

**POLITECHNIKA GDAŃSKA
WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ I ŚRODOWISKA
KATEDRA MECHANIKI BUDOWLI**

PRACA DOKTORSKA

**STUDIUM ZAGADNIENÍ MONTAŻU WSPORNIKOWEGO
MOSTÓW WANTOWYCH NA PODSTAWIE
WYBRANYCH REALIZACJI MOSTOWYCH W POLSCE**

MGR INŻ. KRZYSZTOF WĄCHALSKI

PROMOTOR PROF. DR HAB. INŻ. JACEK CHRÓSCIELEWSKI

GDAŃSK, GRUDZIEŃ 2014

*Serdeczne podziękowania składam
Profesorowi Jackowi Chróścielewskiemu.*

Pracę dedykuję moim najbliższym.

*Składam podziękowania, tym wszystkim,
którzy mi pomogli i dzięki którym niniejsza
rozprawa ma swoją formę oraz treść.*

SPIS TREŚCI

STRESZCZENIE	5
SUMMARY	6
ROZDZIAŁ 1. WSTĘP	7
1.1. UZASADNIENIE PODJĘCIA PROBLEMU	7
1.2. CEL, ZAKRES I TEZA PRACY	14
ROZDZIAŁ 2. WYBRANE ZAGADNIENIA TEORETYCZNE	16
2.1. CIĘGNO JAKO ELEMENT STRUKTURY W UJĘCIU KLASYCZNYM	17
2.2. CIĘGNO W ZAPISIE ŚCISŁYM - OGÓLNE RÓWNANIA RÓWNOWAGI CIĘGNA	27
2.2.1. Konfiguracyjny opis geometrii cięgna	27
2.2.2. Zasada pracy wirtualnej cięgna	29
2.2.3. Lokalne równania równowagi cięgna w bazie Freneta	31
2.2.4. Lokalne równania równowagi cięgna w bazie kartezjańskiej	32
2.2.5. Krzywa łańcuchowa	33
2.2.6. Przejście do wzorów klasycznych	40
2.3. PODSUMOWANIE	41
ROZDZIAŁ 3. PRZYKŁADY REALIZACJI MOSTÓW WANTOWYCH	43
3.1. PRZEGLĄD I CHARAKTERYSTYKA ŚWIATOWYCH REALIZACJI	43
3.2. PRZEGLĄD I CHARAKTERYSTYKA KRAJOWYCH REALIZACJI	53
3.3. PODSUMOWANIE	59
ROZDZIAŁ 4. MOST PRZEZ MARTWĄ WISŁĘ W GDAŃSKU	66
4.1. HISTORIA BUDOWY MOSTU	66
4.2. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCYJNA	67
4.2. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE	71
4.3. MONTAŻ WSPORNIKOWY	80
ROZDZIAŁ 5. NOWOCZESNA METODA KONTROLI MONTAŻU MOSTU WANTOWEGO	85
5.1. JAKOŚĆ, POTRZEBA, KONIECZNOŚĆ, PROFESJONALIZM ... MONTAŻU	85
5.2. PROGRAM KONTROLI GEOMETRYCZNEJ DLA MOSTU WANTOWEGO W GDAŃSKU	87
5.2.1. Charakterystyka programu	87
5.2.2. Sekwencja stosowania modułów programu kontroli dla montażu wspornikowego	88
5.2.3. Ogólny opis procesu naciągu wanty	91
5.2.4. Teoretyczne podstawy metody	92
5.2.5. Zasady ogólne podziału na etapy naciągu wanty	97
5.2.6. Procedura doboru naciągu „pierwszego splotu”	97
5.2.7. Naciąg „kolejnych splotów”	100
5.2.8. Modułu obliczania naciągu want (STAY)	101

5.2.9. Wyznaczanie przemieszczeń poziomych struktury w trakcie montażu wspornikowego	103
5.2.10. Wyznaczanie wartości η dla segmentów początkowych SC00 and SC01	104
5.2.11. Moduł pomiarowy na placu prefabrykacji (PREFAB)	105
5.2.12. Określenie błędu δ i wartości d_z	106
5.2.13. Moduł regulacji segmentu (ERECTION)	106
5.3. Przykładowe wyniki	109
5.4. Podsumowanie	111
ROZDZIAŁ 6. PROGRAM KONTROLI MONTAŻU W INNYCH ZASTOSOWANIACH	114
6.1. MOST PODWIESZONY PRZEZ WISŁĘ W PŁOCKU	114
6.2. MOST ŁUKOWY PRZEZ WISŁĘ W TORUNIU	120
ROZDZIAŁ 7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	126
BIBLIOGRAFIA	129

STRESZCZENIE

Temat: „*Studium zagadnień montażu wspornikowego mostów wantung na podstawie wybranych realizacji mostowych w Polsce*”.

Praca porusza zagadnienia metody montażu wspornikowego mostów wantung. Na podstawie zrealizowanych projektów Autora rozprawy, tj. mostów wantung w Gdańsku i Płocku, przedstawiono wybrane problemy dotyczące analiz projektowych i procedur kontroli montażu wspornikowego. Struktura dysertacji odzwierciedla selekcję tematyki dotyczącej kontroli geometrycznej mostów wantung wnoszonych metodą montażu wspornikowego. Praca ujmuje kolejne tematy, poczynając od wybranych zagadnień teoretycznych poprzez metodologię procedur kontrolnych i kończąc na przykładach zastosowań.

W pierwszej części zawarto ogólne informacje dotyczące historii dużych mostów wantung, jako stosunkowo nowych form konstrukcyjnych w mostownictwie światowym. Ten wątek zawiera również historię wnoszenia mostu wantung przez Martwą Wisłę w Gdańsku, jednego z pierwszych zbudowanych tego typu obiektów w Polsce. Głównym projektantem tego mostu jest Autor niniejszej dysertacji.

W dalszej części zawarto teoretyczny opis ciągu. Podano w nim wybrane ujęcia formalne, od prostoliniowego pręta typu kratowego, poprzez postać o przybliżonej geometrii jako krzywej parabolicznej oraz opis ścisły w formie krzywej łańcuchowej. Efekty wynikające z tych opisów porównano w określonych warunkach. Zwrócono uwagę na wpływ geometrycznej nieliniowości ciągu, jako elementu struktury mostu wantung. Ostatecznie klasyczne ujęcia teorii ciągu zostały uzupełnione o podejścia ściśle ujmujące przestrzenne zapisy jego formy.

Dokonano także przeglądu wybranych mostów wantung zagranicznych i krajowych będących praktycznym odniesieniem rzeczywistych realizacji do poruszanej problematyki.

Omówiono Autorskie doświadczenia z realizacji mostu wantung w Gdańsku, opisując wybrane zagadnienia obliczeniowe i rozwiązania konstrukcyjne, w tym zastosowane procedury montażu wspornikowego. Przedstawiono opis zasad i procedur kontroli geometrycznej montażu wspornikowego. Wykazano, że nie jest to tylko sprawdzanie osiągniętych rezultatów, ale także jest to aktywna regulacja podstawowych parametrów montażu, jak naciąg want i geometria pomostu. Pokazane procedury kontroli geometrycznej wiążą teorię ciągu z praktyczną stroną technologiczną montażu mostu.

Omówiono realizację największego w Polsce mostu wantung przez Wisłę w Płocku oraz największego w Polsce mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu. Autor niniejszej dysertacji w przypadku obu mostów sprawował nadzór autorski projektanta nad ich realizacją. W obu tych mostach w trakcie montażu zastosowane były procedury kontroli geometrycznej i regulacji. Most w Płocku, podobnie jak most w Gdańsku realizowany był metodą montażu wspornikowego. W przypadku mostu w Toruniu zwrócono uwagę na możliwe inne zastosowania kontroli geometrycznej w trakcie montażu mostu.

Postawiona teza znajduje potwierdzenie w przywołanych zrealizowanych projektach mostów wantung. Kontrola geometrii montażu jest warunkiem koniecznym przy budowie przyszłych nowoczesnych mostów wantung.

Na zakończenie podano możliwe przyszłe kierunki prac związane z niniejszą problematyką.

SUMMARY

Topic: *„The erection method study for cable-stayed bridges based on realization some bridges in Poland”.*

This thesis describes a cantilever erection method of cable-stayed bridges. Chosen difficulties with projects analysis as well as cantilever erection control procedures were shown, based on projects of cable-stayed bridges in Gdańsk and Płock, which were realized by the author of the thesis.

The structure of the dissertation presents the selection of questions about geometric control of cable-stayed bridges erected with cantilever method. It shows different topics, from theoretical explanations, methodology of control procedures and finally examples of applications.

First part is focused on a general information about the history of large cable-stayed bridges as a relatively new construction form in bridges engineering. It contains the construction history of cable-stayed bridge over Martwa Wisła River in Gdańsk as one of first such an bridge in Poland. Author of this thesis was chief designer for this project.

Further part refers to theoretical description of cables. Chosen formal description were presented, such as truss bar, then approximately parabolic form as well as close solution as a catenary form. The effects of this analysis were compared in certain conditions. The influence of geometric nonlinearity of cable-stayed bridge was shown by cable behavior as structure element. Finally the author supplement the classical cable theory by close 3-dimensional

Selected national and foreign cable-stayed bridges were overviewed as an example of practical realization of this thesis problems.

Author presents calculation and construction solution including procedures of cantilever erection, based on own experience during realization cable-stayed bridge in Gdańsk project. The thesis contains description of rules and procedures of cantilever erection geometrical control and shows that not only controlling of obtained results is necessary, but also adjustment of cable tension and deck geometry. Presented procedures connect cantilever erection with practical part of bridge erection.

Realization of the larges in Poland cable-stayed bridge over Vistula River in Płock as well as the largest in Poland arch bridge in Toruń were described. Both project were under the control (designer) of the author of the thesis and were realized by cantilever erection. What is more, in case of the bridge in Toruń different applications of geometrical control during erection were shown.

The author dissertation thesis was confirmed. It was shown that the erection control of geometry is necessary in a novel cable-stayed bridges engineering and presents the ideas for future research.

ROZDZIAŁ 1. WSTĘP

1.1. UZASADNIENIE PODJĘCIA TEMATYKI

Mosty wantowe to szczególny przypadek mostów podwieszonych oparty na pracy napiętego skośnego ciężna, czyli wanty. Zadaniem want, jako elementu smukłej struktury mostu wantowego jest przejmowanie pionowych obciążeń z pomostu. Praca ciężna w moście wantowym stanowi zasadniczą różnicę w stosunku do innych typów konstrukcji podwieszonych jak np. łuków z podwieszonym pomostem (ŁAGODA [1998]), czy architektonicznie podobnych betonowych mostów typu *extradosed*.

Mosty *extradosed* to nowoczesna wersja betonowych mostów sprężonych zewnętrznymi wyniesionymi nad podporami kablami sprężającymi siłą poziomą pomost. Pomimo pewnego architektonicznego podobieństwa największe mosty typu *extradosed* (np. japoński Twinkle Kisogawa Bridge o rozpiętości przeszła 275m i most pod Kwidzynem o rozpiętości przeszła 204m) są porównywalne zaledwie do średnich mostów wantowych.

Uzasadnienie wyboru tematyki podjętej w niniejszej dysertacji wymaga pewnego komentarza i odniesienia historycznego. Mosty wantowe zaznaczyły swój dynamiczny rozwój technologiczny w Europie w drugiej połowie XX wieku. Zapoczątkowali go w tamtym czasie inżynierowie F. Leonhardt i F. Dischinger i ich dzieła, tj. mosty przez Ren w Dusseldorfie (rok 1958) i most Stromsund w Szwecji (rok 1955), uważane za pierwsze nowoczesne mosty wantowe. Ciekawym przykładem z tego okresu jest również wenezuelski betonowy most wantowy przez jezioro Maracaibo (rok 1962) z wyrazistym układem konstrukcyjnym autorstwa włoskiego inżyniera R. Morandiego. Więcej na ten temat można znaleźć w pracach: LEONHARDT I INNI [1970], THUL [1972], BROWN [2005], MOLL [1983]. Warto jednak nieco rozszerzyć wątek historyczny. Uznawany za najstarszy przykład mostu wantowego w nowożytnej historii to most z 1617 roku autorstwa Faustusa Verentius. Natomiast w 1784 niemiecki stolarz C.J. Löscher zaproponował most podwieszony w całości z drewna (TROITSKY [1977]). W XIX wieku powstało wiele mostów próbujących wykorzystać właściwości pochylonego ciężna podtrzymującego pomost (PODOLNY I INNI [1976], WALTER I INNI [1988]). Na uwagę zasługują tutaj kładka King's Meadows Bridge autorstwa Redpatha i Browna z 1817 roku, angielski most przez kanał Manchester z 1843r., czy propozycje francuskiego architekta Poyet z 1821r. z wachlarzowym układem want. Inny harfowy układ want zaproponował anglik Hatley w 1840r. Próby budowy mostów wantowych na łańcuchowych ciężnach, w tamtym czasie nie obyły się bez porażek. Katastrofie pod obciążeniem tłumem pieszych uległ w rok po jego zbudowaniu w 1925r. niemiecki most przez rzekę Saale w Nienburg. Niezrozumienie pracy i zachowania się konstrukcji wantowych oraz rozwojem ciekawszych jak się wydawało wtedy mostów wiszących spowodowało zahamowanie rozwoju tego typu mostów. Przyczynił się do tego w znaczący sposób znany francuski inżynier i uczyony Louis M.H. Navier, który w 1823r. wydał *Raport á Monsieur Becquey et Mémoire sur Ponts Suspendus* (Imprimerie

Royale, Paris 1823), w którym poddał krytyce estetykę mostów wantungich, ich nieekonomiczność w stosunku do mostów wiszących oraz awaryjność.

W tym czasie następował rozwój mostów wiszących, jednak w wielu przypadkach główny układ konstrukcyjny parabolicznego kabla wspomagany był pochylonymi cięgnami. Niemiecki inżynier F. Dischinger w 1938r. zaprojektował kolejowy most wantungich przez rzekę Elbę niedaleko Hamburga, w którym zastosował wstępnie napięte odciągi. W owym czasie wiele realizowanych mostów było Anglii i USA, gdzie na uwagę zasługuje most Alberta przez rzekę Thames w Chelsea oraz akwedukt Tempul w Hiszpanii z 1925r. zaprojektowany przez E. Torroja z zastosowaniem pomostu ze zbrojonego betonu. Warto wspomnieć także o podobnym do Dischingera kierunku poszukiwań konstrukcyjnych (choć nieco wcześniejszych) przez amerykańskiego inżyniera J.A. Roeblinga, który upatrywał dużą rolę wspomagającą skośnych odciągów w mostach wiszących. Przykładem jest tutaj most przez rzekę Niagara z 1855 oraz słynny Brooklyn Bridge z Nowego Jorku z 1883r., gdzie widoczne jest duże zrozumienie i wyczucie konstrukcyjne projektanta (Roebling zastosował wstępny naciąg odciągów). Jaką wagę dla skośnych odciągów przywiązywał Roebling może świadczyć fakt, że według jego założeń Brooklyn Bridge w przypadku awarii zerwania głównych parabolicznych kabli nie ulegnie katastrofie, będzie w stanie utrzymać się na systemie podwieszenia skośnych odciągów, choć dozna dużych przemieszczeń.

W Polsce w tym okresie, poza nielicznymi mniejszymi realizacjami głównie kładek dla pieszych, tutaj na uwagę zasługuje kładka przez Dunajec w Tylmanowej (rok 1959) i most przez Wartę w Sieradzu (rok 1979), nie było istotnych doświadczeń związanych z budową tego typu obiektów. Jednocześnie należy podkreślić, że w kraju w tym czasie powstawało kilka pięknych koncepcji i zaawansowanych projektów mostów wantungich, które niestety nie doczekały się realizacji. Przykład stanowić może tutaj projekt mostu Toruńskiego przez Wisłę w Warszawie, gdzie nawet rozpoczęto budowę jednej z podpór, lecz prace te przerwano. Problem realizacji dużych przedsięwzięć komunikacyjnych w tamtym okresie nie ograniczał się tylko do takich obiektów jak nowoczesne mosty wantungich. Bowiem, z zakresu mostownictwa, podobny los spotykał także klasyczne konstrukcje belkowe nad największymi przeszkodami, jakim są w naszym Kraju rzeka Wisła i Odra (BILISZCZUK I INNI [2004], NIEMIERKO [2006], BILISZCZUK I INNI [2008]).

Lata dziewięćdziesiąte XX wieku, wraz z transformacją ustrojową, przyniosły przełom w tym zakresie. Nowe możliwości uzyskania zewnętrznego finansowania inwestycji spowodował, że odrodziły się lepsze możliwości budowy także dużych mostów. Powstały uwarunkowania do wzbogacenia naszego krajobrazu, ubogiego w technologicznie nowoczesne rozwiązania inwestycyjne, w mosty o wyrazistej architekturze, będące podobnie jak w innych krajach znacznikami regionów i punktami odniesienia dla głównych tras komunikacyjnych. Najpilniejsze potrzeby komunikacyjne uzyskiwały dofinansowanie i zaczęły powstawać realizacyjnie koncepcje także nowych mostów. Jednym z pierwszych w tym czasie projektów współfinansowanych przez Bank Światowy, był na początku lat dziewięćdziesiątych, program dostępu komunikacyjnego do portów. Zostały przygotowane projektowo i zrealizowane dwie

duże inwestycje: Trasa Nowocłowa w Szczecinie z nowoczesnymi trzema mostami przez Regalicę o konstrukcji zespolonej z przęsłami o rozpiętościach 116,25m (GŁOMB I INNI [1997], GŁOMB I INNI [2002], WĄCHALSKI [2004]) oraz Trasa Sucharskiego w Gdańsku z mostem wantowym jednopylonowym o rozpiętości przęsła 230m (WĄCHALSKI I INNI [1998]). Projekty i inwestycje te powstały przy udziale Autora niniejszej dysertacji.

Problemy komunikacyjne miast wynikające z lawinowego wzrostu liczby pojazdów prowadziły, także do prób modernizacji dróg. Ten problem szczególnie dotkliwy dotyczył obszaru wielkiej Warszawy, gdzie dodatkowo rzeka Wisła dzieli komunikacyjnie stolicę na lewo i prawostronną aglomerację. Konieczność polepszenia tej sytuacji doprowadziła do powstania w tamtym czasie mostu Świętokrzyskiego o konstrukcji wantowej z jednym pylonem o rozpiętości przęsła 180m (PULKKINEN [1999], BILISZCZUK I INNI [2004]). Oraz nieco później dwupylonowego mostu wantowego o nazwie Mostu Siekierkowskiego o rozpiętość przęsła 250m (FILIPIUK I INNI [1999]).

Koniec XX wieku obfitował w nowe doświadczenia inżynierii mostowych. Zrealizowano trzy projekty mostów wantowych – dużych jak na potrzeby, w opinii prof. Kazimierza Wysiatyckiego „naszego nizinnej średniej wielkości kraju”. Jednocześnie każdy z nich miał swoją indywidualność i to nie tylko z poziomu widocznej architektury czy konstrukcji, ale również wyboru technologii budowy i przygotowania dokumentacji projektowej. Do zasadniczych różnic, jak na tamte czasy bądź, co bądź pionierskich wyzwaniach projektowych, można wliczyć podejście do procesu projektowania. Most w Gdańsku (*most III Tysiąclecia im. Jana Pawła II*) realizowany był całkowicie przez polski zespół projektowy, w której autor niniejszej rozprawy, absolwent Politechniki Gdańskiej pełnił rolę generalnego projektanta. Należy również zauważyć, że most w Gdańsku, jako jedyny spośród trzech wtedy budowanych mostów wantowych, był zaprojektowany poczynając od koncepcji po projekt budowlany, a kończąc na dokumentacji warsztatowej i projektach technologicznych montażu przez tylko polski zespół projektowy. Konsultantem technicznym biura projektów był prof. Kazimierz Wysiatycki z Politechniki Gdańskiej, zaś z ramienia inwestora inż. Peter Webb z brytyjskiej firmy Scott Wilson & Kirk Patryc Co. Most Świętokrzyski zaprojektowany przy wiodącej roli przez projektantów z Finlandii, zaś most Siekierkowski przez Transprojekt Gdański przy obliczeniowym wsparciu projektantów z Francji. Inwestorem Mostu w Gdańsku była ówczesna Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych (obecnie GDDKiA) swoimi wymaganiami gwarantując potencjalnie najwyższy poziom przygotowania i realizacji inwestycji. Dlatego wyróżniającym ten projekt, w odniesieniu od pozostałych nadmienionych, był zakres procedur analitycznych i badawczych. W tym projekcie przewidziano na etapie realizacji dokonanie specjalistycznych badań want w światowej klasy ośrodku badawczym EMPA pod Zurychem oraz badania w jednym z największych europejskich tuneli aerodynamicznych CSTB w Nantes (Francja). Stanowiło to niezwykle bogaty wkład do doświadczeń całej polskiej inżynierii mostowej wykorzystywanej w później budowanych mostach wantowych w kraju. Most w Gdańsku jako pierwszy i jedyny w tamtym okresie wprowadził monitoring eksploatacyjny konstrukcji, który później został stosowany

w kolejnych dużych mostach (BILISZCZUK I INNI [2005]). Wiele rozwiązań konstrukcyjnych stanowi indywidualne rozwiązanie autorskie, tak jak np. zakotwienia w pylonie, które było wykorzystywane na innych spektakularnych projektach (Most Rędziński we Wrocławiu (BILISZCZUK I INNI [2011]) stanowiąc dowód wypracowania dobrych, oryginalnych wzorów i rozwiązań.

Jednak, jako najbardziej odróżniającą cechę mostu wantowego w Gdańsku należy uznać wybór technologii montażu pomostu metodą wspornikową. Tylko w później (lata 2002-2005) budowanym moście wantowym przez Wisłę w Płocku powtórzono z udziałem Autora ten sposób budowy (BILISZCZUK I INNI [2007]). Można ogólnie powiedzieć, że układ konstrukcyjny mostów wantowych w naturalny sposób, bez dodatkowych uwarunkowań, preferuje wspornikową technologię montażu, tzn. naturalnie jest do niej dostosowany, a nawet można uznać, że stworzony. Z drugiej strony montaż wspornikowy, jako nowoczesna metoda oparta na zaawansowanej stronie analitycznej projektu, stanowi najczęściej optymalne rozwiązanie przy budowie mostów przez rozległe przeszkody wodne, rzeki, zatoki, cieśniny itp. Szczególnie w takich warunkach, w których wymagane jest duże światło mostu, a na przeszkodzie występuje ruch żeglowny, znaczna głębokość, czy wymagające efekty klimatyczne (pochody lodu i powódzie), wówczas wybór montażu wspornikowego stanowi niemal jedyne racjonalne rozwiązanie. W typowych przypadkach, z jakimi mamy do czynienia w kraju, jednak to ocena ekonomiczna technologii budowy zawsze powinna prowadzić do racjonalnego wyboru sposobu wznoszenia. Wówczas, przy danych uwarunkowaniach, może okazać się, że nawet w przypadkach pozwalających na klasyczne podejście z rusztowaniami niekiedy będzie ono korzystniejsze od montażu wspornikowego.

Wspomniany most przez Wisłę w Płocku to nagrodzony w konkursie projekt przeznaczony do realizacji, autorstwa serbskiego zespołu pod kierunkiem prof. N. Hajdina i prof. B. Stipanicza. Most o konstrukcji całkowicie stalowej (ortotropowa płyta pomostu) w układzie dwupylonowym z rekordową w Polsce rozpiętością największego przęsła 375m został wybudowany w technologii montażu wspornikowego (HILDEBRAND I INNI [2005]). Na etapie realizacji most dostosowano do krajowych standardów wykonawczych. Dokonano zmiany konstrukcji wahaczowych podpór pośrednich i zmiany styków całego mostu z śrub sprężających na styki spawane. Przeprojektowanie mostu, nostryfikacja projektanta w ujęciu Polskiego Prawa Budowlanego wraz z pełnieniem nadzoru autorskiego nad budową leżały w gestii projektantów kierowanych przez Autora niniejszej rozprawy doktorskiej. W zakres ten także wchodziły projekty technologiczne w tym projekt montażu. Most wantowy w Płocku został wykonany w latach 2002-2005, a wraz z całą trasą został oddany do użytkowania w 2007 roku. Tutaj optymalnym okazał się już na etapie projektowania wybór technologii budowy głównego przęsła metodą montażu wspornikowego.

W trakcie budowy mostu w Gdańsku generalny wykonawca francusko-polska spółka join-venture Dematieu Bard i Mosty Łódź SA powołał swojego konsultanta światowej klasy francuskiego eksperta inż. Michaela Marchetti (MARCHETTI I INNI [1994], MARCHETTI I INNI [1999]), którego sferą była kontrola i regulacja montażu wspornikowego. Doświadczenia

tego wybitnego specjalisty uczestniczącego w realizacjach największych mostów europejskich, między innymi: Pont de Normandie, Vasco da Gama, Pont Elorn i późniejszych spektakularnych mostów Rion Antirion oraz Millau Viaduct pozwoliły praktycznie zapoznać się z nowoczesnymi światowymi trendami w dziedzinie technologii budowy mostów wantowych. Nieznane wówczas w krajowej praktyce podejście do kontroli montażu, korekty błędów i odchyłek wykonawczych oraz regulacji to istota, gdzie niezwykle ważną stroną jest analiza obliczeniowa, pomiary, badania i procedury sprawnego podejmowania decyzji. Przy aktywnym udziale Projektanta w osobie Autora niniejszej dysertacji, konsultant głównego wykonawcy opracował program kontroli geometrycznej i monitoringu geometrycznego montażu wspornikowego mostu.

