk korozji oraz w linii projektowanych spoin podkonstrukcji strojonych tłumików masowych.

Należy usunąć powłoki ochronne betonu istniejących ław pod pylonem.

15.4. Strojone tłumiki masowe

Parametry projektowanych tłumików masowych zestawiono w Tabeli 10.

Tabela 10 Właściwości projektowanych strojonych tłumików masowych

Nr postaci drgań pionowych i	Masa modalna danej postaci M_i [kg]	Stosunek mas dla pary TMD μ [-]	Właściwości pojedynczego TMD				
			Masa m [kg]	Częstotliwości drgań własnych $f_{i,tmd}$ [Hz]	Sztywność sprężyn k [kN/m]	Stała tłumienia c_d [kNs/m]	Przesuw pionowy s [mm]
2	22076	3,5%	385	1,96	62,3	1,10	+/-38
3	26599	3,5%	465	2,77	150,6	1,88	+/-20

Należy wykonać po 2 strojone tłumiki masowe dla 2. i 3. postaci drgań własnych. Rozmieszczenie tłumików zgodnie z dokumentacją rysunkową.

Wykonawca opracuje projekt technologiczny podkonstrukcji stalowej oraz montażu strojonych tłumików masowych. W projekcie należy przedstawić niezbędne szczegóły konstrukcyjne, uszczegóławiające sposób montażu strojonych tłumików masowych wybranego producenta i o dobranych gabarytach. Projekt należy uzgodnić z Projektantem.

Należy wykonać próbne obciążenie kładki, mające na celu ocenę rzeczywistej skuteczności systemu. Program powinien obejmować badania dynamiczne z udziałem min. 10 osób wymuszających drgania. Program próbnych obciążeń należy uzgodnić z Projektantem.

Zabezpieczenie antykorozyjne stali konstrukcji wsporczych: metalizacja natryskowa, minimalna grubość powłoki 85 μm , dodatkowo pokryć powłokami malarskimi min. gr. 250 μm . Stosować zestaw malarski dostosowany do nakładania po wykonanym natrysku.

15.5. Powłoki antykorozyjne balustrad

W ramach remontu należy dokonać napraw powłok antykorozyjnych balustrad. Powierzchnia balustrad zostanie oczyszczona z produktów korozji i punktowo zabezpieczona nowymi powłokami antykorozyjnymi.

Nowe powłoki należy wykonać w postaci wysokocynkowego zestawu malarskiego gr. 250 μm w kolorze dobranym do istniejącego.

15.6. Nawierzchnioizolacja

Projektuje się ułożenie na całej powierzchni pomostu nowej nawierzchnioizolacji z żywic epoksydowych uszorstnionych piaskiem gr. 6 mm. W celu zachowania wizualnej ciągłości rozwiązania nawierzchnioizolację należy wymienić również na najwyższych spocznikach ramp.

Kolorystykę nowej nawierzchnioizolacji należy uzgodnić z Inspektorem.

W strefach bezpośrednio nad projektowanymi konstrukcjami wsporczymi nawierzchnioizolację należy wykonać po ułożeniu wszystkich niezbędnych spoin na styku z płytą pomostu, celem uniknięcia uszkodzeń termicznych nowej nawierzchnioizolacji.

15.7. Powłoki ochronne betonu ław

Z uwagi na występowanie zarysowania ław, zaprojektowano remont ich powłok poprzez usunięcie istniejących oraz wykonanie nowych powłok ochronnych betonu. Ławy należy zabezpieczyć antykorozyjnymi powłokami malarskimi zdolnymi do przenoszenia zarysowań gr. 0,5 mm. Należy użyć powłoki charakteryzującej się przepuszczalnością pary wodnej $\leq 5 \text{ m}$ oraz przepuszczalnością $\text{CO}_2 \geq 50 \text{ m}$ – np. 2 x StoCryl EF lub 2 x Sikagard 550W Elastic lub równoważny materiał innego producenta.

15.8. Iniekcje pod podstawy pylonu

Z uwagi na przesączenie się wody opadowej pod płytami podstaw pylonu oraz towarzyszące temu zjawisku wylugowania i korozję powierzchniową śrub w niedostępnych miejscach, strefy te należy zabezpieczyć poprzez iniekcje na bazie niskolepnej żywicy epoksydowej. Iniekt należy podać nawiercając ciosy od boków, pod kątem ~45 stopni do blachy podstawy.