Doświadczenia nabyte przy realizacji mostu w Gdańsku Autor dysertacji wykorzystał już samodzielnie przy budowie mostu w Płocku, wdrażając zmodyfikowany i dostosowany do obiektu w Płocku własny, autorski program kontroli montażu wspornikowego (PAWELSKI I INNI [2005]).

Należy zauważyć, że istota metody kontroli montażu nie ogranicza się do mostów stricte wantowych realizowanych metodą wspornikową. Niesie ona wiele korzyści dla innych układów konstrukcyjnych, dla których klasyczna ocena poprawności jest bardzo trudna i często wyjątkowo kłopotliwa organizacyjnie. Szczególnie istotne jest to w obiektach, gdzie z natury ich konstrukcji trudny jest do oszacowania analitycznego błąd wykonawczy. Przykładem są ustroje belkowe sprężone o znacznej długości, z szybkim cyklem betonowania, gdzie efekty reologiczne są znaczne. Kontrola geometrii niwelety jest niezwykle trudna, o czym przekonali się wykonawcy wielu obiektów (BILISZCZUK I INNI [2011.1]). Nowoczesne ujęcie kontroli obiektów o konstrukcji sprężonej przy długości kilku i więcej kilometrów stanowi również praktyczne zastosowanie tej metody.

Obiekty wantowe to stosunkowo nowe formy konstrukcyjne stosowane w mostownictwie światowym (wiek XX). Potencjał mostów wantowych zarówno w sferze architektonicznej jak i technologicznej związanej z możliwościami wznoszenia (montażu) jest bardzo duży. Są to obiekty o szczególnej wyrazistej i bezsprzecznie ciekawej estetyce smukłych konstrukcji inżynierskich opartych na elemencie konstrukcyjnym, jakim jest ciężno. Postęp techniczny w technologii materiałowej want i rozwój nowych metod obliczeniowych pokazuje, że obecny użytkowy zakres rozpiętości przęseł mostów wantowych wynosi od kilkudziesięciu metrów do ponad kilometrowych rozpiętości przęseł. Ponadto mosty wantowe cechuje uniwersalność sposobu budowy. Możliwe są tutaj różne sposoby montażu od tradycyjnych z użyciem podpór montażowych i rusztowań poprzez nasuwanie podłużne, montaż obrotowy, a kończąc na montażu wspornikowym. Ten właśnie sposób wznoszenia jest naturalny dla mostów wantowych, będąc jednocześnie najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem w przypadku obiektów z pomostem usytuowanym na znacznej wysokości nad przeszkodą. Montaż wspornikowy mostów wantowych nie posiada takich ograniczeń jak np. podobne metody nawisowe montażu mostów belkowych (głównie betonowych) z zachowaniem obustronnej symetrii wspornika tzw. balansu przęsłami. W przypadku wsporników mostów wantowych

układy niesymetryczne z długim wspornikiem nie stanowią problemu, a w przypadku dużych rozpiętości i dominującego obciążenia wiatrem są wręcz koniecznością. Z tych względów mosty wantowe to uniwersalne formy średnich miejskich wiaduktów i jednocześnie dużych mostów o największych rozpiętościach. W tej mierze zastosowań czyni te konstrukcje mostowe bezkonkurencyjnymi.

Fakty te znajdują odzwierciedlenie w dużej popularności budowy tego typu mostów i co za tym idzie kreowanie postępu technologicznego (PODHORECKI I INNI [2011.1]). Wobec ogromu związanej z tym problematyki nie sposób poruszyć tutaj całość zagadnień dotyczących istoty projektowania i wznoszenia mostów wantowych. Tym niemniej nie można pominąć kilku charakterystycznych dla mostów wantowych zagadnień. Wyróżniająca obiekty wantowe jest ich konstrukcyjno-architektoniczna różnorodność form niespotykana dla innych typów mostów. Należą do niej formy symetryczne i asymetryczne przęsła, różne układy want: wachlarzowe, promieniste, harfowe oraz duża swoboda w kształtowaniu pylonów. Wiele prac poświęconych jest zasadom kształtowania mostów wantowych, np.: TROITSKY [1988], ULSTRUP I INNI [1992], VIRLOGEUX [1996], GIMSING [1997], SCHLAICH [1999]. Szczególnym zagadnieniem technicznym charakterystycznym dla mostów wantowych jest ich zachowanie dynamiczne wywołane oddziaływaniem wiatru i aerodynamiką (zob. np. WILDE [2002]). Tutaj na uwagę zasługują prace dotyczące np. mostu Tatara w Japonii (YANAKA I INNI [1994], HSBA [1999]), gdzie oprócz nieporównywalnie dużych obciążeń wiatrem ($v = 60\text{m/s}$) występowały niekorzystne wpływy ukształtowania terenu powodujące specyficzne anomalie jego oddziaływań.

W ocenie tego typu konstrukcji, w aspekcie tematyki rozprawy, nie sposób nie odnieść się do metod budowy mostów wantowych. Metody ich wznoszenia, czyli montażu, na przestrzeni doświadczeń inżynierskich ulegały znacznej ewolucji (GIMSING [1999]). Początkowo stosowano tradycyjne i sprawdzone metody montażu na podporach montażowych. W tej mierze znanych jest wiele prac głównie obrazujących obiekty budowane na terenie Niemiec, np. THUL [1972], ale także inne jak np. ROIK I INNI [1986]. Później coraz częściej zaczęto stosować montaż wspornikowy do mostów wantowych. Na uwagę zasługuje też realizacja budowy i odbudowy zburzonego mostu w Nowym Sadzie opisywana przez prof. N. Hajdina (zob. HAJDIN [2002]).

Rozwój i nowe rozwiązania mostów wantowych dotyczyły wielu sfer od kształtowania konstrukcji i metod obliczeniowych po rozwiązania materiałowe. Wiele prac ujmuje te zagadnienia jak np.: ITO I INNI [1991], ITO [1999], SVENSSON [1999], VIRLOGEUX [2001]. Wreszcie realizacje najnowszych obiektów z zastosowaniem montażu wspornikowego pokazano w pracach m.in. VIRLOGEUX [1994], FALLER I INNI [1999], SORENSEN [1999], TADLA I INNI [2014]. Jak wspomniano wcześniej potencjał i uniwersalność mostów wantowych jest widoczny także dla innych metod wznoszenia. Na uwagę zasługuje wiadukt Millau, gdzie montaż dokonano poprzez połączenie metody wspornikowej z nasuwaniem podłużnym pełnym przekrojem wraz z pylonem (zob. np. BUONOMO [2004], VIRLOGEUX [2005]) oraz wieloprzęsłowy most wantowy z ciekawymi rozwiązaniami ochrony sejsmicznej opisany

w pracach COMBAULT I INNI [1998], INFANTI I INNI [2005]. Należy także wspomnieć o rekordowych mostach z obecnie najdłuższym przęsłem o rozpiętości ponad kilometra, tj.: Sutong Bridge w Chinach (zob. np. YOU I INNI [2008]) i Russky Island Bridge w Rosji (zob. np. ABDEL-LATIF I INNI [2012]).

Dzisiaj światowe nowoczesne rozwiązania wykorzystują, zdałoby się rzec, *on-line* naukę i badania. W przypadku szczególnym, gdzie zachodzi konieczność oceny zgodności projektu z realizacją, wsparcie naukowe dotyczy również sfery technologicznej i wykonawczej. W tej sferze problemy, podobnie zagadnieniu kontroli geometrycznej w trakcie budowy mostu, przedstawiono w wielu pracach, np. ADELIN I INNI [1994], VIRLOGEUX [1994], CHAUVIN I INNI [1994], PARK [1994], CRUZ [1999]. Problem kontroli geometrii montażowej jest szczególnie istotny przy budowie mostów wantungowych wznoszonych nowoczesną i obecnie popularną metodą montażu wspornikowego. Ten typ montażu został szeroko opisany w wielu publikacjach dotyczących zrealizowanych mostów wantungowych jak np. most Elorn we Francji (MARCHETTI [1994]), most Tatara w Japonii (YANAKA I INNI [1994]), czy most Nissibi w Turcji (TADLA I INNI [2014]). Praktyczna strona zagadnień kontroli geometrii montażowej i wielu zagadnień projektowych oparta jest na teorii nieliniowego zachowania się elementu ciągnowego. Podejście teoretyczne w tym zakresie znane było już dużo wcześniej (np. ERNST [1965]), jednakże wobec ograniczonych możliwości obliczeniowych miały one charakter uproszczony. Rozwój technologii komputerowej i związanych z tym metod obliczeniowych umożliwił wykorzystanie bardziej zaawansowanego podejścia teoretycznego. Wiele prac z zakresu analizy konstrukcji ciągnowych w tym mostów wantungowych, np. KAROUMI [1998] i [2000], THAI [2011]), oraz teorii ciągnia HAJDUK I INNI [1970], IRVINE [1981], JAYARAMAN I INNI [1981], czy najnowsze GRECO I INNI [2012] i GRECO I INNI [2014] opracowano na przestrzeni ostatnich 20 lat. Więcej na ten temat podano w rozdziale 2.

Poszukując rozwiązań, charakteryzujących się znaczną smukłością, odważnych konstrukcyjnie, kreujących uznanie w dokonaniach inżynierii, należy odpowiedzieć sobie na poniższe pytanie:

Czy nowatorski projekt, oparty na nowoczesnym podejściu wykorzystującym możliwości zawansowanej analizy konstrukcji oraz osiągnięcia współczesnej technologii materiałowej, może być zrealizowany w sposób gwarantujący bezpieczeństwo użytkowników bez prowadzenia wydolnych i efektywnych, wspieranych naukowo, metod kontroli stosowanych przy jego wznoszeniu?

W opinii Autora, która wynika z własnych doświadczeń zdobytych przy realizacji różnych obiektów o znacznej skali, bieżący proces technicznej kontroli z systemem decyzji zaradczych i możliwością jego adaptacji do stanu aktualnego, jest nieodzownym elementem wznoszenia konstrukcji i musi być przewidziany w projekcie wykonawczym dla każdej jej fazy budowy.

1.2. CEL, ZAKRES I TEZA PRACY

Celem rozprawy jest analiza doświadczeń z pola technologii montażu mostów wantung realizowanych metodą wspornikową, wsparta wynikami obliczeń i pomiarów przy realizacji rzeczywistych obiektów. Efektem jest stworzenie standardu procedur wykonawczych upowszechniającego zasady programu kontroli technicznej procesu montażu. Ponadto celem jest dostosowanie nowoczesnych zasad do krajowych wymagań wykonawczych i zapewnienie możliwości kontynuacji ocen poprawności pracy konstrukcji także na etapie użytkowania. Wypracowanie takich procedur i programów kontrolnych sprzężonych z pomiarami i teoretycznymi analizami stanowi nową wartość inżynierii mostowej, gdzie naukowe podejście pomaga wypracować inżynierskie procedury. Doświadczenia badawcze i analityczne zdobyte przez autora rozprawy doktorskiej w zacytowanych dziełach inżynierii mostowej pozwalają sprecyzować standardy procedur kontroli technicznej montażu czy budowy.

Zakresem swoim dysertacja obejmuje następujące zagadnienia:

- charakterystykę wybranych zagadnień teoretycznych w szczególności związanych z nieliniową teorią ciągu i aspektami montażu mostów wantung,
- przegląd wybranych realizacji mostów wantung w świetle doświadczeń krajowych i zagranicznych,
- założenia metody montażu wspornikowego mostu wantung na przykładzie mostów w Gdańsku i w Płocku,
- charakterystykę i założenia analitycznej metody kontroli geometrycznej montażu,
- możliwości zastosowania programu kontroli geometrii montażowej dla innych typów konstrukcji mostowych.

TEZA ROZPRAWY DOKTORSKIEJ została sformułowana następująco:

Zaawansowana kontrola parametrów geometrycznych, stanowiąca rzeczywisty obraz wznoszonej konstrukcji uwzględniający efekty termiczne, reologiczne oraz nieliniowe, jest warunkiem właściwego montażu wspornikowego mostu wantung oraz innych obiektów mostowych skomplikowanych konstrukcyjnie.

Struktura rozprawy jest odzwierciedleniem selekcji tematyki kontroli geometrycznej mostów wantung wznoszonym metodą montażu wspornikowego. Praca ujmuje kolejne tematy poczynając od wybranych zagadnień teoretycznych poprzez metodologię procedur kontrolnych, a kończąc na przykładach zastosowań.

Rozdział 2 zawiera teoretyczne opisy ciągu. Podano w nim wybrane ujęcia formalne, od prostoliniowej formy pręta typu kratowego, poprzez postać uproszczonej geometrii jako krzywej parabolicznej, po opis ścisły w formie krzywej łańcuchowej. Efekty stosowania tych

opisów porównano dla określonych warunków. Uwagę zwrócono także na wpływ geometrycznej nieliniowości ciągu, jako elementu struktury mostu wantowego. Ostatecznie klasyczne ujęcia teorii ciągu zostały uzupełnione o wybrane nowe podejścia ścisłego, przestrzennego zapisu jego formy.

Rozdział 3 ujmuje przegląd kilku wybranych mostów wantowych zagranicznych i krajowych będących praktycznym odniesieniem rzeczywistych realizacji do problematyki poruszanej w pracy. Wybrane realizacje niejednokrotnie miały znamiona pionierskich zmagani inżynierskich pokonując rekordowe rozpiętości przęseł. W odniesieniu do krajowych realizacji pokazano jakie przyjmowano wybory technologii budowy tych mostów.

Rozdział 4 zawiera charakterystykę techniczną z uwzględnieniem procesu montażu wspornikowego dla reprezentatywnej realizacji mostu wantowego przez Martwą Wisłę w Gdańsku. Przywołano wybrane zagadnienia obliczeniowe i rozwiązania konstrukcyjne. W tym rozdziale opisano także zastosowane procedury montażu wspornikowego.

Rozdział 5 przedstawia opis zasad i procedur kontroli geometrycznej montażu wspornikowego mostu wantowego w Gdańsku. Podkreślono w nim, że kontrola geometrii montażu to nie tylko sprawdzanie osiągniętych rezultatów, ale także aktywna regulacja podstawowych parametrów montażu jak naciąg want i geometria pomostu. Zawarte w rozdziale procedury powiązane są z rozdziałem 2 (teoria) i rozdziałem 4 (praktyka).

W *rozdziale 6* pokazane są inne realizacje: mostu wantowego przez Wisłę w Płocku i mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu. W tych obu przypadkach dużych mostów zastosowane były, nadmienione w rozdz. 5, procedury kontroli geometrycznej i regulacji w trakcie montażu. Mostu w Płocku, podobnie jak most w Gdańsku realizowany był metodą montażu wspornikowego. W przypadku mostu w Toruniu zwrócono uwagę na możliwe inne zastosowania kontroli geometrii w trakcie montażu dużego mostu.

Ostatni *rozdział 7* jest podsumowaniem rozważań dotyczących tematyki kontroli geometrycznej mostów wantowych wznoszonym metodą montażu wspornikowego. Tutaj zaproponowano przyszłe kierunki rozwoju zastosowania metod analiz kontroli geometrycznej nie tylko mostów wantowych.

ROZDZIAŁ 2. WYBRANE ZAGADNIENIA TEORETYCZNE

Niniejszy rozdział stanowi pewien ograniczony przegląd wybranych podstaw teoretycznych w odniesieniu do klasycznego i aktualnie stosowanego podejścia do opisu pracy cięgna. Cięgno reprezentujące wantę, to element konstrukcyjny o charakterystyce geometrycznie nieliniowej przenoszący tylko ciągnięcia. Poruszana w dysertacji problematyka kontroli geometrycznej mostów wantowych, czyli smukłych ustrojów wykorzystujących cięgna, jako wysokowytrzymałościowe nośne elementy konstrukcyjne, bazuje w dużej mierze na analizie ich pracy w zakresie nieliniowym. Stąd jednym z podstawowych zagadnień staje się poprawny opis teoretyczny odkształconej osi cięgna i związana z tym jego długość, zarówno w stanie obciążonym, jaki i w beznapięciowym stanie pierwotnym. Procedury kontrolne geometrii montażu mostów wantowych (i nie tylko) i nowoczesne technologicznie metody naciągu want bazują na zasadzie referencyjnej oceny zgodności wyrażonej długością wanty w poszczególnych stanach montażowych. Jest to baza praktycznego podejścia, które wymaga wyznaczenia teoretycznej długości wanty w wyniku oddziaływania ciężaru własnego, obciążenia ciężarem osłon i środowiskowymi efektami termicznymi. Stąd potrzeba precyzyjnej oceny pracy cięgna i określenia właściwych mechanicznie charakterystyk pozwalających na wierniejszą implementację zachowań cięgna w ramach programów obliczeniowych, stanowią powód dociekań teoretycznych w tej dziedzinie.

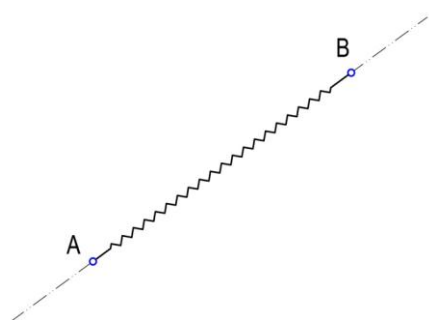
Rozwiązania równań cięgna bazujące na krzywej parabolicznej dla małych zwisów, czy też krzywej łańcuchowej przedstawiane jest w różnych ujęciach. Uproszczone podejście klasycznie stosowane jest praktyczne w przypadkach, kiedy dokładność wyników zawiera się w akceptowalnym przedziale. Różne ujęcia pracy cięgna prezentowane są w wielu opracowaniach zarówno starszych jak i nowszych jak np.: PAŁKOWSKI [1994], KACZURIN [1965], HAJDUK I INNI [1970], PODOLNY [1971], PODOLNY I INNI [1976], IRVINE [1981], JAYARAMAN I INNI [1981], BIELEWICZ I INNI [1984], TROITSKY [1988], ITO I INNI [1991], ULSTRUP I INNI [1992], GRABOWSKI [2002], BILISZCZUK [2005]. TAKŻE cały czas pozostają w mocy historyczne prace zastępczych modułów Ernsta (zob. np. ERNST [1965]).

Widoczny jest także nowy kierunek oparty na ogólniejszym podejściu do teorii cięgna i niejednokrotnie takie poszukiwania mają zastosowanie w programach MES. Ciekawe podejście optymalizacji operacji obliczeniowych MES przedstawiono np. pracy WEI I INNI [1999]. Innym przykładem jest praca JAYARAMAN [1981], gdzie Autor prezentuje model łańcuchowego elementu cięgowego umożliwiającego analizę przy niewielkim jego napięciu. Nowoczesnym podejściem charakteryzują się prace IMPOLLONIA I INNI [2011] i GRECO I INNI [2012], [2014]. Istotą jest tam ogólność opisu w formalizmie rachunku macierzowego (wektorowego), cięgna dowolnie zawieszono w przestrzeni i poddanego obciążeniom równomiernie rozłożonym, termicznym i siłami skupionym zorientowanymi w przestrzeni. Przedstawione tam rozwiązanie stanowi zamknięty ścisły opis przestrzennego ujęcia cięgna.

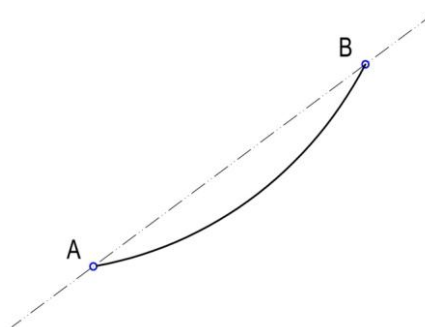
W pierwszym rzędzie omówiona zostanie specyfika zachowań cięgien prezentowana w ujęciu klasycznym pod ciężarem własnym i przy punktach zawieszenia na jednakowym i zróżnicowanym poziomie. Rozwiązania klasyczne stanowią tu prostą podstawę dyskusji nad fenomenem zachowań cięgna i uzasadnieniem uproszczonego podejścia inżynierskiego. Następnie przeprowadzone zostaną rozważania dotyczące ogólnej pracy przestrzennej cięgna w ujęciu rachunku wektorowego.

2.1. CIĘGNO JAKO ELEMENT STRUKTURY W UJĘCIU KLASYCZNYM

Teoria cięgna, jako elementu konstrukcyjnego, została opisana w wielu pracach na różny sposób. Niejednokrotnie sposób ujęcia teoretycznego dyktowany był specyfiką konkretnego zastosowania inżynierskiego jak np. odciąg masztów, liny struktur dachowych, czy wanty i liny nośne mostów, itd. (KACZURIN [1965], PODOLNY I INNI [1976], BIELEWICZ I INNI [1984], TROITSKY [1988], ITO I INNI [1991], ULSTRUP I INNI [1992], PAŁKOWSKI [1994], BILISZCZUK [2005]), czy opracowanie SETRA [2002]. W podstawowym ujęciu zakłada się, że cięgno jest elementem wiotkim pozbawionym sztywności giętnej, a jego jedyną funkcją jest przenoszenie sił rozciągających. Trzeba również zauważyć, że ze względu na ciężar własny nieodłączną cechą cięgna jest jego zwis. W analizach w zależności od wielkości zwisu cięgna ocena i dobór modelu obliczeniowego może być różny. W przypadku silnego naciągu i względnie małego rzeczywistego zwisu model obliczeniowy cięgna w strukturze układu może przyjmować postać bardzo uproszczoną np. sprężystego pręta typu kratowego z jednostronnym więzem nie przenoszącym ściskania (rys. 2.1). Dokładność wyników obliczeń w warunkach silnego naciągu i małej strzałki zwisu, tj. małego względnego efektu nieliniowości geometrycznej, jest bardzo dobra. Z inżynierskiego punktu widzenia, ze względu na prostotę, takie podejście jest w większości przypadków najkorzystniejsze, ale nie zawsze wystarczające.



Rys. 2.1. Model cięgna liniowy



Rys. 2.2. Model geometrycznie nieliniowy cięgna (krzywa łańcuchowa)

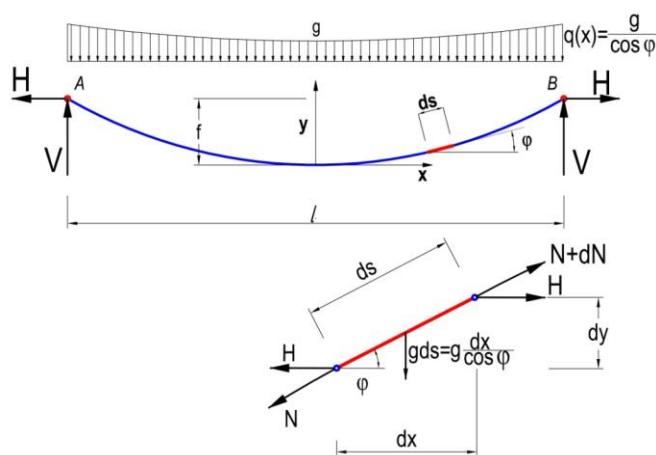
W przypadku większych strzałek zwisu, kiedy ujawnia się względny efekt nieliniowości geometrycznej, wymagana jest analiza uwzględniająca geometrię odkształconego cięgna, która w rozwiązaniu ścisłym przyjmuje postać krzywej łańcuchowej (rys.2.2). W takim przypadku sztywność strukturalna cięgna zmienia się nieliniowo. Uwzględnienie tego faktu wymaga stosowania do rozwiązań procedur iteracyjnych, które niekonsystentnie osadzone np. w algorytmach MES mogą powodować problemy z uzyskaniem ogólnej zbieżności

zadania. Specyfika układów cięgowych z natury swojej pracy, wprowadza znaczne siły w pozostałych składnikach struktury układu. W efekcie wywołuje to konieczność uwzględniania wpływu nieliniowego zachowania się całego układu, a nie tylko samych cięgien.

Można przyjąć, że wielkość względna strzałki zwisu cięga decyduje o liniowym lub nieliniowym charakterze obliczeń struktur z ich użyciem. W praktyce ocena parametru „względnego zwisu” jest zagadnieniem skomplikowanym, gdyż zależy od wielu czynników. Przede wszystkim parametr zwisu jest zupełnie inaczej definiowany dla różnych typów konstrukcji. W zakresie inżynierskim oczywiste jest zróżnicowanie form konstrukcyjnych takich konstrukcji jak maszty, podwieszane zadaszenia, wiotkie konstrukcje powłokowe cięgowo-membranowe oraz mosty, które generują nie tylko różne układy cięgien, ale również różne rozwiązania materiałowe. Np. lina nośna dużych mostów wiszących w stosunku do odciągów masztów może różnić się przekrojem poprzecznym ponad 800 krotnie. Także patrząc już tylko w obszarze mostów, można wyróżnić kolejne zróżnicowanie konstrukcyjne jak np. mosty wiszące i mosty wantowe. W odróżnieniu od innych struktur konstrukcyjnych, dla konstrukcji cięgowych oddziaływania termiczne, oblodzenia i wiatr są często podstawowymi obciążeniami. Nie można zapomnieć także o wyższej dynamicznej i aerodynamicznej wrażliwości struktury cięgnowej.

Zagadnienie teorii cięga ukierunkowane na mosty wantowe dotyczy cięgien skośnych (odciągi, wanty) i w literaturze można zauważyć wiele jego ujęć. W dalszej części zostanie przedstawionych kilka z nich. Wyróżnić tu należy praktyczny i często stosowany dla cięga uproszczony zastępczy model zginanej belki oraz ściśle rozwiązanie opisu linii cięga, jako krzywej łańcuchowej (KACZURIN [1965], NOWACKI [1976], PODOLNY I INNI [1976], PAŁKOWSKI [1994], BIELEWICZ I INNI [1984], BILISZCZUK [2005], TROITSKY [1988]). Poniżej przybliżone zostaną niektóre ujęcia tych zagadnień.

Przy założeniu występowania tylko obciążenia cięga ciężarem własnym przy punktach zawieszenia na jednakowej wysokości, zgodnie z rys. 2.3,



Rys. 2.3. Definicja cięga

wartość tego obciążenia odniesiona do poziomego rzutu cięciwy wynosi

$$q(x) = \frac{g}{\cos \varphi}, \quad (2.1)$$

wówczas kształt osi cięgna przyjmując postać krzywej łańcuchowej (zob. np. KACZURIN [1965])

$$y = k \left(\cosh \frac{x}{k} - 1 \right), \quad (2.2)$$

gdzie

$$k = \frac{H}{g}, \quad (2.3)$$

Dla $x = \frac{1}{2}l$ formuła strzałki ugięcia wygląda następująco

$$f = y\left(\frac{1}{2}l\right) = k \left(\cosh \frac{l}{2k} - 1 \right). \quad (2.4)$$

W przypadku wyznaczenia strzałki cięgna niezbędna jest znajomość siły H . Można tego dokonać wykonując kolejne przekształcenia. Długość cięgna wyznacza się z definicji dotyczącej krzywych

$$s = \int_{-\frac{1}{2}l}^{+\frac{1}{2}l} \sqrt{1 + (y')^2} dx, \quad (2.5)$$

gdzie na podstawie (2.2) otrzymuje się

$$y' = \sinh \frac{x}{k}. \quad (2.6)$$

Podstawiając (2.6) do (2.5) i całkując, otrzymuje się ścisły wzór na długość krzywej łańcuchowej zawieszony w punktach A i B usytuowanych na jednakowej wysokości

$$s = \int_{-\frac{1}{2}l}^{+\frac{1}{2}l} \sqrt{1 + \sinh^2 \left(\frac{x}{k} \right)} dx = \int_{-\frac{1}{2}l}^{+\frac{1}{2}l} \cosh \frac{x}{k} dx = 2k \sinh \frac{l}{2k} = \frac{2H}{g} \sinh \frac{gl}{2H}. \quad (2.7)$$

Natomiast przy przyjęciu początku układu współrzędnych w punkcie A, położenie osi cięgna opisuje wzór (zob. np. NOWACKI [1976])

$$y(x) = k \left[\cosh \frac{l}{2k} - \cosh \frac{1}{k} \left(x - \frac{l}{2} \right) \right] = 2k \sinh \frac{x}{2k} \sinh \frac{l-x}{2}. \quad (2.8)$$

Przy wyznaczaniu całkowitej długości cięgna szczególnie przydatne jest poznanie składowych, jakimi są początkowa długość („beznaprężeniowa”) L_0 oraz wydłużenie sprężyste ΔL i termiczne ΔL_T

$$s = L_0 + \Delta L_T + \Delta L. \quad (2.9)$$

Uwzględniając zależność (2.6) oraz $\varepsilon = \sigma/E = N/(EA)$, $N = H ds/dx$ ($2\sinh^2 \frac{1}{2}x = \cosh x - 1$) i wykonując przypisane całkowanie otrzymuje się wydłużenia cięga, które dla obu wpływów wynoszą:

$$\Delta L = \int_0^s \varepsilon ds = \frac{1}{EA} \int_0^s N ds = \frac{H}{EA} \int_0^s \frac{ds^2}{dx} = \frac{H}{EA} \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} (1 + (y')^2) dx = \frac{H^2}{2EA g} \left[\frac{gl}{H} + \sinh \frac{gl}{H} \right], \quad (2.10)$$

$$\Delta L_T = \alpha_T \Delta T L_0. \quad (2.11)$$

Podstawiając teraz (2.10) i (2.11) do zależności (2.9) i przyrównując z (2.7) uzyskujemy zależność (zob. np. PAŁKOWSKI [1994])

$$\frac{2H}{g} \sinh \frac{gl}{H} = L_0 (1 + \alpha_T \Delta T) + \frac{H^2}{2gEA} \left[\frac{gl}{H} + \sinh \frac{gl}{H} \right], \quad (2.12)$$

z której wyznacza się poszukiwaną siłę H . Wartość sił H można obliczyć w prosty sposób metodą prób, czy też stosując jedną z iteracyjnych metod rozwiązywania równania nieliniowego (zob. np. KORN [1983]). Siły V , N i H powiązane są formułą Pitagorasa

$$N = \sqrt{V^2 + H^2}. \quad (2.13)$$

W praktycznych obliczeniach zależności (2.8) i (2.12) mają znaczenie dla cięgien o zauważalnych strzałkach zwisu. Dla małych wartości strzałki zwisu $f/l < \sim \frac{1}{10}$ (zob. np. NOWACKI [1976]) postać równowagi może być przybliżoną parabolą drugiego stopnia. Praktycznie, w takim przypadku, ciężar własny cięga wzdłuż jego długości można uznać, że zmienia się pomijalnie mało i przyjąć $g(x) = g = \text{const}$. Przy tym założeniu równanie równowagi upraszcza się do postaci

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = -g \frac{ds}{dx} \approx -g, \quad (2.14)$$

ponadto wykorzystując rozwinięcie zależności (2.7) w szereg potęgowy otrzymuje się

$$s = l \left[1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{32f^4}{5l^4} + \frac{256f^6}{7l^4} - \dots \right], \quad f = \frac{gl^2}{8H}. \quad (2.15)$$

Przy ograniczeniu się do dwóch pierwszych istotnych wyrazów otrzymuje się

$$s = l \left[1 + \frac{g^2 l^2}{24H^2} \right]. \quad (2.16)$$

Teraz wydłużenie cięga określić można zależnością

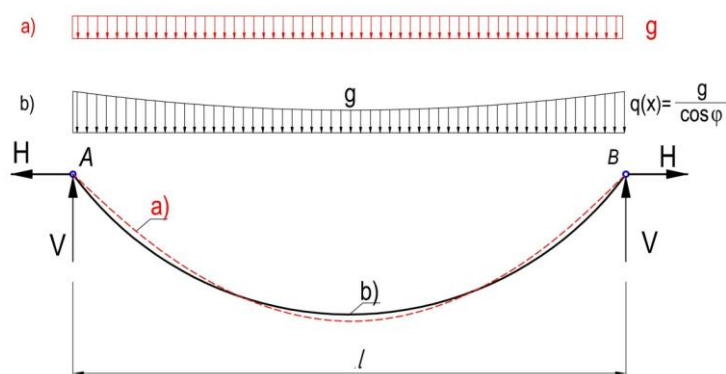
$$\Delta L = \frac{HL_0}{EA}. \quad (2.17)$$

Zestawiając formuły (2.16), (2.11) i (2.17) otrzymuje się przybliżone równanie cięga:

$$l \left[1 + \frac{g^2 l^2}{24 H^2} \right] = L_0 (1 + \alpha_T \Delta T) + \frac{H L_0}{EA}, \quad (2.18)$$

$$H^3 + H^2 EA \left[1 - \frac{1}{L_0} (l - \alpha_T \Delta T L_0) \right] = \frac{EA g^2 l^2}{24 L_0}. \quad (2.19)$$

Porównując ściśle i przybliżone w tym ujęciu podejście (zob. np. PAŁKOWSKI [1994]), można zaobserwować różnice pokazane na rys.2.4 i sformułować następujące wnioski:



Rys. 2.4. Porównanie zwisu ciężna:
a) parabola,
b) krzywa łańcuchowa

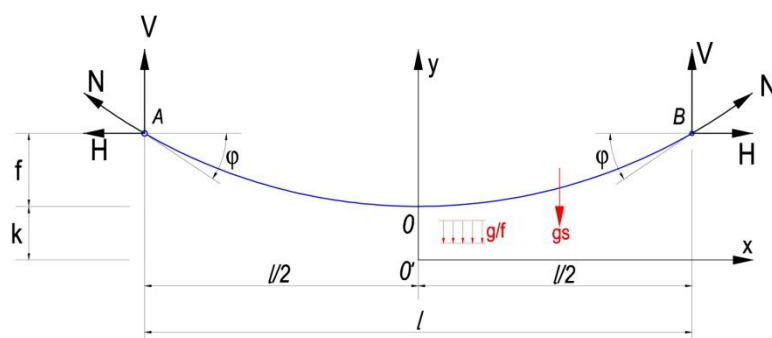
- 1) dla małych zwisów ciężen ($f/l < \frac{1}{10}$) błąd rozwiązania przybliżonego jest mniejszy niż 1%,
- 2) strzałka zwisu ciężna dla krzywej łańcuchowej jest mniejsza, zaś wartość naciągu większa i w miarę spadku stosunku f/l różnice pomiędzy obu krzywymi maleją.

Inne ujęcie porównania obu podejść zawiera m.in. praca PODOLNY I INNI [1976]. Rozważane są tam oba opisy geometrii ciężna, jako krzywej łańcuchowej i paraboli drugiego stopnia w odniesieniu do wskaźnika zwisu $n = f/l$.

Wprowadzając wg pracy PODOLNY I INNI [1976] następujące parametry:

$$n = \frac{f}{l}, \quad m = \frac{2k}{l} = \frac{H}{\frac{1}{2}gl}, \quad (2.20)$$

oraz translując układ współrzędnych do położenia O' , jak na rys. 2.5, po podzieleniu przez l



Rys. 2.5. Definicja ciężna
(wg PODOLNY I INNI [1976])

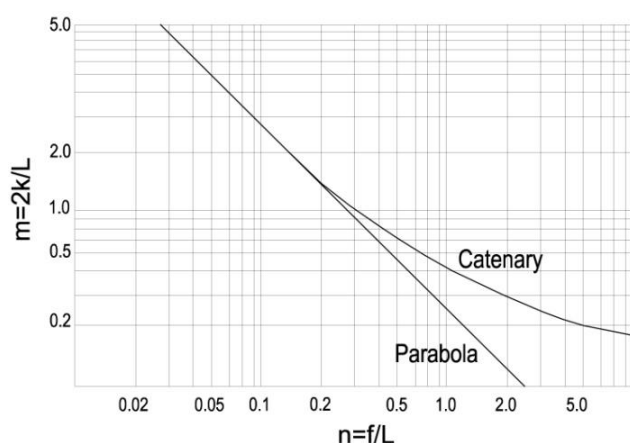
zależności (2.4) na strzałkę ugięcia krzywej łańcuchowej oraz paraboli 2° (2.16), otrzymuje się ich bezwymiarowe odpowiedniki (zob. PODOLNY I INNI [1976]):

$$n = \frac{m}{2} \left(\cosh \frac{l}{m} - 1 \right) \text{ (krzywa łańcuchowa),} \quad n = \frac{1}{4m} \text{ (parabola 2}^\circ\text{).} \quad (2.21)$$

Formuły te wyrażają zależności bezwymiarowego wskaźnika zwisu $n=f/l$ jak i funkcję bezwymiarowej siły poziomej $m=H/(\frac{1}{2}gl)$.

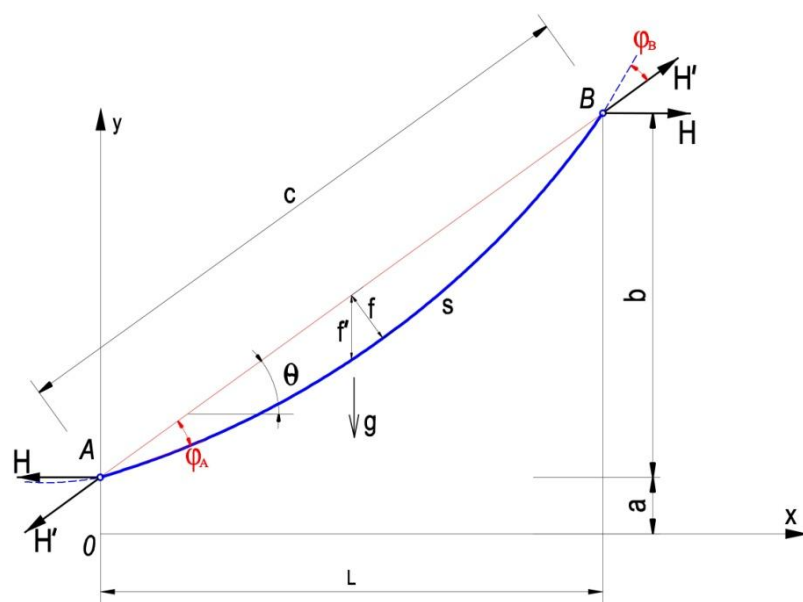
Na rys. 2.6 porównano, w formie wykresów w skali logarytmicznej, cechy obu równań (2.21).

Wykresy te, po ustaleniu wartości parametrów $n=f/l$ i $m=H/(\frac{1}{2}gl)$ dla konkretnego zadania, mogą służyć jako ocena zakresu stosowalności rozwiązania przybliżonego w postaci krzywej parabolicznej drugiego stopnia.



Rys. 2.6. Porównanie parametrów krzywych: paraboli i łańcuchowej (wg PODOLNY I INNI [1976])

Porównanie ciężna nachylonego do poziomemu, czyli o ciężwie skośnej przedstawia się następująco (PODOLNY I INNI [1976]), zgodnie z oznaczeniami pokazanymi na rys. 2.7.



Rys. 2.7. Ciężno nachylone

W tym przypadku długość ciężna jako krzywej łańcuchowej (zob. np. FRANCIS [1965]) ma postać

$$s^2 = b^2 + 4 \left(\frac{H}{g} \right)^2 \sinh^2 \frac{gl}{2H}, \quad (2.22)$$

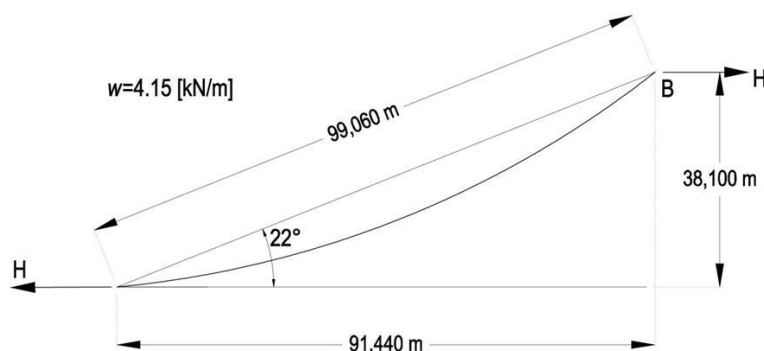
zaś jako krzywej parabolicznej drugiego stopnia formę

$$s = \frac{l}{\cos\theta} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{gl}{8H} \cos^2\theta \right)^2 \right]. \quad (2.23)$$

Różnice obu podejść, w przypadku odciągu mostu wantungo (wg PODOLNY [1976]), dla danych z rys. 2.8 zestawiono w tab. 2.1.

Tab. 2.1. Porównanie wyników krzywych parabolicznej i łańcuchowej

H-siła pozioma [kN]	s _c -krzywa łańcuchowa [m]	s _p -krzywa paraboliczna [m]	Δs = s _c - s _p [m]	Δs / s _c [%]
222	109,766	109,301	0,466	0,424%
445	101,650	101,620	0,029	0,029%
667	100,210	100,198	0,012	0,012%
890	99,710	99,700	0,010	0,010%
2 224	99,179	99,162	0,016	0,017%



Rys. 2.8. Przykład porównawczy odciągu mostu wantungo (do tab. 2.1.)

W przypadku cięgien mostów wantungo, szczególnie dla stosunkowo dłuższych wantungo (ponad 80 m wg BILISZCZUK [2005]), należy uwzględnić odkształcenia kątowe zakotwień:

$$\varphi_A = \theta - \arctg\left(\frac{b}{l} - \frac{gl}{2H \cos\theta}\right), \quad \varphi_B = \arctg\left(\frac{b}{l} + \frac{gl}{2H \cos\theta}\right) - \theta. \quad (2.24)$$

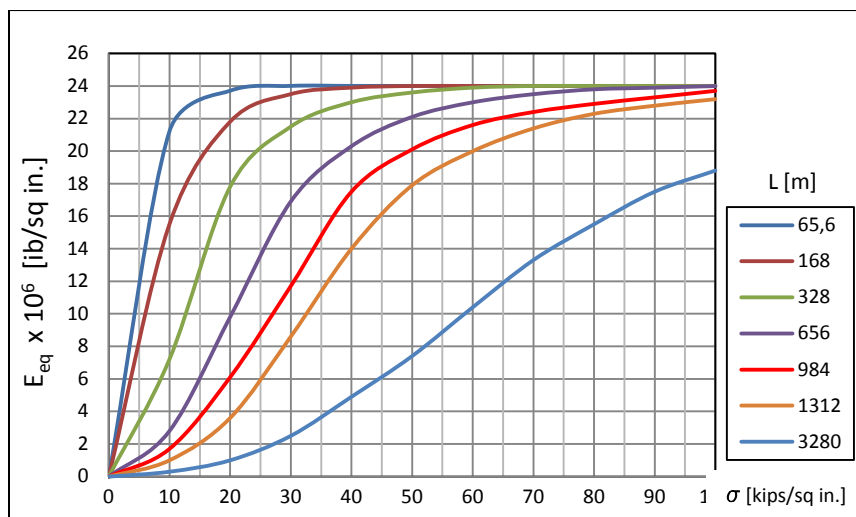
Parametrem istotnym do oceny wpływu nieliniowego zachowania się odciągów poprzez zmienną ich sztywność określa zastępczy moduł sprężystości *Ernst's moduł* (ERNST [1965]). Zastępczy moduł jest przydatny przy analizie mostów wantungo

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(\gamma l)^2}{12\sigma^2} E}, \quad (2.25)$$

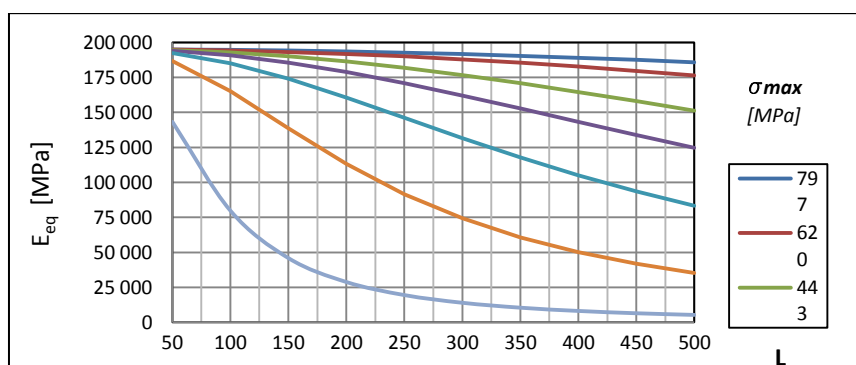
gdzie: E_{eq} – zastępczy moduł sprężystości cięgna, E – moduł sprężystości cięgna, γ – ciężar objętościowy cięgna, σ – naprężenia rozciągające w cięgniach.

Pomimo to, jak wspomniano wcześniej, najlepszym rozwiązaniem jest osiągnięcie takich naciągów wantungo, aby z założenia spełniały one warunki dobrego przybliżania do rzeczywistego liniowego modelu mostu wantungo. Zawarte powyżej rozważania skłaniają do dość prostych

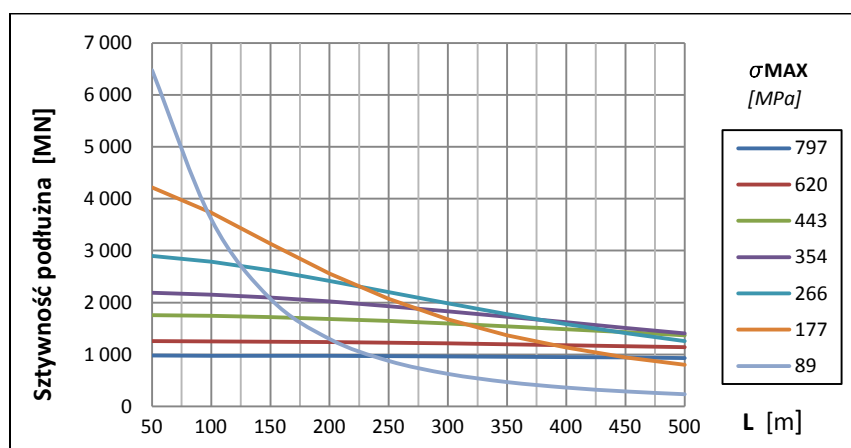
podstawowych zasad doboru cięgien. Za główny parametr o tym decydujący należy uznać zwis cięzna jako funkcję siły jego naciągu. W konsekwencji zwis cięzna odpowiadać będzie za liniowe, czy też nieliniowe zachowanie wanty, jako elementu struktury całego mostu (rys. 2.9-2.11).



Rys. 2.9. Zastępczy moduł sprężystości cięzna (wg ERNST [1965])



Rys. 2.10. Zastępczy moduł sprężystości cięzna (wg LEONHARDT I INNI [1970])



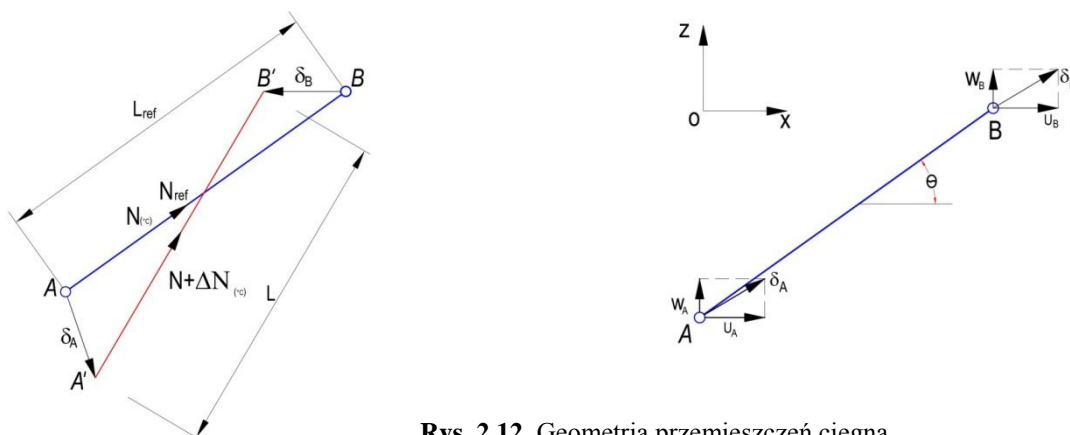
Rys. 2.11. Efektywna podłużna sztywność cięzna $E_{eq}A$

Mimo wszystko w ujęciu liniowym należy jednak uwzględnić specyficzny charakter mostów wantowych który wskazuje, że punkty zakotwień want mogą doznawać znacznych

przemieszczeń. Na ten fakt podstawowy wpływ mają zarówno obciążenia grawitacyjne układu powodujące wydłużenia wana ($l - l_{ref}$) jak i oddziaływania termiczne ($\alpha_T \Delta T$). Stąd, zakładając nieważkość (wewnętrzna, tylko przy analizie samego cięga) sprężystego odciągu, można wyznaczyć wartość siły w wancie

$$N = N_{ref} + EA \frac{l - l_{ref}}{l_{ref}} - EA \alpha_T \Delta T, \quad (2.26)$$

gdzie l oznacza aktualną odległość pomiędzy punktami zawieszenia A i B, natomiast l_{ref} oznacza odległość referencyjną, zaś N_{ref} siłę referencyjną. Ponieważ pomiar fizycznej długości wany w trakcie montażu jest utrudniony a wręcz czasami niemożliwy, w jego miejsce wykonuje się pomiary przemieszczeń (δ_A , δ_B) punktów jej wcięcia (rys. 2.12) Na tej podstawie obliczana jest wartość siły w wancie:



Rys. 2.12. Geometria przemieszczeń cięga

$$N = N_{ref} + EA \frac{|\mathbf{t} \cdot (\boldsymbol{\delta}_B - \boldsymbol{\delta}_A)|}{l_{ref}} - EA \alpha_T \Delta T. \quad (2.27)$$

Ogólna forma wektorowa formuły (2.27) może być zapisana w postaci rozwiniętej, która w przypadku płaskiego układu kartezjańskiego Oxz wyraża się wzorem

$$N = N_{ref} + \frac{EA}{l_{ref}} [(u_B - u_A) \cos \theta + (w_B - w_A) \sin \theta] - EA \alpha_T \Delta T. \quad (2.28)$$

Należy pamiętać, że zapisy te obowiązują przy założeniu małych deformacji (teoria liniowa).

Przyjęcie cięga w obliczeniach statycznych jako (wewnętrznie) nieważkie (bez zwisu)) jest niezaprzeczalnym ułatwieniem analizy. Niemniej jednak w praktyce konsekwencji takiego założenia nie można pominąć. W globalnej strukturalnej ocenie konstrukcji mostu ten aspekt nie musi być na ogół brany pod uwagę, jednak w wymiarze lokalnych materiałowych rozwiązań wana i ich zakotwień ma to już duże znaczenie (rys. 2.13).