Otwory iniekcyjne należy nawiercić w rozstawie ok. 20cm tak, żeby trafiały w 1/3-1/4 szerokości blachy podstawy. Otwory te należy wcześniej wyczyścić/wydmuchać/wypłukać i usunąć wszelkie pozostałości po zwiercinach. Gotową mieszankę tłoczy się za pośrednictwem wkręcanych, rozprężnych pakerów iniekcyjnych z zaworem zwrotnym.

Iniekcję należy prowadzić do momentu wystąpienia przejścia czystego materiału na następny paker, osiągnięcia maksymalnego zakładanego ciśnienia lub zatrzymania się pompy. Dopuszcza się zakończenie iniekcji po wystąpieniu intensywnego wycieku spod blachy podstawy bądź śruby kotwiącej. Należy również przerwać iniekcję po stwierdzeniu wystąpienia niekontrolowanego wycieku iniektu, z uwagi na możliwość występowania w blasze podstawy otworu odpowietrzającego.

Następnie przejść do iniekcji w kolejnym otworze. Wówczas końcówkę węża tłoczego pompy należy przełożyć na następny paker i kontynuować iniekcję. Operację tę powtarza się, kontynuując iniekcję posuwając się w ten sposób sukcesywnie w jedną stronę. Iniekt należy podawać przy możliwie najniższym, efektywnym ciśnieniu roboczym. Podczas wykonywania iniekcji temperatura konstrukcji nie może być niższa od +5 °C. Po zakończeniu iniekcji należy usunąć pakery i zaślepić otwory iniekcyjne mineralną zaprawą.

Na koniec należy oczyścić opisywane strefy z resztek iniektu, zawiercin, wykwitów, wylugowań itp.

16. Kolorystyka obiektu

Kolor powłoki antykorozyjnej stalowej podkonstrukcji strojonych tłumików masowych należy dobrać do istniejącego koloru elementów kładki.

Kolor powłok antykorozyjnych balustrad w miejscach punktowych napraw należy dobrać do istniejącego koloru balustrad.

Kolorystykę nowej nawierzchnioizolacji należy uzgodnić z Inspektorem.

Kolorystyka pozostałych elementów konstrukcji pozostaje bez zmian.

17. Estetyka obiektu po wykonaniu remontu

Po wykonaniu prac remontowych estetyka obiektu ulegnie znacznej poprawie. Ogniska korozji balustrad zostaną zeszlifowane i odmalowane. Nowa nawierzchnioizolacja i powłoki ochronne betonu nada obiektowi świeżego wyglądu. Wszystkie te prace wpłyną pozytywnie na wygląd i remontowanego obiektu.

18. Oświetlenie obiektu

Nie projektuje się robót obejmujących istniejące oświetlenie obiektu.

19. Materiały

Stosowanie materiałów i urządzeń nie posiadających certyfikatów i deklaracji zgodności zgodnie z obowiązującymi przepisami jest niedopuszczalne.

Przed przystąpieniem do robót kierownik budowy zobowiązany jest dostarczyć Inwestorowi (Inspektorowi nadzoru) „Program Zapewnienia Jakości” (PZJ) dotyczący sposobu realizacji inwestycji.

Technologię robót oraz wymagania dotyczące materiałów, sprzętu, transportu, obmiarów, badań laboratoryjnych, warunków odbioru robót przedstawiono w Szczegółowych Specyfikacjach Technicznych.

Przyjęte materiały:

- Stal konstrukcji wsporczych pod TMD: S235J2;
- Nawierzchnio-izolacja: żywica syntetyczna uszorstniona piaskiem.
- Powłoki elastyczne: antykorozyjne powłoki malarskie zdolne do przenoszenia zarysowań gr. 0,5 mm. Należy użyć powłoki charakteryzującej się przepuszczalnością pary wodnej ≤ 5 m oraz przepuszczalnością CO₂ ≥ 50 m – np. 2 x StoCryl EF lub 2 x Sikagard 550W Elastic lub równoważny materiał innego producenta.
- Iniekt – niskolepna żywica epoksydowa np. StoJet IHS, Sikadur 53 lub równoważny materiał innego producenta.