Należy zauważyć, że zwis cięga (wany) występuje zawsze. Faktem jest też, że praktyczne rozwiązania konstrukcyjne zakotwień nie są pozbawione sztywności związanej

z obrotem, czyli w istocie w przypadku obrotu zakotwienia cięgna generowany jest moment zginający. Oczywiście nie każde rozwiązanie techniczne jest wrażliwe na tego typu dodatkowe obciążenie. Zwis i pochodne jemu obroty w zakotwieniach zależą jak wykazano wcześniej od wielu czynników. W praktyce rozwiązania konstrukcyjne want są w pewnym stopniu odporne na ten efekt i dopuszczalny jest niewielki margines zginania cięgna w zakotwieniu. Należy zauważyć, że konstrukcja zakotwień want mostów podwieszonych jest złożonym lokalnym problemem konstrukcyjnym. W strefie końcowej cięgna następuje miejscowo przekazanie ogromnej siły skupionej. Z tego względu jest to miejsce bardzo wrażliwe, ponieważ występuje tu stan naprężeń dochodzący niejednokrotnie do poziom rzędu 1000 MPa oraz mogą pojawić się związane z tym efekty zmęczenia i karbu. W strefie tej umiejscowione są także odpowiednie dewiatory i tłumiki drgań want. Także nie można zapomnieć o bardzo istotnym tu zabezpieczeniu antykorozyjnym, które ma wpływ nie tylko na trwałość, ale i bezpieczeństwo eksploatacyjne. Zakotwienia want najczęściej mają formę konstrukcyjną w postaci sztywnej rury prowadzącej, której zadaniem jest zapewnienie precyzyjnego ukierunkowania zakotwienia do założonej projektowo osi cięgna (rys. 2.13).



Rys. 2.13. Deformacja want (BILISZCZUK [2005])

To wszystko czyni koniecznym oszacowanie zakresu obrotów węzłów zakotwień want we wszystkich etapach wznoszenia oraz poziomu rzeczywistych sił, jakie mogą pojawić się w cięgnie dla górnego i dolnego zakotwienia. W praktyce istotna jest więc ocena wartości tych obrotów, a w przypadku wystąpienia przekroczeń zakresu technicznie dopuszczalnego wymagane jest zastosowanie odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych, np. kierunkowanie montażowe zakotwień.

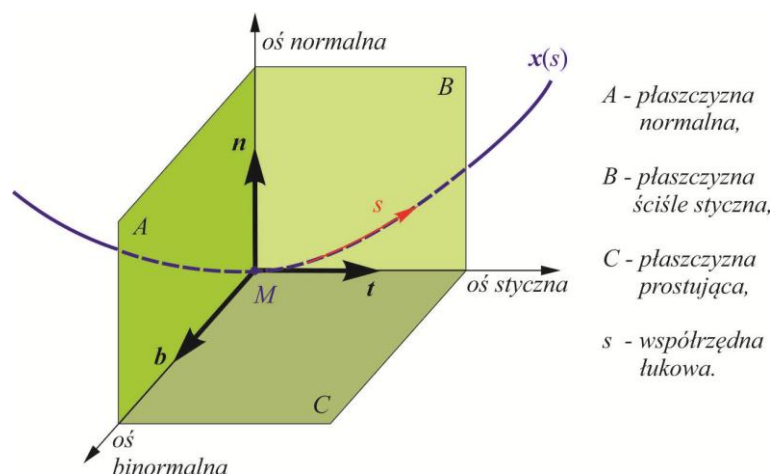
2.2. CIĘGNO W ZAPISIE ŚCISŁYM - OGÓLNE RÓWNANIA RÓWNOWAGI CIĘGNA

W części tej, po dyskusji zagadnień cięgien w rozdz. 2.1 w ujęciu klasycznym, przedstawione zostaną rozważania dotyczące ogólnej mechaniki przestrzennego cięgna w ujęciu rachunku wektorowego (porównaj IMPOLLONIA I INNI [2011], GRECO I INNI [2012], [2014]). Oczywiście rozważania te obejmują wszystkie dyskutowane wcześniej wyniki jako przypadki szczególne, z tą różnicą że w podejściu klasycznym wszystkie wielkości odnosi się do współrzędnych przestrzennych (x,y) , zaś w tym rozdziale względem współrzędnej materialnej, jaką stanowi długość łukowa (s_0) . W rozdziale tym stosuje się spójne i typowe dla nowoczesnej mechaniki oznaczenia oraz symbole, które należy traktować jak niezależne od oznaczeń rodz. 2.2, tj. wykorzystywanych w opisie klasycznym zagadnień cięgnowych.

2.2.1. Konfiguracyjny opis geometrii cięgna

Zauważmy na wstępie, że z formalnego punktu widzenia cięgno jest szczególnym przypadkiem jednowymiarowego krzywoliniowego pręta materialnego o typowej konfiguracji \mathcal{B} . Pręt ten jest zanurzony w przestrzeni fizycznej \mathcal{E}^3 , w postaci krzywej geometrycznej wyposażonej w odpowiednie cechy mechaniczne. W przypadku cięgna sprężystego takową cechą mechaniczną jest sztywność na rozciąganie (EA) .

Podstawą do badań własności krzywych przestrzennych jest baza wewnętrzna w postaci, tzw. trójścianu Freneta (rys. 2.14, zob. np. KORN I INNI [1983]).



Rys. 2.14. Trójścian Freneta: baza wewnętrzna krzywej przestrzennej

W celu definicji bazy Freneta rozpatruje się sparametryzowany przez współrzędną bieżącą s wektor wodzący $\mathbf{x} \in \mathcal{B}$ dowolnego punktu x krzywej

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}(s) = x(s)\mathbf{e}_x + y(s)\mathbf{e}_y + z(s)\mathbf{e}_z, \quad (2.29)$$

gdzie $\{O, \mathbf{e}_i; i=x, y, z\}$ jest ortonormalną kartezjańską stałą bazą odniesienia w punktowej trójwymiarowej przestrzeni euklidesowej \mathcal{E}^3 , tzn. $\mathbf{e}_i \cdot \mathbf{e}_j = \delta_{ij}$, $\|\mathbf{e}_i\| = 1$. Tutaj i dalej kropka

między wektorami, np. \mathbf{a} i \mathbf{b} , oznacza ich iloczyn skalarny $\mathbf{a}\cdot\mathbf{b}\equiv a_i b_i = a_x b_x + a_y b_y + a_z b_z$,
 $i=x,y,z$, $a\equiv\|\mathbf{a}\|=\sqrt{\mathbf{a}\cdot\mathbf{a}}$ jest normą euklidesową z wektora \mathbf{a} , zaś symbol oznacza deltę

Kroneckera $\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{dla } i=j \\ 0 & \text{dla } i\neq j \end{cases}$. Dalej przyjmuje się, że s jest parametrem długości łuku

formalnie zapisanym w postaci

$$s \equiv \int_{\Gamma} ds \equiv \int_{\Gamma} \sqrt{d\mathbf{x}\cdot d\mathbf{x}} \equiv \int_{\Gamma} \sqrt{dx^2 + dy^2 + dz^2}, \quad (2.30)$$

gdzie całkowanie odbywa się po długości krzywej Γ .

Pochodna wektora wodzącego \mathbf{x} po parametrze długości s (współrzędnej łukowej) jest zatem z definicji wersorem

$$\mathbf{t} = \partial_s \mathbf{x}, \quad \|\mathbf{t}\| = 1, \quad (2.31)$$

stycznym do krzywej $\mathbf{x}=\mathbf{x}(s)$ w punkcie s . Tu i dalej symbol $\partial_s(\cdot)\equiv d(\cdot)/ds$ oznacza różniczkowanie po parametrze s . Wektor styczny \mathbf{t} stanowi pierwszy składnik bazy trójścianu Freneta. Kolejnym wektorem bazy Freneta jest jednostkowy wektor normalny \mathbf{n} , ortonormalny do wektora stycznego \mathbf{t} , zdefiniowany jako

$$\mathbf{n} = \frac{\partial_s \mathbf{t}}{\|\partial_s \mathbf{t}\|} = \frac{\partial_{ss} \mathbf{x}}{\|\partial_{ss} \mathbf{x}\|} \quad (2.32)$$

i jest skierowany do środka tzw. koła ściśle stycznego. Ortogonalność ($\mathbf{t} \perp \mathbf{n}$), $\mathbf{t}\cdot\mathbf{n}=0$ (tj. $\partial_s \mathbf{t}\cdot\mathbf{t}=0$), można wykazać licząc pochodną z iloczynu skalarnego $\mathbf{t}\cdot\mathbf{t}=1$ ($\mathbf{t}\cdot\mathbf{t}-1=0$) po parametrze s

$$\partial_s (\mathbf{t}\cdot\mathbf{t}-1) = \partial_s \mathbf{t}\cdot\mathbf{t} + \mathbf{t}\cdot\partial_s \mathbf{t} = 2\mathbf{t}\cdot\partial_s \mathbf{t} = 0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t}\cdot\mathbf{n} = 0. \quad (2.33)$$

Ostatni wektor trójścianu Freneta definiuje się, jako wersor ortonormalny do płaszczyzny ściśle stycznej, a więc

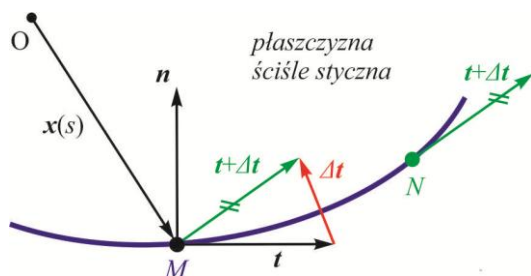
$$\mathbf{b} = \mathbf{t} \times \mathbf{n}. \quad (2.34)$$

Nosi on nazwę wektora binormalnego. Wektory bazy Freneta są ortogonalne do noszących swoje własne nazwy płaszczyzn (rys. 2.14): A) normalnej - wektor styczny \mathbf{t} ; B) ściśle stycznej - wektor binormalny \mathbf{b} ; C) prostującej - wektor normalny \mathbf{n} . W ogólnym przypadku baza wewnętrzna krzywej $\{\mathbf{n}(s), \mathbf{b}(s), \mathbf{t}(s)\}$ zmienia się wzdłuż niej wraz ze zmianą parametru s i definiuje przestrzeń styczną $T_x \mathcal{B}$ do \mathcal{B} w każdym jej punkcie $\mathbf{x}(s)$. Zatem, jak wynika z rys. 2.14, o zmianie geometrii krzywej wzdłuż s decydować będzie prędkość zmiany wektorów bazy Freneta w odpowiednich płaszczyznach.

Rozważając taką zmianę w widoku na płaszczyznę ściśle styczną (rys. 2.15) dochodzi się do pojęcia krzywizny κ , która opisuje odchylenie tej krzywej (w małej jej części) od linii prostej wyrażone wzorem

$$\kappa = \lim_{MN \rightarrow 0} \left\| \frac{\Delta \mathbf{t}}{MN} \right\| = \|\partial_s \mathbf{t}\| = \|\partial_{ss} \mathbf{x}\|. \quad (2.35)$$

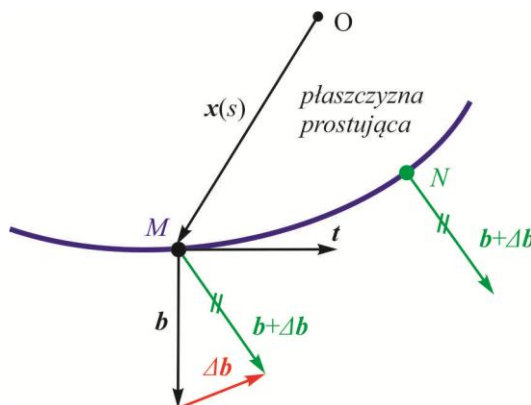
Zatem zerowa krzywizna ($\kappa=0$) charakteryzuje linię prostą.



Rys. 2.15. Krzywa przestrzenna: krzywizna widziana w płaszczyźnie ściśle stycznej

Rozważając teraz zmianę w widoku na płaszczyznę prostującą (rys. 2.16) dochodzi się do pojęcia skręcenie, inaczej torsji, krzywej przestrzennej χ , która opisuje odchylenie tej krzywej (w małej jej części) od krzywej płaskiej wyrażone wzorem

$$\chi = \lim_{MN \rightarrow 0} \left\| \frac{\Delta \mathbf{b}}{MN} \right\| = \|\partial_s \mathbf{b}\| = \frac{1}{\kappa^2} \partial_{ss} \mathbf{t} \cdot (\mathbf{t} \times \partial_s \mathbf{t}) = \frac{1}{\kappa^2} \partial_{sss} \mathbf{x} \cdot (\partial_s \mathbf{x} \times \partial_{ss} \mathbf{x}). \quad (2.36)$$



Rys. 2.16. Krzywa przestrzenna: skręcenie - torsja widziana w płaszczyźnie prostującej

Zatem zerowe skręcenie, tj. torsja ($\chi=0$), charakteryzuje krzywą leżącą na płaszczyźnie i jest to płaszczyzna ściśle styczna. Uzupełnijmy dla porządku, że pochodną FRENETA można, wykorzystując krzywiznę κ i torsję χ , przedstawić następująco (zob. np. KORN, KORN [1983]):

$$\partial_s \mathbf{n} = \chi \mathbf{b} - \kappa \mathbf{t}, \quad \partial_s \mathbf{b} = -\chi \mathbf{n}, \quad \partial_s \mathbf{t} = \kappa \mathbf{n}. \quad (2.37)$$

2.2.2. Zasada pracy wirtualnej cięga

Niech τ , zgodnie z podstawowym założeniem teorii cięga, jako pręta doskonale podatnego na zginanie i skręcanie, oznacza jedyną różną od zera przekrojową wewnętrzną siłę normalną. Zakładamy, że siła przekrojowa τ jest wypadkową jednorodnego rozkładu w przekroju

rzeczywistych naprężeń Cauchy'ego w konfiguracji aktualnej \mathcal{B} ciągną o aktualnej długości L usytuowanego między punktami A i B . Wektor siły $\boldsymbol{\tau}$ z założenia skierowany jest wzdłuż wersora stycznego \boldsymbol{t} (2.31), stąd można zapisać $\boldsymbol{\tau} = \tau \boldsymbol{t}$, gdzie $\tau = \|\boldsymbol{\tau}\|$ jest jej wartością. Ponadto niech na konfiguracji aktualnej określone będzie pole przesunięć wirtualnych \boldsymbol{w} , jako elementu wiązki stycznej $T\mathcal{B} = \bigcup_{x \in \mathcal{B}} T_x \mathcal{B}$ (z grubsza mówiąc sumy mnogościowej wszystkich możliwych przestrzeni stycznych). Wówczas zasada pracy wirtualnej ciągną przybiera postać (zob. np. GRECO & CUOMO [2012])

$$\int_0^L \boldsymbol{\tau} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} ds = \int_0^L \boldsymbol{q} \cdot \boldsymbol{w} ds + \boldsymbol{r}_A \cdot \boldsymbol{w}_A + \boldsymbol{r}_B \cdot \boldsymbol{w}_B, \quad (2.38)$$

gdzie $\delta \boldsymbol{\varepsilon} \equiv \partial_s \boldsymbol{w}$ reprezentuje odkształcenie wirtualne energetycznie sprzężone z $\boldsymbol{\tau}$, zaś \boldsymbol{q} jest wektorem obciążenia o stałej orientacji przestrzennej $\boldsymbol{\pi}$ i wartości $q = \|\boldsymbol{q}\|$, a więc $\boldsymbol{q} = q \boldsymbol{\pi}$, zaś \boldsymbol{r}_A i \boldsymbol{r}_B są odpowiednimi siłami na brzegach w punktach A i B , których ruchu \boldsymbol{w}_A i \boldsymbol{w}_B nie ogranicza się. Wykorzystując definicję $\delta \boldsymbol{\varepsilon} \equiv \partial_s \boldsymbol{w}$, a więc zapis $\boldsymbol{\tau} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} \equiv \boldsymbol{\tau} \cdot \partial_s \boldsymbol{w}$ gęstości wewnętrznej pracy wirtualnej na jednostkę długo ciągną L oraz regułę $\partial_s(\boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w}) = \boldsymbol{\tau} \cdot \partial_s \boldsymbol{w} + \partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w} \Rightarrow \boldsymbol{\tau} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} \equiv \boldsymbol{\tau} \cdot \partial_s \boldsymbol{w} = -\partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w} + \partial_s(\boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w})$ do pierwszego składnika z (2.38) i po jego scałkowaniu otrzymuje się

$$\begin{aligned} \int_0^L (-\partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w} + \partial_s(\boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w})) ds &= \int_0^L \boldsymbol{q} \cdot \boldsymbol{w} ds + \boldsymbol{r}_A \cdot \boldsymbol{w}_A + \boldsymbol{r}_B \cdot \boldsymbol{w}_B, \\ -\int_0^L \partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w} ds + \boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w} \Big|_0^L &= \int_0^L \boldsymbol{q} \cdot \boldsymbol{w} ds + \boldsymbol{r}_A \cdot \boldsymbol{w}_A + \boldsymbol{r}_B \cdot \boldsymbol{w}_B, \\ \int_0^L \underline{(-\partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \boldsymbol{w})} ds + \underline{\boldsymbol{\tau}(L) \cdot \boldsymbol{w}(L)} - \underline{\boldsymbol{\tau}(0) \cdot \boldsymbol{w}(0)} &= \int_0^L \underline{(\boldsymbol{q} \cdot \boldsymbol{w})} ds + \underline{\boldsymbol{r}_A \cdot \boldsymbol{w}_A} + \underline{\boldsymbol{r}_B \cdot \boldsymbol{w}_B}. \end{aligned} \quad (2.39)$$

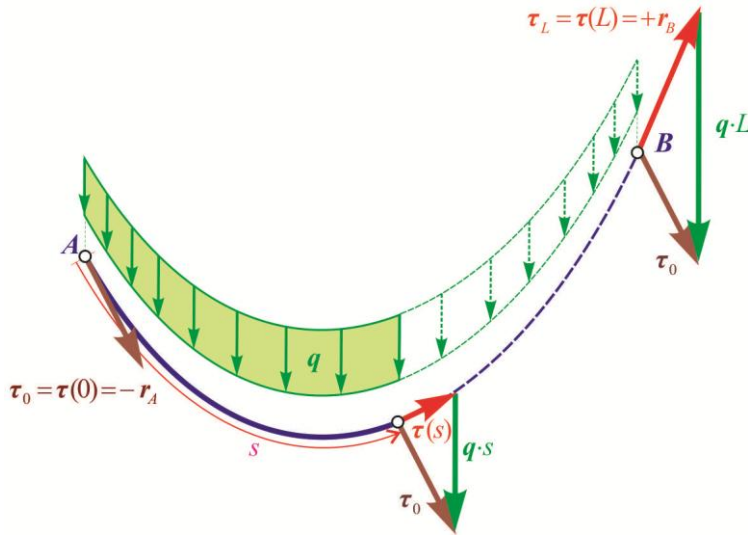
Z tożsamości całkowej (2.39) wynikają lokalne polowe równania równowagi na $[0, L]$ (zob. np. GRECO I INNI [2012])

$$-\partial_s \boldsymbol{\tau} = \boldsymbol{q} \quad \text{na } [0, L] \quad (2.40)$$

oraz odpowiednie warunki brzegowe:

$$-\boldsymbol{\tau}(0) = \boldsymbol{r}_A, \quad \boldsymbol{w}(0) = \boldsymbol{w}_A, \quad +\boldsymbol{\tau}(L) = \boldsymbol{r}_B, \quad \boldsymbol{w}(L) = \boldsymbol{w}_B, \quad (2.41)$$

Warunki brzegowe (2.41) jednoznacznie wskazują, że siły \boldsymbol{r}_A i \boldsymbol{r}_B na brzegach ciągną muszą być styczne do aktualnej konfiguracji ciągną w punktach A i B .



Rys. 2.17. Konfiguracja równowagi cięzna: obciążenie q oraz siły przekrojowe $\tau_0 = \tau(0) = -r_A$, $\tau(s)$ i $\tau_L = \tau(L) = +r_B$

2.2.3. Lokalne równania równowagi cięzna w bazie Freneta

Zapis wektora obciążenia q w wewnętrznej związanej z cięgnem bazie Freneta $\{\mathbf{n}(s), \mathbf{b}(s), \mathbf{t}(s)\}$ rozpinającej przestrzeń styczną $T_x\mathcal{B}$ w każdym punkcie $\mathbf{x}(s)$ konfiguracji \mathcal{B} definiują odpowiednie jego składowe

$$\mathbf{q} = q_n \mathbf{n} + q_b \mathbf{b} + q_t \mathbf{t}. \quad (2.42)$$

Składowe q oblicza się typowo, jako wynik rzutowania wektora q w bazie $\{\mathbf{n}, \mathbf{b}, \mathbf{t}\}$:

$$q_n = \mathbf{q} \cdot \mathbf{n}, \quad q_b = \mathbf{q} \cdot \mathbf{b}, \quad q_t = \mathbf{q} \cdot \mathbf{t}. \quad (2.43)$$

Analogicznie do (2.43) oblicza się składowe lewej strony wektorowego równania równowagi (2.40), jako projekcję na przestrzeń styczną $T_x\mathcal{B}$ w bazie $\{\mathbf{n}, \mathbf{b}, \mathbf{t}\}$. Pamiętając o zapisie $\boldsymbol{\tau} = \tau \mathbf{t}$ i (2.37)₃ ($\partial_s \mathbf{t} = \kappa \mathbf{n}$) oraz definicjach (2.32), (2.34) i warunku (2.33), kolejno otrzymuje się:

$$\partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \mathbf{n} = [\partial_s(\tau \mathbf{t})] \cdot \mathbf{n} = [\partial_s(\tau) \mathbf{t} + \tau \partial_s(\mathbf{t})] \cdot \mathbf{n} = \tau \partial_s(\mathbf{t}) \cdot \mathbf{n} = \tau (\mathbf{n} \parallel \partial_s \mathbf{t} \parallel) \cdot \mathbf{n} = \tau \kappa, \quad (2.44)$$

$$\partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \mathbf{b} = [\partial_s(\tau \mathbf{t})] \cdot (\mathbf{t} \times \mathbf{n}) = [\partial_s(\tau) \mathbf{t} + \tau \partial_s(\mathbf{t})] \cdot (\mathbf{t} \times \mathbf{n}) = [\partial_s(\tau) \mathbf{t} + \tau (\mathbf{n} \parallel \partial_s \mathbf{t} \parallel)] \cdot (\mathbf{t} \times \mathbf{n}) = 0, \quad (2.45)$$

$$\partial_s \boldsymbol{\tau} \cdot \mathbf{t} = [\partial_s(\tau \mathbf{t})] \cdot \mathbf{t} = [\partial_s(\tau) \mathbf{t} + \tau \partial_s(\mathbf{t})] \cdot \mathbf{t} = \partial_s \tau. \quad (2.46)$$

Zatem rozpisane w wewnętrznej bazie $\{\mathbf{n}, \mathbf{b}, \mathbf{t}\}$ przestrzeni stycznej do cięzna $T_x\mathcal{B}$ wektorowe równanie równowagi (2.40) we współrzędnych przyjmuje postać:

$$-\tau(s) \kappa(s) = q_n(s), \quad (2.47)$$

$$q_b(s) = 0, \quad (2.48)$$

$$-\partial_s \tau(s) = q_t(s), \quad (2.49)$$

z warunkami brzegowymi (2.41). Oczywiście, o ile zajdzie taka potrzeba, wektorowe warunki brzegowe (2.41) można rozpisać także w bazie $\{\mathbf{n}, \mathbf{b}, \mathbf{t}\}$ w sposób analogiczny do np. (2.42).

Wyniki rozważań tego podrozdziału wyrażone równaniami (2.47)-(2.49) wykazują formalnie, że cięgno ($\boldsymbol{\tau} = \boldsymbol{\tau}\mathbf{t}$) jest geometryczną krzywą beztorsyjną (2.45) i między punktami A , B pracuje oraz deformuje się tylko w płaszczyźnie ściśle stycznej wynikającej z kierunku działania obciążenia \mathbf{q} . Fakt ten wykorzystywany jest powszechnie w praktycznych obliczeniach, sprowadzających cięgna o globalnej orientacji przestrzennej do rozwiązania zagadnienia płaskiego przez odpowiednią transformację.

2.2.4. Lokalne równania równowagi cięgna w bazie kartezjańskiej

W praktyce cięgna, jako nośne elementy konstrukcji, tak jak w niniejszej dysertacji widać, często są w nią wbudowane, a całość jest złożoną przestrzennie strukturą, tutaj mostu wantowego. Stąd celowe jest rozpatrywanie ich w globalnym kartezjańskim układzie odniesienia, tj. w przestrzeni fizycznej \mathcal{E}^3 , z stałą ortonormalną bazą $\{O, \mathbf{e}_i; i=x, y, z\}$. Ponieważ baza jest stała, można dla dowolnego wektora, np. \mathbf{a} , zapisać i wykorzystać jej własność $\partial_s \mathbf{a} \cdot \mathbf{e}_i \equiv \partial_s (\mathbf{a} \cdot \mathbf{e}_i)$ $i=x, y, z$. Stąd rzutując równania równowagi (2.40) na przestrzeń \mathcal{E}^3 ze stałą bazą $\{O, \mathbf{e}_i; i=x, y, z\}$ po uwzględnieniu rozpisania:

$$\mathbf{t} = \frac{dx}{ds} \mathbf{e}_x + \frac{dy}{ds} \mathbf{e}_y + \frac{dz}{ds} \mathbf{e}_z, \quad \mathbf{q} = q_x \mathbf{e}_x + q_y \mathbf{e}_y + q_z \mathbf{e}_z, \quad \mathbf{r}_A = r_{Ax} \mathbf{e}_x + r_{Ay} \mathbf{e}_y + r_{Az} \mathbf{e}_z; \quad (2.50)$$

i wprowadzeniu oznaczeń:

$$\tau_x(s) = \boldsymbol{\tau}(s) \cdot \mathbf{e}_x = \tau(s) \frac{dx(s)}{ds}, \quad \tau_y(s) = \boldsymbol{\tau}(s) \cdot \mathbf{e}_y = \tau(s) \frac{dy(s)}{ds}, \quad \tau_z(s) = \boldsymbol{\tau}(s) \cdot \mathbf{e}_z = \tau(s) \frac{dz(s)}{ds}; \quad (2.51)$$

kolejno otrzymuje się:

$$-\partial_s (\boldsymbol{\tau}\mathbf{t} \cdot \mathbf{e}_x) = \mathbf{q} \cdot \mathbf{e}_x \Rightarrow -\partial_s \left(\tau(s) \frac{dx(s)}{ds} \right) = q_x(s) \Rightarrow -\partial_s \tau_x(s) = q_x(s), \quad (2.52)$$

$$-\partial_s (\boldsymbol{\tau}\mathbf{t} \cdot \mathbf{e}_y) = \mathbf{q} \cdot \mathbf{e}_y \Rightarrow -\partial_s \left(\tau(s) \frac{dy(s)}{ds} \right) = q_y(s) \Rightarrow -\partial_s \tau_y(s) = q_y(s), \quad (2.53)$$

$$-\partial_s (\boldsymbol{\tau}\mathbf{t} \cdot \mathbf{e}_z) = \mathbf{q} \cdot \mathbf{e}_z \Rightarrow -\partial_s \left(\tau(s) \frac{dz(s)}{ds} \right) = q_z(s) \Rightarrow -\partial_s \tau_z(s) = q_z(s). \quad (2.54)$$

Całkując następnie zależności (2.52)–(2.54) wzdłuż s , z uwzględnieniem $\tau_{x0} = \tau_x(0) = -r_{Ax}$, $\tau_{y0} = \tau_y(0) = -r_{Ay}$ i $\tau_{z0} = \tau_z(0) = -r_{Az}$, otrzymuje się:

$$\tau_x(s) = \tau_{x0} - \int_0^s q_x(s) ds, \quad \tau_y(s) = \tau_{y0} - \int_0^s q_y(s) ds, \quad \tau_z(s) = \tau_{z0} - \int_0^s q_z(s) ds; \quad (2.55)$$

a na tej podstawie przekrojowa siła styczna wynosi

$$\tau(s) = \sqrt{\left(\tau_{x0} - \int_0^s q_x(s) ds\right)^2 + \left(\tau_{y0} - \int_0^s q_y(s) ds\right)^2 + \left(\tau_{z0} - \int_0^s q_z(s) ds\right)^2}. \quad (2.56)$$

Wykorzystując i przekształcając (2.51) z uwzględnieniem (2.55) i (2.56), po scałkowania wzdłuż s otrzymuje się formalny parametryczny zapis krzywej łańcuchowej:

$$dx(s) = \frac{\tau_x(s)}{\tau(s)} ds \Rightarrow x(s) = \int_0^s \frac{\tau_x(s)}{\tau(s)} d\xi + x(0) = \int_0^s \frac{\tau_{x0} - \int_0^s q_x(s) ds}{\tau(s)} ds + x(0), \quad (2.57)$$

$$dy(s) = \frac{\tau_y(s)}{\tau(s)} ds \Rightarrow y(s) = \int_0^s \frac{\tau_y(s)}{\tau(s)} ds + y(0) = \int_0^s \frac{\tau_{y0} - \int_0^s q_y(s) ds}{\tau(s)} ds + y(0), \quad (2.58)$$

$$dz(s) = \frac{\tau_z(s)}{\tau(s)} ds \Rightarrow z(s) = \int_0^s \frac{\tau_z(s)}{\tau(s)} ds + z(0) = \int_0^s \frac{\tau_{z0} - \int_0^s q_z(s) ds}{\tau(s)} ds + z(0). \quad (2.59)$$

2.2.5. Krzywa łańcuchowa

W celu specyfikacji równań z punktu 2.2.4 do sformułowania krzywej łańcuchowej przyjmijmy następujące założenia.

1. Rozważane są tylko małe odkształcenia $\varepsilon \ll 1$ ($A \equiv A_0$) bez ograniczeń zakresu przemieszczeń.
2. Rozpatrywany jest materiał liniowo-sprężysty, którego równanie konstytutywne przy założeniu 1. można zapisać w postaci:

$$\tau(s_0) = EA_0(\varepsilon(s_0) - \varepsilon_T) = EA_0\left(\frac{ds - ds_0}{ds_0} - \alpha_T \Delta T\right) = EA_0(\lambda(s_0) - 1 - \alpha_T \Delta T), \quad \lambda = \frac{ds}{ds_0}; \quad (2.60)$$

gdzie E , $A \equiv A_0$, α_T i ΔT są odpowiednio modułem sprężystości, polem przekroju, współczynnikiem termicznej rozszerzalności liniowej i przyrostem temperatury. Zaś λ , ε , ε_T , odpowiednio są: rozciągnięciem osiowym, odkształceniem mechanicznym i odkształceniem termicznym, przy s i s_0 jako parametrach długości łuku w konfiguracji ciągną odpowiednio mechanicznie odkształconego i nieodkształconego.

3. Zasada zachowania masy podczas całego procesu deformacji, $\rho A ds = \rho_0 A_0 ds_0$ ustala relację masy (ciężaru) ciężna w dowolnej konfiguracji w odniesieniu do jednostki długości początkowej ciężna ($\rho_0 = \rho ds/ds_0$ przy założeniu 1).
4. Sztywność na zginanie jest pomijana.
5. Wartość obciążenia jest stała na rozpatrywanym odcinku ciężna między punktami początkowym A i końcowym B (nie koniecznie muszą to być punkty zakotwień want) oraz działa w ustalonym przestrzenie kierunku, co przy założeniu 3. pozwala zestawić ją w jednym wektorze $\mathbf{q}_0 = q_0 \boldsymbol{\pi}$ o stałej intensywności $q_0 = \|\mathbf{q}_0\|$ i stałym kierunku $\boldsymbol{\pi}_0$.

Dalsze rozważania prowadzone będą w stacjonarnym opisie Lagrange w odniesieniu do niezdeformowanej (beznaprężeniowej) konfiguracji ciężna, wówczas współrzędna długości łuku s_0 zmienia się w zakresie $s_0 \in [0, L_0]$, gdzie L_0 jest długością początkową ciężna. Przy tych założeniach składowe i wektor sił przekrojowej wyrażają się następująco:

$$\tau_x(s) = \tau_{x0} - \int_0^{s_0} q_x \frac{ds}{ds_0} ds_0 = -r_{Ax} - q_{x0} s_0 \quad (2.61)$$

$$\tau_y(s) = \tau_{y0} - \int_0^{s_0} q_y \frac{ds}{ds_0} ds_0 = -r_{Ay} - q_{y0} s_0, \quad (2.62)$$

$$\tau_z(s) = \tau_{z0} - \int_0^{s_0} q_z \frac{ds}{ds_0} ds_0 = -r_{Az} - q_{z0} s_0, \quad (2.63)$$

$$\boldsymbol{\tau}(s_0) = -\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0 = \boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0, \quad (\mathbf{r}_A = -\boldsymbol{\tau}_0 \equiv -\boldsymbol{\tau}(0)); \quad (2.64)$$

zaś jej wartość (2.56) określa reguła

$$\begin{aligned} \tau(s_0) &= \sqrt{(-r_{Ax} - q_{x0} s_0)^2 + (-r_{Ay} - q_{y0} s_0)^2 + (-r_{Az} - q_{z0} s_0)^2} \\ &= \sqrt{(-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0) \cdot (-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0)} = \|\mathbf{r}_A + q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\| = \|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\| \end{aligned} \quad (2.65)$$

Do wyznaczenia poszukiwanej konfiguracji $\mathbf{x}(s_0) = x(s_0)\mathbf{e}_x + y(s_0)\mathbf{e}_y + z(s_0)\mathbf{e}_z$ równowagi ciężna wykorzystuje się spostrzeżenie wynikające z reguły różniczkowania funkcji złożonej oraz wykorzystania wektora stycznego \mathbf{t} (2.50)₁ i rozciągnięcia osiowego λ (2.60)₂ otrzymuje się:

$$\partial_{s_0} \mathbf{x} = \frac{d\mathbf{x}}{ds_0} = \frac{d\mathbf{x}}{ds} \frac{ds}{ds_0} = \mathbf{t} \lambda \quad \Rightarrow \quad d\mathbf{x} = \mathbf{t} \lambda ds_0. \quad (2.66)$$

Kolejno uwzględniając $\boldsymbol{\tau} = \tau \mathbf{t}$ i (2.64):

$$\boldsymbol{\tau}(s_0) = \tau(s_0) \mathbf{t}(s_0) = \tau(s_0) \frac{d\mathbf{x}(s_0)}{ds} = -\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t}(s_0) = \frac{d\mathbf{x}(s_0)}{ds} = \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} = \frac{-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\tau(s_0)}; \quad (2.67)$$

oraz rozwijając równanie konstytutywne (2.60) względem rozciągnięcia λ

$$\lambda(s_0) = \frac{\tau(s_0)}{EA_0} + (1 + \alpha_T \Delta T). \quad (2.68)$$

po podstawieniu do (2.66)₂ (2.67), (2.68) i (2.65) otrzymuje się

$$\begin{aligned} d\mathbf{x} &= \lambda(s_0) \mathbf{t}(s_0) ds_0 = \left(\frac{\tau(s_0)}{EA_0} + (1 + \alpha_T \Delta T) \right) \frac{-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\tau(s_0)} ds_0 \\ &= \frac{-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{EA_0} ds_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) \frac{-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\|-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\|} ds_0 = \frac{1}{EA_0} \boldsymbol{\tau}(s_0) ds_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0 \end{aligned} \quad (2.69)$$

Poszukiwana zamknięta postać rozwiązania $\mathbf{x}(s_0)$ jest wynikiem całkowania (2.69), co można zapisać formalnie jako

$$\begin{aligned} \mathbf{x}(s_0) &= \frac{1}{EA_0} \int_0^{s_0} (-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0) ds_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) \int_0^{s_0} \frac{-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\|-\mathbf{r}_A - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\|} ds_0 + \mathbf{x}(0) \\ &= \frac{1}{EA_0} \int_0^{s_0} (\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0) ds_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\|} ds_0 + \mathbf{x}(0), \\ &= \frac{1}{EA_0} \int_0^{s_0} \boldsymbol{\tau}(s_0) ds_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0 + \mathbf{x}(0) \end{aligned} \quad (2.70)$$

Rozwiązanie to składa się z trzech części (zob. np. GRECO I INNI [2014])

$$\mathbf{x}(s_0) = \mathbf{x}_\varepsilon(s_0) + \mathbf{x}_c(s_0) + \mathbf{x}(0), \quad \mathbf{x}_c(s_0) = \mathbf{x}_C(s_0) + \mathbf{x}_T(s_0) \quad (2.71)$$

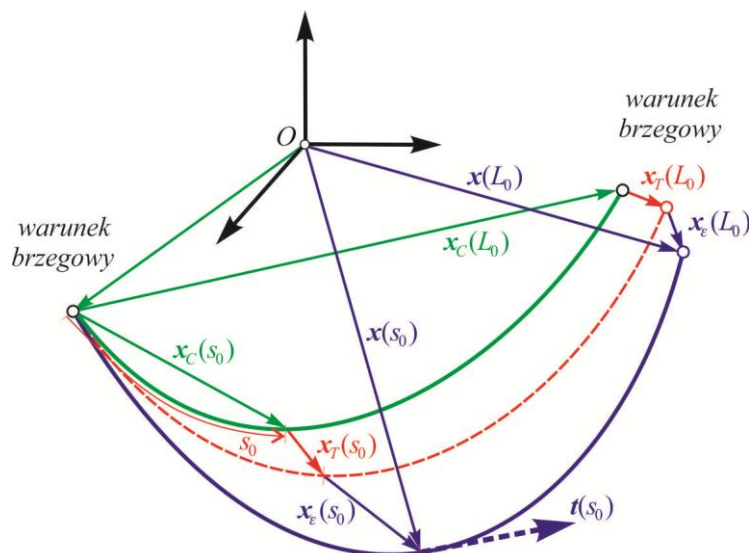
gdzie $\mathbf{x}(0)$ jest przestrzennym położeniem początku cięgna (punktu A), zaś:

$$\mathbf{x}_\varepsilon(s_0) = \frac{1}{EA_0} \int_0^{s_0} (\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0) ds_0 = \frac{1}{EA_0} \int_0^{s_0} \boldsymbol{\tau}(s_0) ds_0, \quad (2.72)$$

$$\mathbf{x}_c(s_0) = \mathbf{x}_C(s_0) + \mathbf{x}_T(s_0) = (1 + \alpha_T \Delta T) \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\|} ds_0 = (1 + \alpha_T \Delta T) \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0; \quad (2.73)$$

reprezentują odpowiedni udział przyrostu sprężystego i rozwiązanie dla cięgna nierozciągliwego $\mathbf{x}_C(s_0)$ poddanego wydłużeniom termicznym $\mathbf{x}_T(s_0)$ (rys. 2.18). Obliczenie udziału $\mathbf{x}_\varepsilon(s_0)$ danego przez (2.70) jest proste i ma postać

$$\mathbf{x}_\varepsilon(s_0) = \frac{1}{EA_0} \left(\boldsymbol{\tau}_0 s_0 - \frac{1}{2} q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0^2 \right). \quad (2.74)$$



Rys. 2.18. Konfiguracja ciągła $s_0 \in [0, L_0]$:

nierozciągła bez temperatury $x_c(s_0)$
(krzywa zielona),
nierozciągła z temperaturą $x_r(s_0)$
(krzywa czerwona przerywana),
podatna z temperaturą $x_e(s_0)$
(krzywa niebieska)

Jednak wyznaczenie $x_c(s_0) = x_c(s_0) + x_r(s_0)$ danego przez (2.73), tj. obliczenie występującej tam całki, wymaga pewnych zbiegów, które zgodnie z koncepcją pracy IMPOLLONIA, RICCIARDI, SAITTA [2011] przedstawia się poniżej.

W pierwszej kolejności należy zauważyć, że w przypadku wersora, np. π ($\|\pi\| = \sqrt{\pi \cdot \pi} = 1$) prawdziwe są następujące zależności w postaci zapisu diady (tensora prostego)

$$\pi s = (\pi \cdot \pi) \pi s = (\pi \otimes \pi) \pi s, \quad (\pi \otimes \pi) r = (\pi \otimes r) \pi; \quad (2.75)$$

co wynika z definicji iloczynu (nasunięcia) $(\mathbf{a} \otimes \mathbf{b}) \mathbf{c} = (\mathbf{b} \cdot \mathbf{c}) \mathbf{a} \equiv (\mathbf{a} \otimes \mathbf{c}) \mathbf{b}$ tensora prostego $\mathbf{a} \otimes \mathbf{b}$ przez wektor \mathbf{c} , ponadto pomocne będzie przekształcenie:

$$\frac{1}{a} = \frac{(a - \mathbf{b} \cdot \mathbf{a})}{a(a - \mathbf{b} \cdot \mathbf{a})} = \left(1 - \frac{\mathbf{b} \cdot \mathbf{a}}{a}\right) \frac{1}{a - \mathbf{b} \cdot \mathbf{a}}, \quad (2.76)$$

oraz własność normy euklidesowej z niezerowego wektora:

$$a = \|\mathbf{a}\| = \sqrt{\mathbf{a} \cdot \mathbf{a}}, \quad a' = (\|\mathbf{a}\|)' = (\sqrt{\mathbf{a} \cdot \mathbf{a}})' = \frac{1}{2} \frac{\mathbf{a}' \cdot \mathbf{a} + \mathbf{a} \cdot \mathbf{a}'}{\sqrt{\mathbf{a} \cdot \mathbf{a}}} = \frac{\mathbf{a} \cdot \mathbf{a}'}{a}, \quad (\cdot)' = \partial_s(\cdot) = \frac{d(\cdot)}{ds}. \quad (2.77)$$

Uwzględniając teraz (2.75) i (2.76) wyrażenie podcałkowe drugiego składnika (2.70) można przekształcić do postaci

$$\begin{aligned}
\int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0 &= \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\tau(s_0)} ds_0 = \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}_0 - [\boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 + [\boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 - q_0 [\boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\pi}_0 s_0}{\tau(s_0)} ds_0 \\
&= \int_0^{s_0} \frac{[\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0}{\tau(s_0)} ds_0 + \int_0^{s_0} \frac{[\boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\}}{\tau(s_0)} ds_0 \\
&= [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 \int_0^{s_0} \frac{1}{\tau(s_0)} ds_0 + \int_0^{s_0} \frac{[\boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0 \quad (2.78) \\
&= [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 \int_0^{s_0} \frac{(\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0))}{\tau(s_0)(\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0))} ds_0 + \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\pi}_0 (\boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0))}{\tau(s_0)} ds_0 \\
&= [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 \int_0^{s_0} \left(1 - \frac{\boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} \right) \frac{1}{\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)} ds_0 + \boldsymbol{\pi}_0 \int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0
\end{aligned}$$

gdzie \mathbf{I} jest tensorem identyczności (jednostkowym, tj. $\mathbf{I}\mathbf{a} \equiv \mathbf{a}$) drugiej walencji, a w rozważanej bazie $\{O, \mathbf{e}_i; i=x, y, z\}$ i ma postać $\mathbf{I} = \mathbf{e}_i \otimes \mathbf{e}_i$. Na podstawie (2.77), w odniesieniu do siły przekrojowej cięga, obliczasz się zależności:

$$\partial_{s_0} \boldsymbol{\tau}(s_0) = \frac{d\boldsymbol{\tau}(s_0)}{ds_0} = \frac{d\{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\}}{ds_0} = -q_0 \boldsymbol{\pi}_0, \quad (2.79)$$

$$\partial_{s_0} \tau(s_0) = \frac{d\tau(s_0)}{ds_0} = \frac{d\|\boldsymbol{\tau}(s_0)\|}{ds_0} = \frac{d\sqrt{\boldsymbol{\tau}(s_0) \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)}}}{ds_0} = \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0) \cdot d\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} = -q_0 \frac{\boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)}, \quad (2.80)$$

$$\begin{aligned}
\partial_{s_0} (\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)) &= \frac{d(\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0))}{ds_0} = \frac{d\tau(s_0)}{ds_0} - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \frac{d\boldsymbol{\tau}(s_0)}{ds_0} \\
&= -q_0 \frac{\boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} + q_0 \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\pi}_0 = q_0 \left(1 - \frac{\boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} \right). \quad (2.81)
\end{aligned}$$

Uwzględniając (2.80) i (2.81) całkę (2.78) można teraz zapisać w postaci

$$\int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0 = \frac{1}{q_0} [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 \int_0^{s_0} \frac{1}{\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)} d(\tau(s_0) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0)) - \frac{1}{q_0} \boldsymbol{\pi}_0 \int_0^{s_0} d\tau(s_0), \quad (2.82)$$

a zatem rozwiązanie czynnika z (2.73) ma formę

$$\begin{aligned}
\int_0^{s_0} \frac{\boldsymbol{\tau}(s_0)}{\tau(s_0)} ds_0 &= \frac{1}{q_0} [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 \ln(\tau(\xi) - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(\xi)) \Big|_{\xi=0}^{\xi=s_0} - \frac{1}{q_0} \boldsymbol{\pi}_0 \tau(\xi) \Big|_{\xi=0}^{\xi=s_0} \\
&= [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \frac{\boldsymbol{\tau}_0}{q_0} \ln \left(\frac{\|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\| - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\}}{\|\boldsymbol{\tau}_0\| - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}_0} \right) - \boldsymbol{\pi}_0 \left(\left\| \frac{\boldsymbol{\tau}_0}{q_0} - \boldsymbol{\pi}_0 s_0 \right\| - \left\| \frac{\boldsymbol{\tau}_0}{q_0} \right\| \right). \quad (2.83)
\end{aligned}$$

Ostatecznie zamknięta forma równania (2.71) przyjmuje postać

$$\begin{aligned} \mathbf{x}(s_0) = & \frac{1}{EA_0} \left(\boldsymbol{\tau}_0 s_0 - \frac{1}{2} q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0^2 \right) \\ & + (1 + \alpha_T \Delta T) \left\{ [\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \frac{\boldsymbol{\tau}_0}{q_0} \ln \left(\frac{\zeta(s_0)}{\zeta(0)} \right) - \boldsymbol{\pi}_0 \left(\left\| \frac{\boldsymbol{\tau}_0}{q_0} - \boldsymbol{\pi}_0 s_0 \right\| - \left\| \frac{\boldsymbol{\tau}_0}{q_0} \right\| \right) \right\} + \mathbf{x}(0), \end{aligned} \quad (2.84)$$

gdzie wprowadzono funkcję pomocniczą

$$\zeta(s_0) = \|\boldsymbol{\tau}(s_0)\| - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}(s_0) = \|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\| - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0 \boldsymbol{\pi}_0 s_0\}. \quad (2.85)$$

Nieznany wektor $\boldsymbol{\tau}_0 \equiv \boldsymbol{\tau}(0) = -\mathbf{r}_A$ z równania (2.84), tak jak w przypadku rozwiązań klasycznych z rozdz. 2.2, oblicza się wykorzystując warunek brzegowy, który musi spełniać ciągnie w punkcie zawieszenia B, tj. $\mathbf{x}(L_0)$. Stosowana jest tu jedna z numerycznych technik iteracyjnych, np. metoda Newtona czy iteracja prostej (zob. np. KORN I INNI [1983]). Po wyznaczeniu $\mathbf{r}_A = -\boldsymbol{\tau}_0$ i ustaleniu $\mathbf{x}(0)$, długość odcinak cięgna s_0 w aktualnej konfiguracji równowagi oblicza na podstawie rozciągnięcia z udziałem efektu termicznego (2.68) jako

$$s(s_0) = \int_0^{s_0} \lambda(s_0) ds_0 = \int_0^{s_0} \left(\frac{\tau(s_0)}{EA_0} + 1 + \alpha_T \Delta T \right) ds_0 = s_0 + \Delta L(s_0), \quad (2.86)$$

gdzie całkowite wydłużenie między punktami A i B, tj. dla $s_0 = L_0$ wynosi

$$\Delta L = \int_0^{L_0} \left(\frac{\tau(s_0)}{EA_0} + \alpha_T \Delta T \right) ds_0 = \frac{1}{EA_0} \int_0^{L_0} \tau(s_0) ds_0 + \alpha_T \Delta T L_0, \quad (2.87)$$

zaś całkowita długość rozciągniętego cięgna $L = L_0 + \Delta L$ (rys. 2.18).