Na budowie należy stosować materiały i urządzenia posiadające wymagane:

- certyfikaty na znak bezpieczeństwa,
- certyfikaty zgodności z PN lub aprobatami technicznymi,
- deklaracje zgodności z PN lub aprobatami technicznymi.

Stosowanie materiałów i urządzeń nie posiadających wyżej wymienionych certyfikatów i deklaracji zgodności zgodnie z obowiązującymi przepisami, jest niedopuszczalne.

20. Układ drogowy

Układ drogowy pozostaje bez zmian, nie planuje się prac powodujących zmiany w systemie komunikacyjnym dotyczącym ruchu rowerowego i pieszego. Wykonane prace zwiększą bezpieczeństwo i komfort użytkowników.

21. Organizacja robót

Układ drogowy pozostaje bez zmian, nie planuje się prac powodujących zmiany w systemie komunikacyjnym dotyczącym ruchu rowerowego i pieszego. Wykonane prace zwiększą bezpieczeństwo i komfort użytkowników.

Nie przewiduje się dodatkowego zniszczenia zbiorowisk roślin w związku z organizacją zaplecza.

Roboty należy prowadzić zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych, Rozporządzeniem Ministra Gospodarki z dnia 30 października 2002 r. w sprawie minimalnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i higieny pracy w zakresie użytkowania maszyn przez pracowników podczas pracy oraz zgodnie z przepisami odrębnymi i sztuką budowlaną.

22. Organizacja ruchu

Projektowane roboty remontowe nie wprowadzają zmian w stałej organizacji ruchu. W trakcie remontu mostu zostanie wprowadzona tymczasowa organizacja ruchu. Projekt czasowej organizacji ruchu stanowi odrębne opracowanie. Roboty remontowe na górze obiektu przeprowadzone będą połówkami ciągu na długości kładki, w przynajmniej dwóch etapach, zgodnie z tymczasową organizacją ruchu. Należy zapewnić możliwość ruchu pieszych i rowerzystów na obiekcie przynajmniej połową szerokości istniejącego ciągu.

Opracował:
mgr inż. Andrzej Kuryłowicz

PROJEKT WYKONAWCZY

**Poprawa parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych
w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632
w km 479+613 będącego w zarządzie
Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie**

II. UPRAWNIENIA PROJEKTANTÓW



MAZOWIECKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA



Mazowiecka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
sygn. akt. MAZ/7131-7132/ 629 /16/M

Warszawa, dnia 28 grudnia 2016 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz.U. z 2014 r. poz. 1946) i art. 12 ust. 1 pkt 1 - 5, ust. 2, 3 i 4c pkt 3, art. 13 ust. 1, 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 3 lit. a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jedn.: Dz.U. z 2016 r., poz. 290) oraz § 10 i 13 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. poz. 1278), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan mgr inż. Andrzej Stanisław Kuryłowicz
ur. dnia 17 listopada 1989 roku w Malborku
otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny MAZ/0509/PWBM/16
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
w specjalności inżynierskiej mostowej
bez ograniczeń

UZASADNIENIE:

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

dr hab. inż. Eugeniusz Koda, prof. nadzw.

mgr inż. Krzysztof Latoszek

mgr inż. Teresa Mosak – Rurka



Uprawnienia budowlane nadane

Panu mgr inż. Andrzejowi Stanisławowi Kuryłowicz
ur. dnia 17 listopada 1989 roku w Malborku
numer ewidencyjny MAZ/0509/PWBM/16
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
w specjalności inżynierskiej mostowej
bez ograniczeń

upoważniają do:

I. w specjalności inżynierskiej mostowej do:

- 1) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
 - 2) kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
 - 3) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzór i kontrolę techniczną wytwarzania tych elementów,
 - 4) wykonywania nadzoru inwestorskiego,
 - 5) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych,
- w odniesieniu do obiektu budowlanego takiego jak:
- drogowy obiekt inżynierski w rozumieniu przepisów o drogach publicznych,
 - kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie;

II. w specjalności inżynierskiej mostowej, do obliczania światła mostów i przepustów;

III. w specjalności inżynierskiej mostowej, do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

dr hab. inż. Eugeniusz Koda, prof. nadzw.

mgr inż. Krzysztof Latoszek

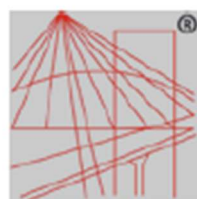
mgr inż. Teresa Mosak – Rurka

.....
.....
.....