Zamknięta postać zależności (2.87) na wydłużenie cięgna ΔL wymaga obliczenia całki z wyrażenia $\int_0^{L_0} \tau(s_0) ds_0$. Znajomość aktualnej długości cięgna L , a przez to wydłużenia ΔL jest konieczna do przeprowadzenia naciągów want. Zakładając, że do tego technicznego zabiegu regulacji naciągu want wymagane są ustabilizowane warunki pogodowe, można więc pominąć wpływ oddziaływania wiatru. Wówczas obciążenie pozostanie tylko ciężar własny cięgna q_z ($q_x = q_y = 0$) o ustalonym w sposób naturalny kierunku działania zgodnym z grawitacją (kierunek osi z). Całkowity ciężar cięgna W , zgodnie z prawem zachowania masy, można wyrazić wzorem

$$W = \int_0^L q_z(s) ds = \int_0^{L_0} q_z(s) \frac{ds}{ds_0} ds_0 = \int_0^{L_0} q_{z0} ds_0 = q_{z0} L_0. \quad (2.88)$$

Przy tych założeniach wzór (2.65) na wartość siły przekrojowej redukuje się do postaci

$$\tau(s_0) = \sqrt{(-r_{Ax})^2 + (-r_{Ay})^2 + (-r_{Az} - L_0^{-1}Ws_0)^2} = r_{Axy} \sqrt{1 + \omega^2} = \tau_{xy0} \sqrt{1 + \omega^2}, \quad (2.89)$$

gdzie

$$r_{Axy} = \sqrt{(r_{Ax})^2 + (r_{Ay})^2} = \tau_{xy0}, \quad \omega = \frac{-r_{Az} - L_0^{-1}Ws_0}{r_{Axy}} = -\frac{r_{Az}}{r_{Axy}} - \frac{W}{r_{Axy}L_0} s_0 = \frac{\tau_{z0}}{\tau_{xy0}} - \frac{q_{z0}}{\tau_{xy0}} s_0. \quad (2.90)$$

Tutaj r_{Axy} jest wartością składowej poziomej reakcji w punkcie A. Wykorzystując

obowiązującą zależność $\int \sqrt{X} dx = \frac{1}{2} (x\sqrt{X} + a^2 \sinh^{-1}(a^{-1}x)) + C = \frac{1}{2} (x\sqrt{X} + a^2 \ln|x + \sqrt{X}|) + C_1$,

$X = a^2 + x^2$, $a \neq 0$, dla całki nieoznaczonej (zob. np. KORN I INNI [1983]), oblicza się:

$$\begin{aligned} \int_0^{L_0} \tau(s_0) ds_0 &= \tau_{xy0} \int_{\omega_0}^{\omega_{L_0}} \sqrt{1 + \omega^2} \frac{ds_0}{d\omega} d\omega = -\frac{\tau_{xy0} L_0}{W} \int_{\omega_0}^{\omega_{L_0}} \sqrt{1 + \omega^2} d\omega = -\frac{\tau_{xy0}^2}{q_{z0}} \int_{\omega_0}^{\omega_{L_0}} \sqrt{1 + \omega^2} d\omega \\ &= \frac{1}{2} \frac{\tau_{xy0}^2}{q_{z0}} \left(\omega_0 \sqrt{1 + \omega_0^2} - \omega_{L_0} \sqrt{1 + \omega_{L_0}^2} + \ln \left| \omega_0 + \sqrt{1 + \omega_0^2} \right| - \ln \left| \omega_{L_0} + \sqrt{1 + \omega_{L_0}^2} \right| \right), \quad (2.91) \\ &= \frac{1}{2} \frac{\tau_{xy0}^2}{q_{z0}} \left(\omega_0 \sqrt{1 + \omega_0^2} - \omega_{L_0} \sqrt{1 + \omega_{L_0}^2} + \sinh^{-1} \omega_0 - \sinh^{-1} \omega_{L_0} \right) \end{aligned}$$

ostatecznie uwzględniając

$$\omega_0 = -\frac{r_{Az}}{r_{Axy}} = \frac{\tau_{z0}}{\tau_{xy0}}, \quad \omega_{L_0} = \frac{-r_{Az} - W}{r_{Axy}} = \frac{\tau_{z0} - q_{z0}L_0}{\tau_{xy0}}, \quad (2.92)$$

poszukiwana aktualna długość ciągną wyniesie

$$\begin{aligned} L &= L_0 + \Delta L = \frac{1}{EA_0} \int_0^{L_0} \tau(s_0) ds_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) L_0 \\ &= \frac{1}{2EA_0 q_{z0}} \left(\tau_{z0} \sqrt{\tau_{xy0}^2 + \tau_{z0}^2} - (\tau_{z0} - q_{z0}L_0) \sqrt{r_{Axy}^2 + (\tau_{z0} - q_{z0}L_0)^2} \right. \\ &\quad \left. + \tau_{xy0}^2 \sinh^{-1} \left(\frac{\tau_{z0}}{\tau_{xy0}} \right) - \tau_{xy0}^2 \sinh^{-1} \left(\frac{\tau_{z0} - q_{z0}L_0}{\tau_{xy0}} \right) \right) + (1 + \alpha_T \Delta T) L_0. \quad (2.93) \\ &= \frac{1}{2EA_0 q_{z0}} \left(\tau_{z0} \sqrt{\tau_{xy0}^2 + \tau_{z0}^2} - (\tau_{z0} - q_{z0}L_0) \sqrt{r_{Axy}^2 + (\tau_{z0} - q_{z0}L_0)^2} \right. \\ &\quad \left. + \tau_{xy0}^2 \ln \left(\frac{(\tau_{z0} - q_{z0}L_0) + \sqrt{r_{Axy}^2 + (\tau_{z0} - q_{z0}L_0)^2}}{\tau_{z0} + \sqrt{\tau_{xy0}^2 + \tau_{z0}^2}} \right) \right) + (1 + \alpha_T \Delta T) L_0 \end{aligned}$$

2.2.6. Przejście do wzorów klasycznych

Oczywiście wyprowadzone równania, w przypadku kiedy konfiguracja ciągna odpowiada układowi założeń klasycznych, muszą redukować się do wzorów klasycznych. Zatem jeśli rozważymy przypadek położenia ciągna w jednej z płaszczyzn układu przestrzennego np. x - y obciążonego równomiernie na jego długości zgodnie ze zwrotem osi y wówczas:

$$\mathbf{q}_0 = 0\mathbf{e}_x + q_{y0}\mathbf{e}_y + 0\mathbf{e}_z = q_{y0}\mathbf{e}_y, \quad \boldsymbol{\pi} = 0\mathbf{e}_x + 1\mathbf{e}_y + 0\mathbf{e}_z = \mathbf{e}_y, \quad (2.94)$$

$$\mathbf{r}_A = r_{Ax}\mathbf{e}_x + r_{Ay}\mathbf{e}_y + 0\mathbf{e}_z = r_{Ax}\mathbf{e}_x + r_{Ay}\mathbf{e}_y, \quad \boldsymbol{\tau}_0 = \tau_{x0}\mathbf{e}_x + \tau_{y0}\mathbf{e}_y + 0\mathbf{e}_z = \tau_{x0}\mathbf{e}_x + \tau_{y0}\mathbf{e}_y = -\mathbf{r}_A, \quad (2.95)$$

$$\tau_{x0} = \tau_x(0) = -r_{Ax}, \quad \tau_{y0} = \tau_y(0) = -r_{Ay}, \quad \tau_{z0} = \tau_z(0) = -r_{Az}, \quad (2.96)$$

$$\boldsymbol{\tau}(s_0) = \boldsymbol{\tau}_0 - q_0\boldsymbol{\pi}_0s_0 = \tau_{x0}\mathbf{e}_x + (\tau_{y0} - q_0s_0)\mathbf{e}_y, \quad (2.97)$$

$$\begin{aligned} \tau(s_0) &= \|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0\boldsymbol{\pi}_0s_0\| = \sqrt{\{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0\boldsymbol{\pi}_0s_0\} \cdot \{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0\boldsymbol{\pi}_0s_0\}} \\ &= \sqrt{\{\tau_{x0}\mathbf{e}_x + (\tau_{y0} - q_0s_0)\mathbf{e}_y\} \cdot \{\tau_{x0}\mathbf{e}_x + (\tau_{y0} - q_0s_0)\mathbf{e}_y\}} = \sqrt{\tau_{x0}^2 + (\tau_{y0} - q_0s_0)^2}, \end{aligned} \quad (2.98)$$

$$\tau_0(s_0) = \|\boldsymbol{\tau}_0\| = \sqrt{\boldsymbol{\tau}_0 \cdot \boldsymbol{\tau}_0} = \sqrt{\{\tau_{x0}\mathbf{e}_x + \tau_{y0}\mathbf{e}_y\} \cdot \{\tau_{x0}\mathbf{e}_x + \tau_{y0}\mathbf{e}_y\}} = \sqrt{\tau_{x0}^2 + \tau_{y0}^2}, \quad (2.99)$$

$$\begin{aligned} \zeta(s_0) &= \|\boldsymbol{\tau}_0 - q_0\boldsymbol{\pi}_0s_0\| - \boldsymbol{\pi}_0 \cdot \{\boldsymbol{\tau}_0 - q_0\boldsymbol{\pi}_0s_0\} \\ &= \sqrt{\tau_{x0}^2 + (\tau_{y0} - q_0s_0)^2} - \mathbf{e}_y \cdot \{\tau_{x0}\mathbf{e}_x + (\tau_{y0} - q_0s_0)\mathbf{e}_y\}, \\ &= \sqrt{\tau_{x0}^2 + (\tau_{y0} - q_0s_0)^2} - \tau_{y0} + q_0s_0 \end{aligned} \quad (2.100)$$

$$[\mathbf{I} - \boldsymbol{\pi}_0 \otimes \boldsymbol{\pi}_0] \boldsymbol{\tau}_0 = [\mathbf{I} - \mathbf{e}_y \otimes \mathbf{e}_y] \{\tau_{x0}\mathbf{e}_x + \tau_{y0}\mathbf{e}_y\} = \tau_{x0}\mathbf{e}_x, \quad (2.101)$$

$$\mathbf{x}(0) = \mathbf{0}. \quad (2.102)$$

Równanie (2.84) po uwzględnieniu powyższego, redukuje się do dwóch równań:

$$x(s_0) = \frac{1}{EA_0} \tau_{x0}s_0 + (1 + \alpha_T \Delta T) \tau_{x0} \ln \left(\frac{\sqrt{\tau_{x0}^2 + (\tau_{y0} - q_0s_0)^2} - \tau_{y0} + q_0s_0}{\sqrt{\tau_{x0}^2 + \tau_{y0}^2} - \tau_{y0}} \right), \quad (2.103)$$

$$y(s_0) = \frac{1}{EA_0} \left(\tau_{y0}s_0 - \frac{1}{2}q_0s_0^2 \right) - \frac{1}{q_0} (1 + \alpha_T \Delta T) \left(\sqrt{\tau_{x0}^2 + (\tau_{y0} - q_0s_0)^2} - \sqrt{\tau_{x0}^2 + \tau_{y0}^2} \right). \quad (2.104)$$

Uwzględniając tożsamość

$$\sinh^{-1}(x) \equiv \ln \left[x + \sqrt{1 + x^2} \right], \quad (2.105)$$

a więc po przekształceniu wyrażenia z logarytmem w (2.103)

$$\begin{aligned}
 & \ln \left(\frac{\sqrt{\tau_{x0}^2 + (\tau_{y0} - q_0 s_0)^2} - \tau_{y0} + q_0 s_0}{\sqrt{\tau_{x0}^2 + \tau_{y0}^2} - \tau_{y0}} \right) \\
 &= \ln \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\tau_{y0} - q_0 s_0}{\tau_{x0}} \right)^2} - \frac{\tau_{y0} - q_0 s_0}{\tau_{x0}} \right) - \ln \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\tau_{y0}}{\tau_{x0}} \right)^2} - \frac{\tau_{y0}}{\tau_{x0}} \right), \quad (2.106) \\
 &= -\sinh^{-1} \left(\frac{\tau_{y0} - q_0 s_0}{\tau_{x0}} \right) + \sinh^{-1} \left(\frac{\tau_{y0}}{\tau_{x0}} \right)
 \end{aligned}$$

otrzymuje się równanie w klasycznej postaci krzywej łańcuchowej najczęściej występującej w literaturze (zob. np. IRVINE [1981], WEI I INNI [1999]).

$$x(s_0) = \frac{1}{EA_0} \tau_{x0} s_0 - (1 + \alpha_T \Delta T) \tau_{x0} \left(\sinh^{-1} \left(\frac{\tau_{y0} - q_0 s_0}{\tau_{x0}} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{\tau_{y0}}{\tau_{x0}} \right) \right). \quad (2.107)$$

Wprowadzając współczynnik $\beta = r_{Ay}/r_{Ax} \equiv \tau_{y0}/\tau_{x0}$ wyrażający stosunek składowej przekrojowej siły pionowej $\tau_{y0} = \tau_y(0) = -r_{Ay}$ do poziomej $\tau_{x0} = \tau_x(0) = -r_{Ax}$ na początkowym brzegu cięgna A jest zgony z klasyczną parametrem krzywej łańcuchowej cięgna zawieszonoego na tym samym poziomie.

2.3. PODSUMOWANIE

Przedstawiono w rozdziale przegląd wybranych teoretycznych podejść dla cięgna, jako podstawowego elementu konstrukcyjnego mostu wantowego. Uwarunkowania teoretyczne stanowią bazę dla metod obliczeniowych i modelowania konstrukcji, ale także choć nieco inaczej wykorzystywane są na etapie budowy przy montażu mostu, szczególnie w technologii montażu wspornikowego. To wszystko, co niesie za sobą wiedza teoretyczna i projektowa oraz doświadczenie z dziedziny materiałowej i technologicznej przekłada się na powstające formalne reguły tj. normatywy i wytyczne. Obecnie, mimo ponad 60-letniego doświadczenia w realizacjach mostów wantowych na świecie, wytyczne i normatywy w tym zakresie są dość nieliczne i mają głównie charakter międzynarodowy.

W ostatnim 20-leciu, kiedy powstało wiele mostów wantowych o rekordowych rozpiętościach, międzynarodowe komitety eksperckie skupione przy organizacjach naukowo-technicznych przede wszystkim we Francji i Stanach Zjednoczonych doprowadziły do powstania wytycznych i rekomendacji. Zostały wypracowane zasady projektowania, budowy, badań odbiorowych i użytkowania mostów wantowych. Do nich między innymi należą:

- 1) SETRA [2002]: *Cable stays. Recommendations of French interministerial commission on Prestressing.*
- 2) FIB BIULETIN 30 [2005]: *Acceptance of stay cable systems using prestressing steel.*
- 3) PTI CABLE-STAYED BRIDGE COMMITTEE [2007]: *Recommendations for stay cable design, testing and installation.*

Zawarte w tych materiałach zapisy często odwołują się do najprostszych i bezpiecznych zasad w tym także do oceny pracy cięgna. Nie ulega wątpliwości, że dla standardowych rozwiązań mostów wantowych dążyć się powinno do takiego ukształtowania konstrukcji, aby obowiązywało ujęcie liniowe. Napięte cięgna (wanty) pozbawione znaczącego zwisu, to podstawowy klasyczny warunek, który powinien być spełniony przy projektowaniu mostów wantowych. Nie zawsze jest to oczywiście możliwe, jak chociażby na montażu mostu wantowego, a wtedy nieodzowna staje się wiedza wykraczająca poza liniowy zakres pracy konstrukcji.

Cięgno i jego naciąg, które musi być w zgodzie z założeniami projektowymi, podlega w trakcie realizacji wielu zmiennym warunkom i bez precyzyjnego podejścia analitycznego nie można prawidłowo zmontować struktur na nim opartych.

ROZDZIAŁ 3. PRZYKŁADY REALIZACJI MOSTÓW WANTOWYCH

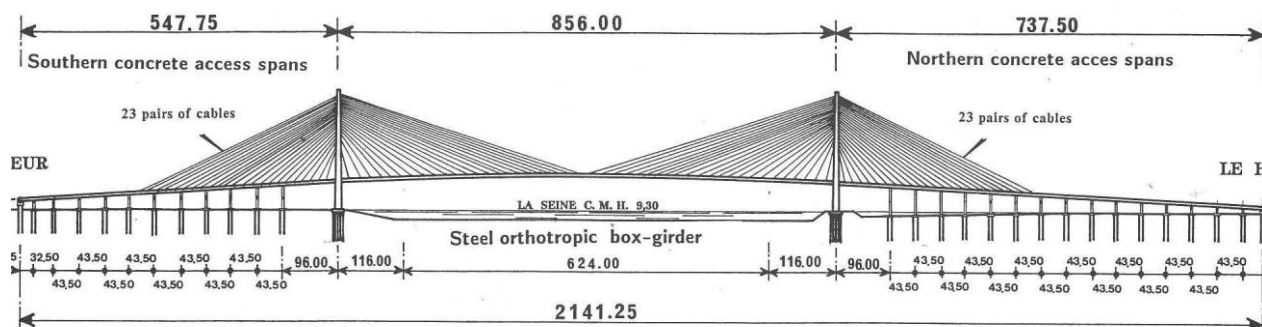
3.1. PRZEGLĄD I CHARAKTERYSTYKA ŚWIATOWYCH REALIZACJI MOSTÓW WANTOWYCH

- **PONT de NORMANDIE (Francja)**

Most wantowy PONT de NORMANDIE (rys. 3.1) o najdłuższym przęśle w Europie $L = 856m$ (rys. 3.2) oddany został do ruchu w 1995 roku. Był to również w owym czasie największy most wantowy na świecie.



Rys. 3.1. PONT de NORMANDIE: widok ogólny mostu (www.flickr.com - Philippe Guignard)



Rys. 3.2. PONT de NORMANDIE: widok z boku (VIRLOGEUX I INNI [1994])

Most ten stanowił ukoronowanie doświadczeń francuskich inżynierów w dziedzinie budowy mostów wantowych, wcześniej uzyskane przy budowie tak spektakularnych obiektów jak: most Brotonne (1977), most Elorn (1994) czy most Vasco da Gama (1998). Normandie Bridge jest jednak w tej mierze wyjątkowy. Zastosowano wiele nowatorskich rozwiązań konstrukcyjnych i technologicznych (np. prefabrykowane elementy pylonu czy wspomagane hydraulicznie nasuwanie podłużne części bocznych mostu). To wszystko nie mogłoby zaistnieć bez gruntownie wypracowanego naukowego i teoretycznego podłoża, z czego na uwagę zasługują prace z dziedziny aerodynamiki i technologii materiałowej want. Niezaprzeczalnie Normandie Bridge to most wyjątkowy nie tylko dlatego, że był w owym czasie największym mostem wantowym, ale przede wszystkim dlatego, że pokazał iż rozpiętości ponad 800m to tylko początek możliwości tego typu konstrukcji. Dziś

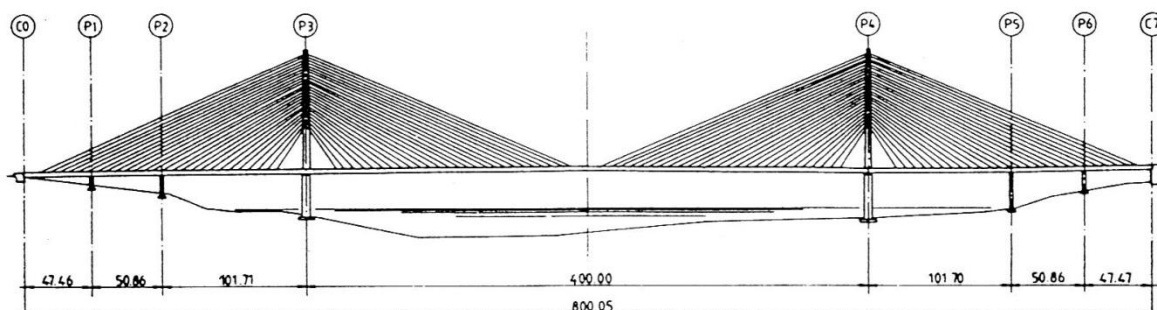
z perspektywy czasu widać, że kontynuowanie nadanego kierunku przez Normandie Bridge umożliwiło pokonanie granicy rozpiętości 1000m.

- **ELORN (Iroise) BRIDGE - Francja**

Most wantowy ELORN (Iroise) BRIDGE (rys. 3.3) o rozpiętości przeszła 400m oddano do ruchu w 1994 roku. Most ten z pomostem o konstrukcji betonowej został zmontowany metodą montażu wspornikowego. Most zaprojektowano z jedną centralną płaszczyzną want i pylonem w kształcie litery „I”, co przy gęstym układzie want (rys. 3.4) wywołało efekt niezwykle smukłego, atrakcyjnego architektonicznie obiektu (AUBLANC I INNI [1994]).



Rys. 3.3. ELORN (Iroise) BRIDGEI: widok ogólny mostu (<http://structurae.net>)



Rys. 3.4. ELORN (Iroise) BRIDGEI: widok z boku (AUBLANC I INNI [1994])

Most stanowił nowe doświadczenie, gdzie połączono nawisowe metody betonowania z wspornikowym montażem mostu wantowego. Ze względu na smukłość betonowego pomostu $L/114$ ($h = 3,5m$) niezwykle ważnym było precyzyjne jego wykonanie. Zastosowane tutaj procedury kontroli geometrycznej w trakcie montażu stanowiły wzór dla innych późniejszych realizacji mostów wantowych budowanych metodą montażu wspornikowego (MARCHETTI I INNI [1994]). W przypadku tego mostu na uwagę zasługują wykonane ciekawe analizy wiatrowe, w tym badania w tunelu aerodynamicznym (BIERTY I INNI [1994]). Wpływ silnych zachodnich wiatrów atlantyckich, nie był jedynym powodem tych działań. Równie ważnym była także bliska lokalizacja istniejącego mostu łukowego. Zachodziła obawa

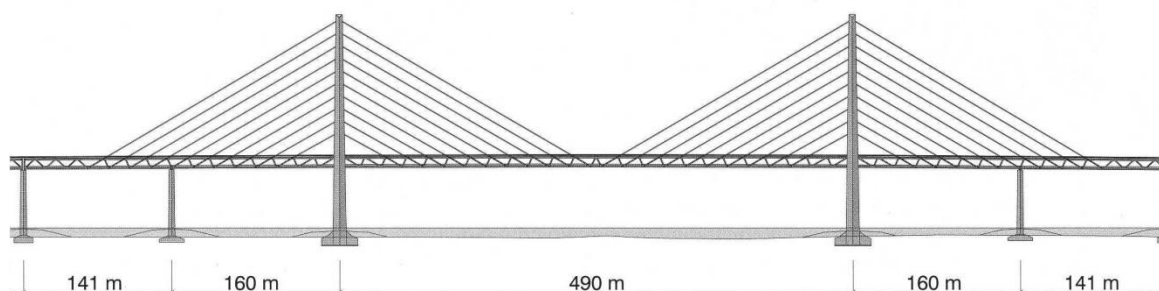
niekorzystnego wpływu turbulencji powodowanych sąsiedztwem wspomnianego mostu łukowego. Przeprowadzone badania w laboratorium wiatrowym CSTB we Francji wskazały konieczność korekty kształtu pomostu istniejącego mostu łukowego redukując poziom turbulencji. Ponadto wprowadzono aerodynamiczne korekty przekroju poprzecznego pomostu w moście Iroise oraz zastosowano wiskotyczne tłumiki na podporach kotwiących. Ten raczej rzadki fenomen oddziaływania wiatru na mosty spowodowany turbulencjami od przeszkody („cień aerodynamiczny”) wystąpił także, i to w większej skali w innym dużym moście – Tatura Bridge w Japonii (MIYATA I INNI [1994], WILDE [2002]).

- **ORESUND BRIDGE (Szwecja)**

Most wantung ORESUND BRIDGE (rys. 3.5) o rozpiętości przęsła 490m (rys. 3.6) oddano do ruchu w 2000 r. Jest to most drogowo-kolejowy, w którym górny drogowy pomost zaprojektowano o konstrukcji zespolonej, zaś dolny kolejowy, to rozwiązanie z płytą ortotropową (HAUGE I INNI [1999]).



Rys. 3.5. ORESUND BRIDGE: widok ogólny mostu (<http://tenspeedhero.com>)



Rys. 3.6. ORESUND BRIDGE: Widok z boku (BITSCH I INNI [1999])

Most Oresund stanowi przykład nowoczesnej technologii budowy jako wielkogabarytowej prefabrykacji. Zastosowano przy budowie całe sekcje montażowe przęsła o długości 120 m i masie 6200 t, które transportowano za pomocą potężnych dźwigów pływających (SORENSEN I INNI [1999]). Prefabrykacji poddano także całe elementy podpór o masie ponad 7000 t. Przyjęte rozwiązania metod budowy były nowatorskie, jeżeli chodzi o skalę mostowej

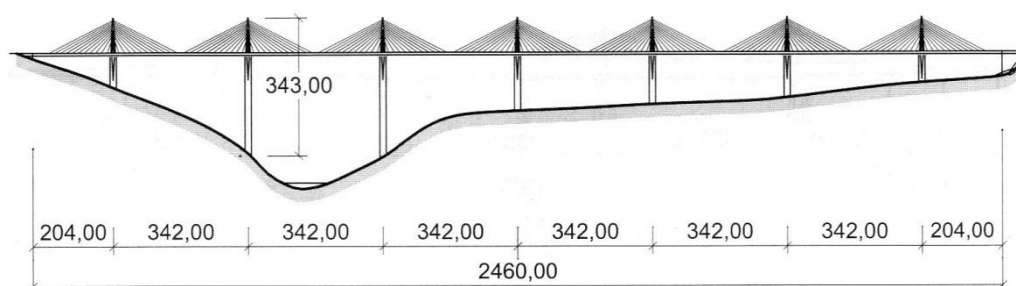
wielkogabarytowej prefabrykacji. Korzyści osiągnięte z tego sposobu budowy (podobnie do platform wiertniczych), to maksymalne skrócenie czasu prac montażowych na morzu.

- **MILLAU VIADUCT (Francja)**

Podwieszony wiadukt MILLAU (rys. 3.7) oddany został do ruchu w 2004 r. Jest to obiekt o najwyższych na świecie pylonach $H = 343m$ (VIRLOGEUX I INNI [2005]). Jest to także jeden z unikalnych obiektów wantungowych wieloprzęsłowych o ośmiu przęsłach i rozpiętości po 342m (rys.3.8). Konstrukcyjne rozwiązania mostu to utwierdzone stalowe pylony w pomocy, wanty w układzie wachlarzowym o jednej, środkowej płaszczyźnie i stalowy skrzynkowy pomost z ortotropową płytą jezdni.



Rys. 3.7. MILLAU VIADUCT: widok ogólny (<http://imthymohamed.wordpress.com>)



Rys. 3.8. Widok z boku (BILISZCZUK [2005])

Na uwagę zasługuje interesujące rozwiązanie, jakie zastosowano dla łożysk pod pylonem. Łożyska ustawione zostały skrajnie w stosunku do krawędzi pomostu w pewnym pochyleniu tak, że opierały się o przeciwległe płaszczyzny skośne skrzynki dźwigara przekazując składową pionową obciążenia na wysokie filary i kompensując wzajemnie składowe poziome. To nietypowe rozwiązanie było szczególnie przydatne ze względu na duże obciążenia poziome od wiatru, a także przy montażu przez nasuwanie podłużne miały naturalnie naprowadzający charakter. Według początkowego zamysłu projekt zakładał konstrukcję betonową pomostu montowaną metodą wspornikową na wielu podporach równocześnie

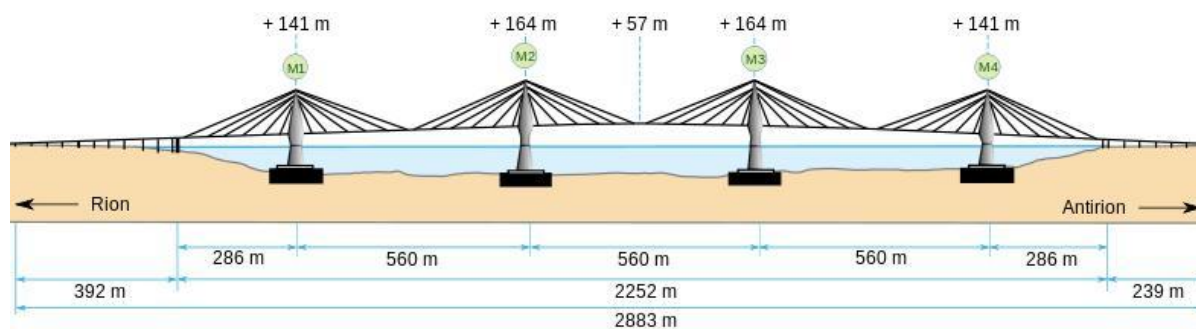
(BUONOMO I INNI [2004]). Jednak w trakcie przetargu wykonawca zaproponował zamienny sposób budowy, polegający na nasuwaniu podłużnym całego mostu wantowego wraz z pylonem i wantami. Propozycja wykonawcy została przyjęta do realizacji, jednak wymagała zmian założeń projektowych, co w konsekwencji sprowadzało się do zaprojektowania innego nie betonowego, a stalowego obiektu. Viaduct Millau to wyjątkowa realizacja, gdzie znacząco widoczny jest wpływ technologii montażu na ekonomię budowy. W tym przypadku okazało się, że nawet droższe rozwiązania w wersji stalowej obiektu było konkurencyjne. Wiadukt Millau to także szczególny przykład idealnego wpasowania obiektu inżynierskiego w krajobraz oraz spójności architektury i konstrukcji. Jest on uznawany za jeden z najładniejszych obiektów mostowych na świecie. Jako dzieło inżynierii francuskiej, był konsekwencją zaangażowania przez inwestora doświadczonych inżynierów jak Michela Virlogeux i zespołu słynnego architekta Lorda Normana Fostera. W polskich realiach niestety rzadko dostrzega się u zamawiających taką odpowiedzialność za efekt inwestycyjny. Stosowany w obecnym czasie do usług projektowych (i nie tylko) „wybór za najniższą cenę” jest w tym kontekście niezrozumiałym działaniem zupełnie odwrotnym, niż w omawianym wiadukcie MILLAU.

- **RION-ANTIRION BRIDGE (Grecja)**

Most wantowy RION-ANTIRION BRIDGE (rys. 3.9) o pięciu przęsłach rozpiętości 286 i 560m oddany został do ruchu w 2004r. Pomost o konstrukcji zespolonej (COMBAULT I INNI [2005]) o stosunkowo niewielkiej wysokości konstrukcyjnej 2,2 m ($L/250$) i szerokości 27 m podwieszony został za pomocą promienistego układu want na pylonach o całkowitej wysokości liczona od poziomu dna równej 230 m (rys.3.10).



Rys. 3.9. RION-ANTIRION BRIDGE: widok ogólny (<https://info-now.org>)



Rys. 3.10. RION-ANTIRION BRIDGE: widok z boku (www.en.wikipedia.org)

Obiekt jest zlokalizowany w strefie dużej aktywności sejsmicznej. Dlatego zastosowane w nim rozwiązania są wyjątkowe z uwagi na ochronę sejsmiczną. Podstawowym unikatowym podejściem w tej mierze jest zawieszenie pomostu o całkowitej długości 2252 m tylko na wantach bez podparć (łożysk). Rozszerzalność termiczna pomostu kompensowana jest za pomocą dylatacji usytuowanych na końcach obiektu w miejscu połączenia z wiaduktami dojazdowymi. W obrębie pylonów pod pomostem został zamontowany nowatorski system kompensatorów i tłumików drgań. Pomost w kierunku podłużnym w osi pylonów nie jest kompensowany. Kierunek poprzeczny do osi mostu na wypadek występujących oddziaływań sejsmicznych zabezpieczony jest specjalnymi tłumikami wiskotycznymi o parametrach nie stosowanych dotychczas (INFANTI I INNI [2005]). System ochrony sejsmicznej na każdym z pylonów składał się z czterech wspomnianych tłumików ($F_{max} = 3500 \text{ kN}$, przesuw $\pm 1750 \text{ mm}$) oraz oporowego bezpiecznika o sile niszczącej 10500 kN po przekroczeniu, której ulega zniszczeniu bezpiecznik i pomost zaczyna być tłumiony za pomocą wspomnianych czterech tłumików wiskotycznych.

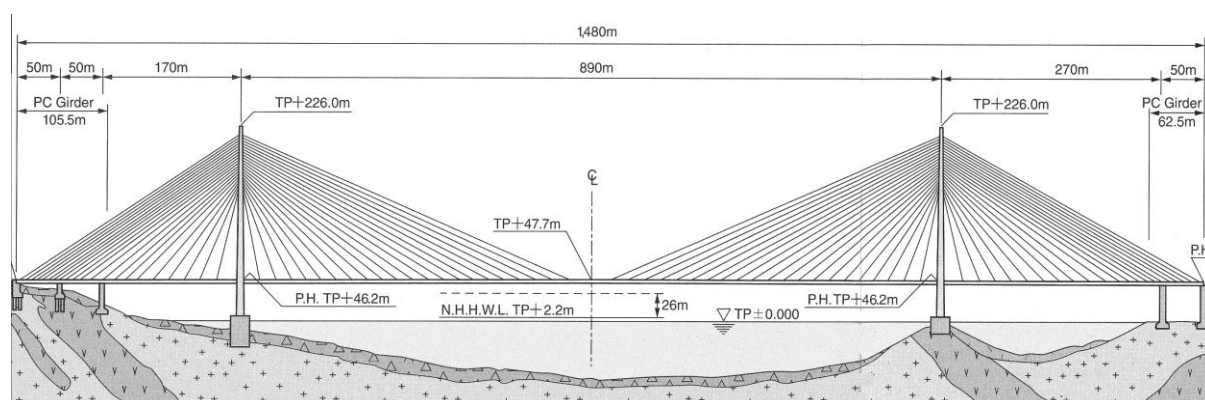
- **TATARA BRIDGE (Japonia)**

Most wantowy TATARA BRIDGE (rys. 3.11) o rozpiętości przęsła 890 m oddany do ruchu w 1999 r. był w owym czasie największym tego typu obiektem na świecie. Całkowita wysokość betonowego pylonu wynosi 220 m (rys.3.12). Pomost w swoim opływowym kształcie, to bardzo smukły przekrój skrzynkowy ze zdecydowanie nachylonymi ścianami bocznymi. Wysokość konstrukcyjna pomostu wynosi $2,7 \text{ m}$, co stanowi $1/330$ rozpiętości przęsła, a całkowita szerokość pomostu wynosi $30,6 \text{ m}$. Główne przęsło to stalowy dźwigar z płytą ortotropową. Przęsła boczne wykonano w części dla balastowania przęsła głównego, jako betonowe. Podwieszenie pomostu zaprojektowano w układzie promienistym z wantami podtrzymującymi pomost w dwóch nachylonych do osi mostu płaszczyznach. To co wyróżnia ten most, poza oczywiście jego rekordową rozpiętością, to podejście kształtowania konstrukcji wynikające z szczególnych warunków oddziaływania wiatru (WILDE [2002]).

Most zlokalizowano w rejonie góry mającej niekorzystny wpływ aerodynamiczny powodując silne turbulencje wiatrowe. Przypadek Tataru Bridge jest w istocie podobny do wcześniej opisanego mostu Elorn z tą różnicą, że skala problemu w tym wypadku jest znacznie większa.



Rys. 3.11. TATARU BRIDGE: widok ogólny mostu (<https://commons.wikimedia.org>)



Rys. 3.12. TATARU BRIDGE: widok z boku (MIYATA I INNI [1998])

W przypadku Tataru Bridge zastosowano niestandardowe podejście do projektowania, gdzie określenie sztywności elementów struktury wynikało z badań wiatrowych w tunelu aerodynamicznym (MIYATA I INNI [1998]). Uzyskane rezultaty pokazały najkorzystniejszy kształt mostu z bardzo wiotkim pomostem o aerodynamicznej formie. Takie założenia miały swoje konsekwencje statyczne, gdzie głównym problemem było przejście siły ściskającej w pomoście. Wpływ momentu zginającego na pomost był dużo mniejszy niż w innych mostach, a podstawowe znaczenie dla wymiarowania pomostu miała jak wspomniano wielkość ściskającej siły normalnej. Wymagało to szczególnego podejścia do analiz obliczeniowych związanych z wyboczeniem. Priorytetowe aerodynamiczne kryteria kształtowania mostu niosły za sobą także konsekwencje konstrukcyjne w tym rozwiązania innowacyjne w sferze materiałowej. W pierwszym przypadku problem dotyczył odporności zmęczeniowej pasów dolnych pomostu. Stosowane przy spawaniu *skalopsy* (otwory stosowane w połączeniach spawanych konstrukcji stalowych przy krzyżowaniu się lub

zakończeniach spoin; skalopsy redukują karb konstrukcyjny i niekorzystny wpływ zmęczenia) poprawiające bezpieczeństwo zmęczeniowe spawanych konstrukcji, niestety wpływały niekorzystnie zaburzając opływowy charakter pomostu. Efektem był poddany badaniom dobór specjalnej technologii spawania umożliwiającej etapowe zaspawania *skalopsów*. Innowacyjność materiałowa to stworzenie nowego standardu rury osłonowej wanty odpornej na efekt „*deszcz i wiatr*” prowadzący do powstawania drgań want, w postaci kropłowej faktury zewnętrznej rury.

Technologia budowy mostu, to klasyczny montaż wspornikowy. Jednakże wobec wspomnianych wcześniej względów wybozeniowych pomostu szczególnie ważnym było odpowiednie precyzyjne scalanie poszczególnych sekcji na montażu nie wywołując niekorzystnych imperfekcji (YANAKA I INNI [1998]). Pomocnym była zastosowana kontrola geometryczna montażu.

- **SUTONG BRIDGE (Chiny)**

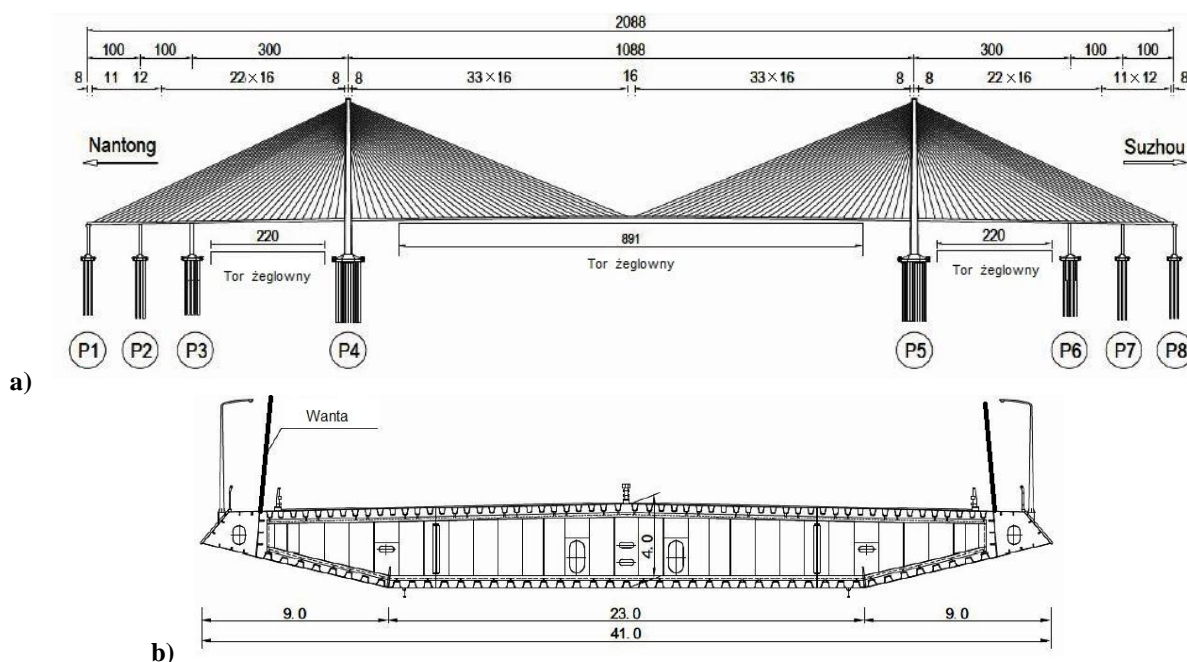
Most wantowy SUTONG BRIDGE przez rzekę Yangcy (rys. 3.13), z rozpiętością głównego przęsła 1088 m (rys. 3.14a) jako pierwszy przekroczył granice rozpiętości przęsła 1000 m (YOU I INNI [2008]). Całkowita długość mostu wraz z wiaduktami dojazdowymi wynosi 8146 m, a budowa trwała 5 lat, od 2003 do 2008r. Wysokość betonowych pylonów o kształcie odwróconej litery „Y” wynosi 306 m ponad poziom wody. Pomost to stalowa ortotropowa skrzynka o wysokości konstrukcyjnej 4 m i szerokości całkowitej 41 m (rys. 3.14b).



Rys. 3.13. SUTONG BRIDGE: widok ogólny mostu (BENTLEY BROCHURE [2009])

Na uwagę zasługuje fakt, że taki rekordowy most został zlokalizowany w trudnych warunkach oddziaływania wiatru tj. występowania tajfunów oraz słabych warunków gruntowych. W efekcie posadowienie głównych podpór mostu było znacznie bardziej skomplikowane. Posadowienie obiektu zaprojektowano na betonowych palach wierconych

o średnicy $2,8\text{ m}$ i długości 120 m (!). Nośność takiego pojedynczego pała wynosiła 100.000 kN . Pod każdym z pylonów zastosowano po 131 tychże pali (VEJRUN [2008]).



Rys. 3.14. SUTONG BRIDGE: a) widok z boku, b) przekrój poprzeczny (BENTLEY BROCHURE [2009])

Pylony wymagały szczególnych rozwiązań materiałowych dla betonu. Użyto wysokowytrzymałościowego betonu klasy C80 o bardzo niskim współczynniku $w/c = 0,34$. Podawanie betonu na wysokość ponad 300 m realizowano z zastosowaniem specjalnych pomp o wydajności tłoczenia $30\text{ m}^3/\text{h}$ rurą o średnicy 125 mm . Zastosowane pompy do podawania betonu były zdolne na wytworzenie ciśnienia 260 bar (PUTZMEISTER [2008]).

- **RUSSKY (ISLAND) BRIDGE – Władywostok, Rosja**

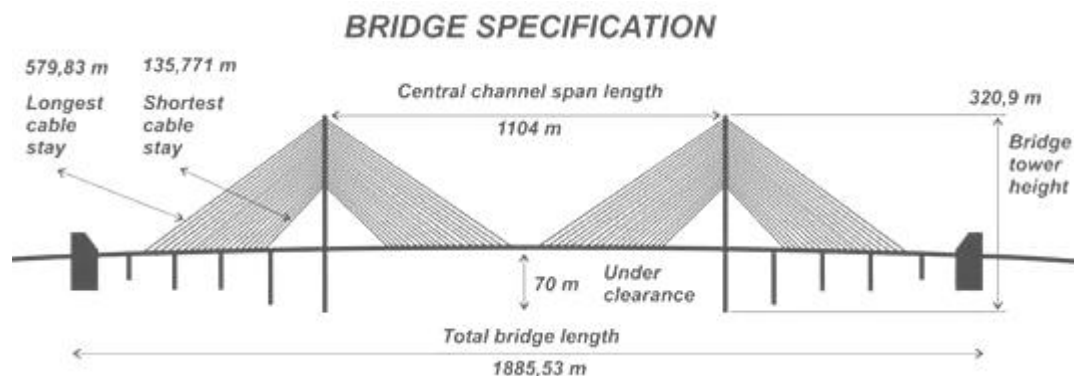
Most wantowy RUSSKY (ISLAND) BRIDGE (rys. 3.15) obecnie to most o najdłuższym przęśle na świecie równym 1104 m . Całkowita długość mostu wynosi 1885 m (rys. 3.16).



Rys. 3.15. RUSSKY (ISLAND) BRIDGE: widok ogólny mostu (SK MOST [2008-2014])

Most został oddany do ruchu w 2012 r. po niespełna czterech latach budowy (BILISZCZUK I INNI [2013]). Pylon o wysokości 324 m wykonano z betonu. Pomost zaprojektowano jako stalowy skrzynkowy dźwigar z płytą ortotropową o szerokości 21 m . Wymagania projektowe

dla mostu w odniesieniu do obciążeń środowiskowych jak można było się spodziewać były dość szczególne: grubość pokrywy lodowej $0,7\text{ m}$, a zakres temperatur od $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$.



Rys. 3.16. RUSSKY (ISLAND) BRIDGE: widok z boku (SK MOST [2008-2014])

Fundamenty każdego z pylonów stanowią zestawy po 120 pali o średnicy 2 m i długości od 46 do 77 m . Dwupłaszczyznowy układ want zaprojektowano w trzech różnych kolorach oddających barwy narodowe Rosji (SOLETANCHE-FREYSSINET [2012]).

Most został zbudowany za około 1 mld USD . Decyzja, co do potrzeby tej inwestycji jest szeroko krytykowana w Rosji z uwagi na jej efektywność ekonomiczną. Wyspa Russky Island, którą łączy most z Władywostokiem zamieszkuje około 5 tys. mieszkańców, natomiast możliwości przepustowości mostu to 50 tys. pojazdów na dobę.

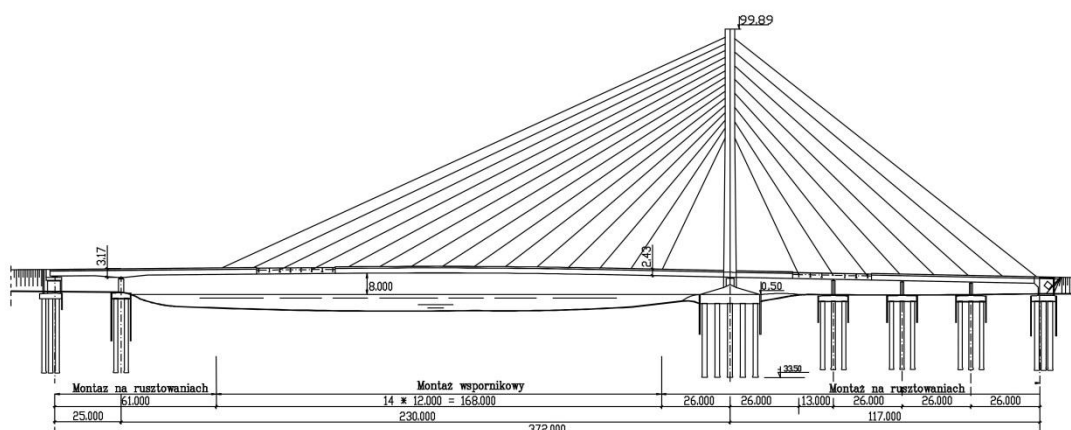
3.2. PRZEGLĄD I CHARAKTERYSTYKA KRAJOWYCH REALIZACJI MOSTÓW WANTOWYCH

• MOST PRZEZ MARTWĄ WISŁĘ W GDAŃSKU (im. Jana Pawła II)

Jednopylonowy most wantowy przez Martwą Wisłę w Gdańsku (rys. 3.17) o rozpiętości przęsła 230 m oddany został do ruchu w 2001r. Wysokość pylonu wynosi 100 m, a jego kształt to odwrócona litera „Y”. Podwieszenie wantami pomostu zaprojektowano w dwóch pochylonych płaszczyznach w układzie wachlarzowym (rys. 3.18). Pomost został wykonany jako zespolony o wysokości konstrukcyjnej 2,43 m, co stanowi ok. $L/100$. Szerokość całkowita pomostu wynosi 20,31 m (WĄCHALSKI I INNI [1998]).



Rys. 3.17. Most przez Martwą Wisłę w Gdańsku: widok ogólny



Rys. 3.18. Most przez Martwą Wisłę w Gdańsku: widok z boku (WĄCHALSKI [1998],)

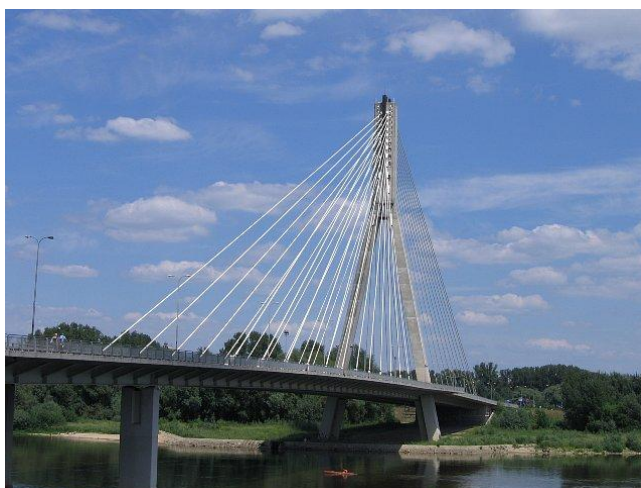
W obiekcie tym na uwagę zasługują zastosowane w projekcie oryginalne rozwiązanie konstrukcyjne zakotwień w pylonie oraz ciągnowe rozwiązania podpór kotwiących. Rozwiązania zakotwień podpór zostały wykorzystane w realizowanym później moście wantowym w Płocku (WĄCHALSKI I INNI [2004]). Na szczególną uwagę zasługują także wykonane na taką skalę po raz pierwszy w Polsce badania wiatrowe w tunelu aerodynamicznym w CSTB w Nantes. Usytuowanie mostu w pasie nadmorskim mostu powoduje, że warunki oddziaływania wiatru jest jednym z najbardziej niekorzystnych dla

tego typu obiektów w kraju. W sferze oceny aerodynamicznej i oddziaływania wiatru powstało wiele prac jak np.: FLAGA [2000], FLAMAND [2000], GRILLAUD [2000] czy MANNINI [2006]. Innym nowym elementem, niespotykanym do tego czasu w krajowych realizacjach był stały wieloletni monitoring techniczny konstrukcji (CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2002], MALINOWSKI [2003], MALINOWSKI, RUTKOWSKI [2005], CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2011]). W późniejszych realizacjach dużych mostów (i nie tylko mostów) ten element technicznej kontroli obiektu stał się swego rodzaju wzorcem. Można tu wymienić: (BILISZCZUK I INNI [2003], CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2002], [2007], [2011], [2013], [2014], MALINOWSKI [2003], MALINOWSKI I INNI [2004], WILDE [2002], WILDE I INNI [2003], [2009] oraz ŻÓLTOWSKI I INNI [2009]).

Istotnym dla projektu mostu wantung w Gdańsku pozostaje jeszcze sposób budowy. Zastosowano tutaj po raz pierwszy w kraju metodę montażu wspornikowego. Tę nowoczesną technologię budowy zastosowano do tej pory jeszcze tylko w moście wantung w Płocku (WACHALSKI [2002.1], PAWELSKI I INNI [2005]). Przy montażu zastosowano po raz pierwszy w Polsce stosowaną na największych mostach wantung na świecie, kontrolę geometryczną montażu (MARCHETTI [2000]). Więcej informacji o moście podano w rozdz. 4.

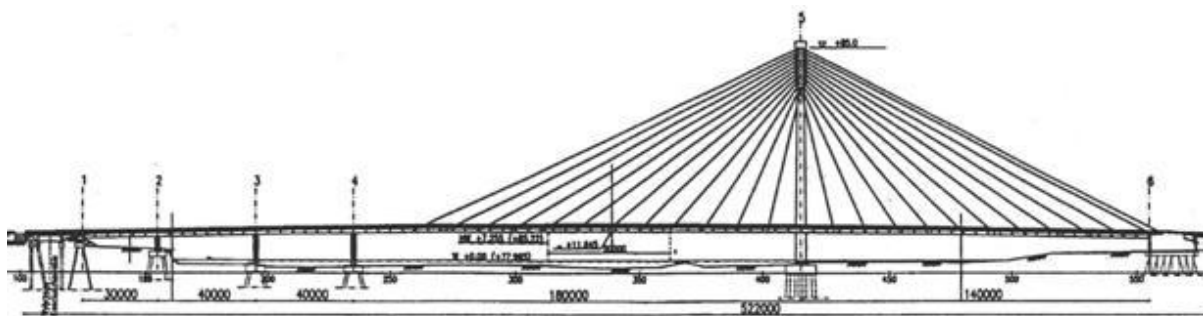
- **MOST ŚWIĘTOKRZYSKI W WARSZAWIE**

Most Świętokrzyski w Warszawie (rys. 3.19), to jednopylonowa konstrukcja o rozpiętości głównego przęsła 180 m (rys.3.20), oddany został do ruchu jako pierwszy duży most wantung w Polsce w 2000r. Projekt został wykonany przez zespół z Finlandii pod kierunkiem PEKKA PULKKINEN. Całkowita długość mostu wynosi 448 m.



Rys. 3.19. Most Świętokrzyski w Warszawie: widok ogólny (<http://fotoforum.gazeta.pl>)

Pylon w kształcie litery „A” ma wysokość 87,5 m. Pomost zaprojektowano jako zespolony o całkowitej szerokości 29,8 m (PULKKINEN [1999]). Podwieszenie stanowią wanty w dwupłaszczyznowym układzie promienistym.