Otrzymują:

1. Pan Andrzej Stanisław Kuryłowicz
ul. gen. J. Bema 5 m. 11
82-200 Malbork
2. Okręgowa Rada Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a



P O L S K A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-CH1-W4N-ML5 *

Pan ANDRZEJ KURYŁOWICZ o numerze ewidencyjnym MAZ/BM/0627/17
adres zamieszkania ul. GEN. J. BEMA 5 / 11, 82-200 MALBORK
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2025-01-01 do 2025-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2025-01-09 roku przez:

Roman Lulis, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarcza złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go
kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.

Gdańsk, dnia 28 czerwca 2016 r.

sygn. akt. 123/POM/OKK/16

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (t. j. Dz. U. z 2014 r. poz. 1946 ze zm.) i **art. 12 ust. 2, ust. 3 i ust. 4c pkt 3, art. 14 ust. 1 pkt 3a** ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t. j. Dz. U. z 2016 r. poz. 290) oraz **§ 10 i § 13 ust. 1 i ust. 2** rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (t. j. Dz. U. z 2014 r. poz. 1278) i art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2016 r., poz. 23), po ustaleniu, że spełnione zostały warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym,

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
stwierdza, że:

Pani ANNA MAGDALENA BANAŚ
magister inżynier budownictwa
urodzona dnia 27.06.1985 r. w Gdańsku

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny: POM/0104/PWBM/16

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności inżynierskiej mostowej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pani Anna Magdalena Banaś upoważniona jest:

I. Na podstawie art. 12 ust.1 pkt 1-5, art. 13 ust. 3 i 4 ustawy Prawo budowlane (t. j. Dz. U. z 2016 r., poz. 290), w specjalności inżynierskiej mostowej, bez ograniczeń do:

- a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- b) kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- c) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- d) wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- e) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

II. Na podstawie § 10 i § 13 ust. 1 i ust. 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2014 r. poz. 1278) uprawnienia niniejsze uprawniają do :

- sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności niniejszych uprawnień,
- projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym, takim jak:
 - 1) drogowy obiekt inżynierski w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
 - 2) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie.
- do obliczania światła mostów i przepustów.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:



ZASTĘPCA PRZEWODNICZĄCEGO
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

[Signature]
dr inż. Marek Wesołowski

ZASTĘPCA PRZEWODNICZĄCEGO
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

[Signature]
mgr inż. Maciej Malinowski

CZŁONEK
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

[Signature]
prof. dr hab. inż. Ziemowit Suligowski

Otrzymują:

- 1. Pani Anna Magdalena Banaś
80-809 Gdańsk, ul. Grabowskiego 3 F/65
- 2. Okręgowa Rada Izby
- 3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
- 4. aa



Zaświadczenie
o numerze weryfikacyjnym:
POM-UCE-DI6-8KU *

Pani Anna Magdalena Banaś o numerze ewidencyjnym POM/BM/0279/16
adres zamieszkania ul. Grabowskiego 3/65, 80-809 Gdańsk
jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2025-01-01 do 2025-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2024-12-13 roku przez:

Krzysztof Wilde, Przewodniczący Rady Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go
kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.pib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



PROJEKT WYKONAWCZY

**Poprawa parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych
w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632
w km 479+613 będącego w zarządzie
Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie**

III. ZAŁĄCZNIKI

PROJEKT WYKONAWCZY

**Poprawa parametrów dynamicznych wiaduktu dla pieszych
w m. Cegielnia, nad drogą wojewódzką nr 632
w km 479+613 będącego w zarządzie
Mazowieckiego Zarządu Dróg Wojewódzkich w Warszawie**

IV. CZĘŚĆ RYSUNKOWA