Rys. 3.20. Most Świętokrzyski w Warszawie: widok z boku (PULKKINEN [1999])

Most został wykonany z nasuwaniem podłużnym pomostu z użyciem podpór montażowych również w nurcie rzeki. Pewne kontrowersje wzbudza układ podpór i dobór długości głównego przęsła w odniesieniu do przeszkody (rzeki). Zgodnie z projektem dwie podpory mostu i pylon zlokalizowano w nurcie rzeki Wisły.

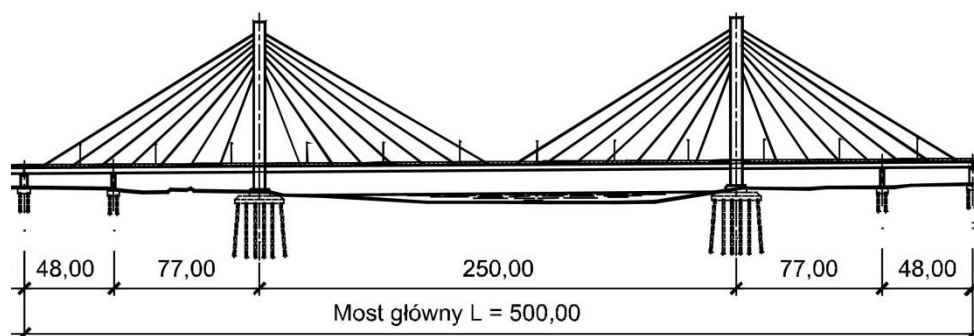
- **MOST SIEKIERKOWSKI W WARSZAWIE**

Most Siekierkowski przez Wisłę w Warszawie jest to dwupylonowy most wantowy (rys. 3.21) o rozpiętości przęsła 250 m, który jako trzeci duży tego typu most w kraju został oddany do ruchu w 2002r. Na ówczesny czas był to most z najdłuższym przęsłem w Polsce. Długość mostu głównego wynosi 500 m, a całkowita długość przeprawy wraz z estakadami dojazdowymi wynosi 826 m (rys. 3.22).



Rys. 3.21. Most Siekierkowski przez Wisłę w Warszawie: widok ogólny (www.ziolek.pl-Arkadiusz Ziółek)

Pylony Mostu Siekierkowskiego zostały zaprojektowane w kształcie litery „H” o wysokości 90 m oraz z podwieszeniem dwoma płaszczyznami want w układzie wachlarzowym. Pomost to konstrukcja zespolona o zmiennej szerokości 33-40 m i wysokości konstrukcyjnej 2,7 m (FILIPUK I INNI [1999]). Most został zmontowany metodą tradycyjną z zastosowaniem podpór montażowych także w nurcie rzeki.



Rys. 3.22. Most Siekierkowski przez Wisłę w Warszawie: widok z boku (BILISZCZUK I INNI [2006])

• MOST SOLIDARNOŚCI W PŁOCKU

Most Solidarności przez rzekę Wisłę w Płocku (rys. 3.23) to obecnie największy most wantowy, legitymujący się najdłuższym przęsłem w Polsce o rozpiętości wynoszącej 375 m.



Rys. 3.23. Most Solidarności przez Wisłę w Płocku: widok ogólny (www.urbanspot.pl)

Most w części podwieszanej został wykonany w 2005r., a w całości przeprawę przez Wisłę zakończono i oddano do ruchu w 2007r. Jest to most dwupylonowy z harfowym jednopłaszczyznowym (środek mostu) układem want. Całkowita długość przeprawy wynosi 1712,5 m (rys. 3.23). Wysokość pylonów liczona ponad poziom pomostu to 64 m. Pomost ma szerokość 27,5 m i wysokość konstrukcyjną równą 3,5 m (tj. około $L/100$). Pomost zaprojektowano w postaci stalowego dźwigara skrzynkowego z płytą ortotropową pomostu. Dźwigar skrzynkowy podzielony został na trzy komory, z których środkowa komora odpowiadała za transmisję sił z want. Pylony także zaprojektowano jako stalowe utwierdzone w pomoście. Pod pomostem w osi pylonów zastosowano podparcie w postaci trzech łożysk: środkowe do przenoszenia siły pionowej i dwa boczne do zapewnienia stateczności skrętnej struktury mostu. Nośność centralnego łożyska pod pylonem wynosi 110 MN. Podpory przęsła bocznych mostu mają charakter kotwiący od wrywającą siłą, jako konsekwencji niezrównoważenia części środkowej (375 m) i części bocznych (240 m) mostu.



Rys. 3.24. Most Solidarności przez Wisłę w Płocku: widok z boku (HAJDIN I INNI [2004])

Projekt obiektu autorstwa zespołu prof. Hajdina i prof. Stipanicza (Serbia) został wyłoniony jako zwycięski w konkursie i skierowany do realizacji. Sporządzenie projektu budowlano-wykonawczego powierzono firmie Budoplan z Płocka (koordynacja mgr inż. J. Krawczyk) oczywiście z udziałem obu Autorów. Projekt w pierwotnej wersji stanowił konstrukcyjnie rozwiązanie podobne do wybudowanego ponad 20 lat wcześniej i zbombardowanego mostu w Nowym Sadzie - Serbia (HAJDIN [2002]). W oryginalnej wersji most stalowy zaprojektowano z połączeniami na śruby sprężające. Dodatkowo podpory kotwiące w projekcie zakładały rozwiązania podobne do mostu w Nowym Sadzie, czyli dużych stalowych wahaczy zabetonowanych w ławach (HAJDIN I INNI [2005]). Po rozstrzygnięciu przetargu na budowę mostu wykonawca zgłosił swoje propozycje zamienne polegające na zastąpieniu połączeń śrub sprężające na połączenia spawane. Wykonawca także zaproponował zamiany konstrukcji stalowych wahaczy na układy ciągnowo-łożyskowe, analogicznie do tych jakie zastosowano w moście w Gdańsku. Opracowanie projektu zamiennego konstrukcji mostu oraz wykonanie projektów warsztatowych konstrukcji stalowej (12,5 tys. ton), projektu montażu i technologii naciągu want powierzono Autorowi dysertacji, który kierował zespołem projektantów firmy PONT-Projekt z Gdańska. Ponadto Autor dysertacji z upoważnienia i w imieniu Autorów projektu pełnił rolę nadzoru autorskiego na budowie. W ramach projektu zamiennego wprowadzono szereg dodatkowych poprawek konstrukcyjnych związanych np. z detalami odwodnienia i usztywnień konstrukcji dźwigara skrzynkowego, które w przyszłości umożliwią wymianę wielkich łożysk pod pylonami (WACHALSKI I INNI [2004]).

Most został zbudowany zgodnie z założeniami projektu metodą montażu wspornikowego (HILDEBRAND I INNI [2005]). Operacje montażu podlegały, podobnie jak przy moście w Gdańsku, programowi kontroli geometrycznej kierowanej przez Autora rozprawy.

- **MOST RĘDZIŃSKI WE WROCŁAWIU**

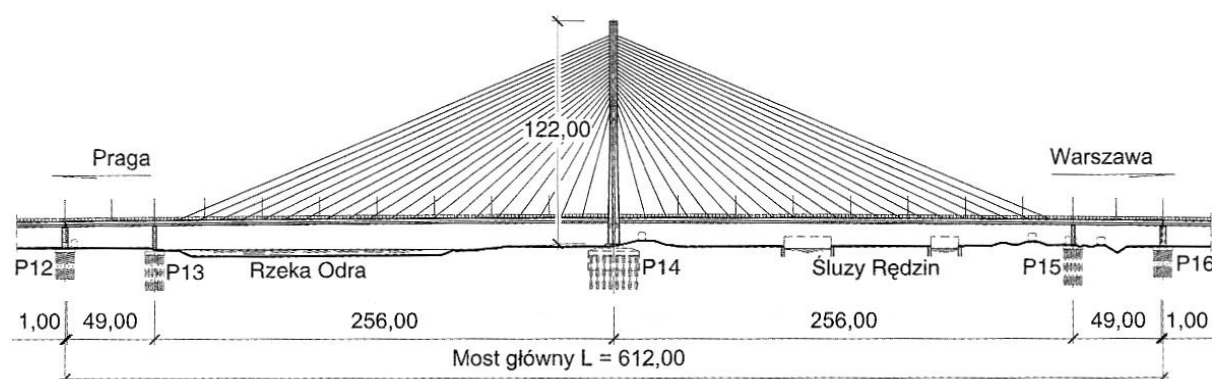
Wrocławski most wantowy (rys. 3.25) zaprojektowany został jako most jednopylonowy o rozpiętości przęsła 2×256 m. Most główny z częścią podwieszoną o długości 612 m oddany

został do ruchu w 2011r. Projektantem mostu był prof. J. Biliszczyk. Pylon mostu ma kształt litery „H” i wysokość $122m$ (rys. 3.26), co czyni go najwyższym obiektem mostowym w Polsce. Całkowita szerokość pomostu wynosi $38,58 m$. Pomost składa się z dwóch niezależnych konstrukcji dla każdej jezdni. Pomost każdej jezdni to betonowy sprężony dźwigar skrzynkowy. Wysokość konstrukcyjna pomostu wynosi $2,5 m$, czyli $L/100$ rozpiętości przęsła.



Rys. 3.25. Most Rędzinowski: widok ogólny (pl.wikipedia.org)

Układ want mostu to gęsty „wachlarz”, z niezależnym podwieszeniem dla każdej jezdni (dźwigara) w dwóch płaszczyznach. Razem dla całego przekroju poprzecznego most posiada więc 4 płaszczyzny want. Główna, wspólna podpora mostu-pylon została posadowiona na 160 palach wierconych o średnicy $1,5 m$ o długości $18 m$. Do wykonania ławy pylonu, jako betonowego elementu wielkogabarytowego, użyto cementu hutniczego o niskim poziomie hydratacji. Fakt ten był niespotykanym rozwiązaniem w polskich realiach budowy mostów, z uwagi na wymogi formalne (BILISZCZYK I INNI [2011]).



Rys. 3.26. Most Rędzinowski: widok z boku (BILISZCZYK I INNI [2011])

Montaż mostu przewidywał w początkowej kontraktowej wersji betonowanie nawisowe z jednoczesnym podczepianiem want czyli zrównoważony, zbalansowany układ wspornikowy. Na etapie realizacji wykonawca zaproponował zmianę polegającą na montażu pomostu poprzez nasuwanie podłużne na podporach montażowych podobnie jak w przypadku

mostu Świętokrzyskiego w Warszawie. Po zakończeniu nasuwania i wykonaniu pylonu nastąpiło podwieszenie i naciąg want (HAWRYSKÓW I INNI [2011]). Zamawiający zgodził się na propozycję wykonawcy.

W ramach budowy mostu zainstalowano na moście monitoring konstrukcyjny (BARCIK I INNI [2011]). Podobnie jak dla poprzednich mostów w Gdańsku i w Płocku, choć znacznie bardziej rozbudowany. Zastosowany monitoring pozwala w zaawansowanym stopniu diagnozować konstrukcję na etapie użytkowania. W ramach projektu wykonano szereg zaawansowanych analiz i badań w tym testy obciążeń próbnych (BIEŃ I INNI [2011], ŻÓŁTOWSKI I INNI [2011]).

3.3. PODSUMOWANIE

Przedstawione w rozdziale przykłady realizacji mostów wantowych są tylko niewielką częścią wielu tysięcy mostów tego typu zbudowanych na świecie (JAROMINIAK [1997]). Zaprezentowane w rozdziale przykłady pokazują ciekawe, w tym te największe mosty wantowe. Jednakże ze względu na skalę nie sposób przywołać większości interesujących tego typu obiektów.

Wypada wspomnieć o dużej liczbie ciekawych mostów zrealizowanych na przestrzeni ostatnich lat w różnych krajach np. w USA. Wśród nich jest jeden z bardziej ekspresyjnych i nagradzanych mostów betonowych Sunshine Skyway Bridge na Florydzie (rys.3.27) zaprojektowany przez inżyniera Jean Muller (BENNETT D. [1998]). W jednym z wywiadów powiedział on, że *„ten most jest atrakcją samą w sobie, bo projektując go projektant tylko wykorzystał pewien pomysł ... i to bez udziału architektów”*, dając do zrozumienia, że istotą doskonałości architektonicznej mostu leży w „czystej” konstrukcji mostu. Także późniejsze realizacje w Stanach Zjednoczonych zostały zauważone jak chociażby zbudowany w 1994 roku Clark Bridge przez rzekę Mississippi (rys. 3.28) czy Fred Hartman Bridge w Houston zbudowany w 1995 (rys. 3.29).



Rys. 3.27. Sunshine Skyway Bridge
(www.budowle.pl)



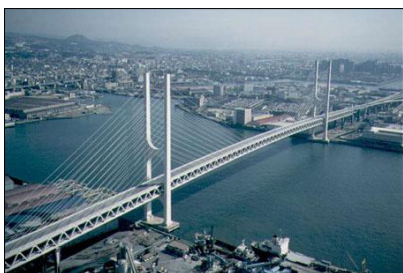
Rys. 3.27. Clark Bridge
(www.greatriverroad.com)



Rys. 3.27. Fred Hartman Bridge
(US Coast Guard, James Dillard)

Oprócz USA kolebką nowoczesnych mostów jest oczywiście Japonia (RADOMSKI [1992]). Most Tantara jest ukoronowaniem dążeń inżynierii japońskiej. Nie mniej jednak na uwagę

zasługują także inne realizacje jak np.: Higashi-Kobe Bridge z 1992r. (rys. 3.30) czy most Tsurumi Tsubasa Bridge z 1994r. (rys. 3.31) oraz Yokohama Bay Bridge z 1989r. (rys. 3.32).



Rys. 3.30. Higashi-Kobe Bridge
(www.bridgeworld.net)



Rys. 3.31. Tsurumi Tsubasa Bridge
(www.structurae.net)



Rys. 3.32. Yokohama Bay Bridge
(www.skfny.com)

Znamienny jest wielki postęp inżynierów chińskich w budowie dużych mostów szczególnie na przestrzeni ostatnich 15 lat (ZHETONG [2003]). Warto jednak przywołać kilka realizacji z wcześniejszego okresu. Wśród nich na uwagę zasługuje miejski most w Szanghaju Nanpu Bridge zbudowany w 1991 roku (rys. 3.33) oraz Tongling Bridge z 1995 roku (rys. 3.34).



Rys. 3.33. Nanpu Bridge
(www.interestingengineering.com)

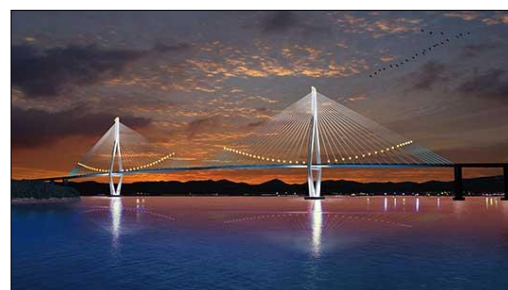


Rys. 3.34. Tongling Bridge
(en.wikipedia.org/wiki/Tongling_Bridge)

Rozwój budownictwa mostowego w dziedzinie mostów wantungowych widoczny jest także w innych krajach tego regionu jak np. w Korei Południowej - Incheon Bridge z 2009r. (rys. 3.35) i Mokpo Bridge z 2010r. (rys. 3.36), a także Malezji

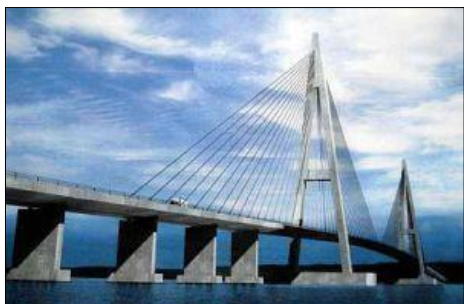


Rys. 3.35. Incheon Bridge (www.visitkorea.or.kr)



Rys. 3.36. Mokpo Bridge (www.bentley.com)

Sungai Johor Bridge z 2011r. (rys. 3.37), czy Wietnamie - Cần Thơ Bridge z 2010r. (rys. 3.38).



Rys. 3.37. Sungai Johor Bridge (www.thestar.com.my)

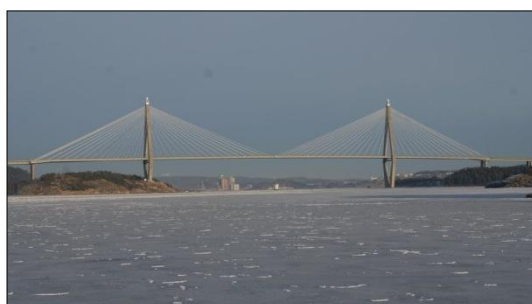


Rys. 3.38. Cần Thơ Bridge (www.news.zing.vn)

Nie sposób pominąć „stary” kontynent, gdzie w wielu krajach realizowane były ciekawe projekty mostów wantowych jak np.: duński Farø Bridges z 1985r. (rys. 3.39), szwedzki Uddevalla Bridge z 2000r. (rys. 3.40),



Rys. 3.39. Farø Bridge (www.structurae.net)



Rys. 3.40. Uddevalla Bridge (www.panoramio.com)

portugalski z 1998r. Vasco da Gama (rys. 3.41), francuski Brotonne Bridge z 1971r. (rys. 3.42),



Rys. 3.41. Vasco da Gama Bridge (pl.wikipedia.org)



Rys. 3.42. Brotonne Bridge (www.structurae.net)

niemieckie Rügen Bridge z 2007r. (rys. 3.43) i Köhlbrand Bridge z 1974r. (rys. 3.44)



Rys. 3.43. Rügen Bridge (www.pecs-china.com)



Rys. 3.44. Köhlbrand Bridge (www.structurae.net)

oraz szkocki most w budowie Queensferry Crossing, planowane zakończenie budowy 2016r. (rys. 3.45).

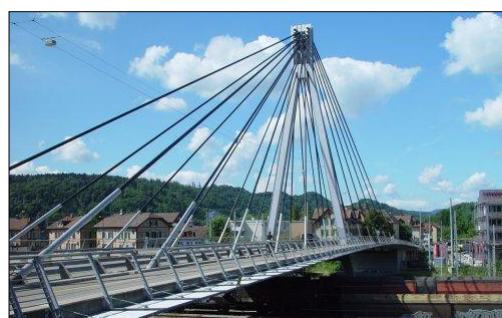


Rys. 3.45. Queensferry Crossing Bridge
(www.morrisonconstruction.co.uk)

Wypada do tych ciekawych realizacji europejskich dodać, także szwajcarski ekspresyjny most Sunniberg w Klosters (rys. 3.46) i pierwszy na świecie most z wantami z włókien węglowych Storchenbrücke Bridge w Winterthur (rys. 3.47), zachęcając tym przykładem do rozwijania tej materiałowej technologii w mostach (SIWOWSKI I INNI [2011]).

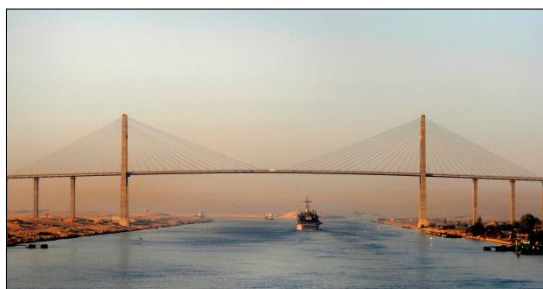


Rys. 3.46. Sunniberg Bridge (www.vebidoo.de)



Rys. 3.47. Storchenbrücke Bridge (www.decentlab.com)

Mosty wantowe to wybory także w innych krajach jak: Egipt - Suez Canal Bridge z 2001r. (rys. 3.48), Arabia Saudyjska - Wadi Leban Bridge z 1997r. (rys. 3.49), a także Panama



Rys. 3.48. Suez Canal Bridge (en.wikipedia.org)



Rys. 3.49. Wadi Leban Bridge (en.wikipedia.org)

- Centennial Bridge z 2004r. (rys. 3.508), Australia - Anzac Bridge z 1995r. (rys. 3.51).



Rys. 3.50. Centennial Bridge
(www.blog.rainforestadventure.com)



Rys. 3.51. Anzac Bridge (en.wikipedia.org)

Wśród budowanych mostów cechą charakterystyczną jest materiał, z którego są one wykonane. Chodzi tutaj przede wszystkim o dźwigar pomostu. Mniejsze rozpiętości to mosty betonowe (MADAJ I INNI [2002]), nieco większe, to konstrukcje zespolone (FURTAK [1999]) i największe zajmują miejsce konstrukcje stalowe (RYŻYŃSKI I INNI [1984]).

Jednak cechą, która stawia mosty wantowe przed innymi konstrukcjami to ich walory estetyczne i potencjał architektoniczny (CYWIŃSKI [1997]). Znane, spektakularne projekty pozwalają na złamanie klasycznych zasad architektury wykorzystując skośne cięgno do podtrzymania pomostu. Wśród wielu ciekawych realizacji na szczególną uwagę zasługują mosty Santiago Calatrava (JODIDIO [2001], TZONIS [2005]) takie jak: Alamillo (rys. 3.52) Trinity (rys. 3.53) czy Margaret Hunt Hill (rys. 3.54).



Rys. 3.52. Alamillo Bridge
(www.structurae.net)



Rys. 3.53. Trinity Footbridge
(web.mit.edu)



Rys. 3.54. Margaret Hunt Hill Bridge
(www.archdaily.com)

W Polsce, poza wymienionymi wcześniej dużymi obiektami wantowymi (RYMSZA [2014]), powstało szereg ciekawych mostów jak: most w Przemyślu przez San (SIWOWSKI [2013], rys. 3.55), most Milenijny we Wrocławiu (BILISZCZUK I INNI [2005.2], rys. 3.56), most przez Dunajec w ciągu obwodnicy Starego Sącza (CZOPEK [2010], rys. 3.57), w Gdańsku most przez Motławę (MICHALSKI [2012], rys. 3.58) i most przez Brdę w Bydgoszczy (SOKOŁOWSKI I INNI [2014], rys. 3.59).



Rys. 3.55. Most przez San w Przemyślu (www.promost.pl)



Rys. 3.56. Most Milenijny we Wrocławiu (www.pwpeics.se/poland, foto: Per Wählin)



Rys. 3.57. Most przez Dunajec – obwodnica Starego Sącza
(mosty.inzynieria.com)



Rys. 3.58. Most przez Motławę w Gdańsku
(www.photo.bikestats.eu)



Rys. 3.59. Most przez Brdę w Bydgoszczy
(www.m.interia.pl)

Oprócz mostów w kategorii obiektów wantowych o mniejszych rozpiętościach zauważalnych jest wiele wiaduktów jak np.: wiadukt w Poznaniu (WĄCHALSKI I INNI [2004.1], rys. 3.60), wiadukt na Węźle Sośnica A4 (FREJ I INNI [2010], rys. 3.61), czy wiadukt w Toruniu (BOCHIŃSKI I INNI [2013], rys. 3.62).



Rys. 3.60. Wiadukt Obornicki w Poznaniu (wizualizacja)



Rys. 3.61. Wiadukt na Węźle Sośnica A4 (www.panoramio.com
foto: J.Wierciński)



Rys. 3.62. Wiadukt nad ul. Żółkiewskiego w Toruniu
(www.torun.naszemiasto.pl)

Liczną grupą są kładki dla pieszych jak: w Szczecinie (ŻÓLTOWSKI [2001]) (rys. 3.63), przez Dunajec w m. Sromowce Nizne (BILISZCZUK I INNI [2008.1], rys. 3.64) i nad A4 w Rudzie Śląskiej (BILISZCZUK I INNI [2005.1], rys. 3.65).



Rys. 3.63. Kładka ul. Wilcza w Szczecinie
(<http://www.zoltowscy.org.pl>)



Rys. 3.64. Kładka przez Dunajec – Sromowce Nizne (www.pwpeics.se/poland, foto: Thomas Michelowski)



Rys. 3.65. Kładka w Rudzie Śląskiej nad A4 (www.ruda_slaska.fotopolska.eu, foto: EUGEN)

Ponad te wymienione obiekty są jeszcze inne wykonane budowane mosty w Polsce, nie mówiąc o świecie liczne ciekawe realizacje w kategorii mostów wantowych, czy jak inni wolą nazywanych także mostami podwieszonymi. Na szczęście pozostaje to tylko problem

nazewnictwa, na które sama konstrukcja mostu nie jest wrażliwa. Oczywiście nie sposób tu wymienić wszystkich obiektów wantowych, a ponadto nie jest to celem tego rozdziału. Zainteresowani tym zagadnieniem mogą znaleźć omówienie wielu ciekawych konstrukcji mostowych w broszurach wydawanych przez Związek Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej w cyklu Biblioteka ZMRP ujmujących osiągnięcia różnych krajów w dziedzinie budowy mostów, tj.: *Mosty w Norwegii* (TOMASZEWICZ I INNI [1999]), *Mosty w Portugalii* (KOWALCZYK [1999.1]), *Mosty w Hiszpanii* (KOWALCZYK [1999.1]), *Mosty we Francji* (FLAGA I INNI [2000]), *Mosty w Japonii* (CYWIŃSKI [2010]), *Mosty w Chinach* (ZOBEL I INNI [2012]).

ROZDZIAŁ 4. MOST III TYSIĄCLECIA IM. JANA PAWŁA II W GDAŃSKU

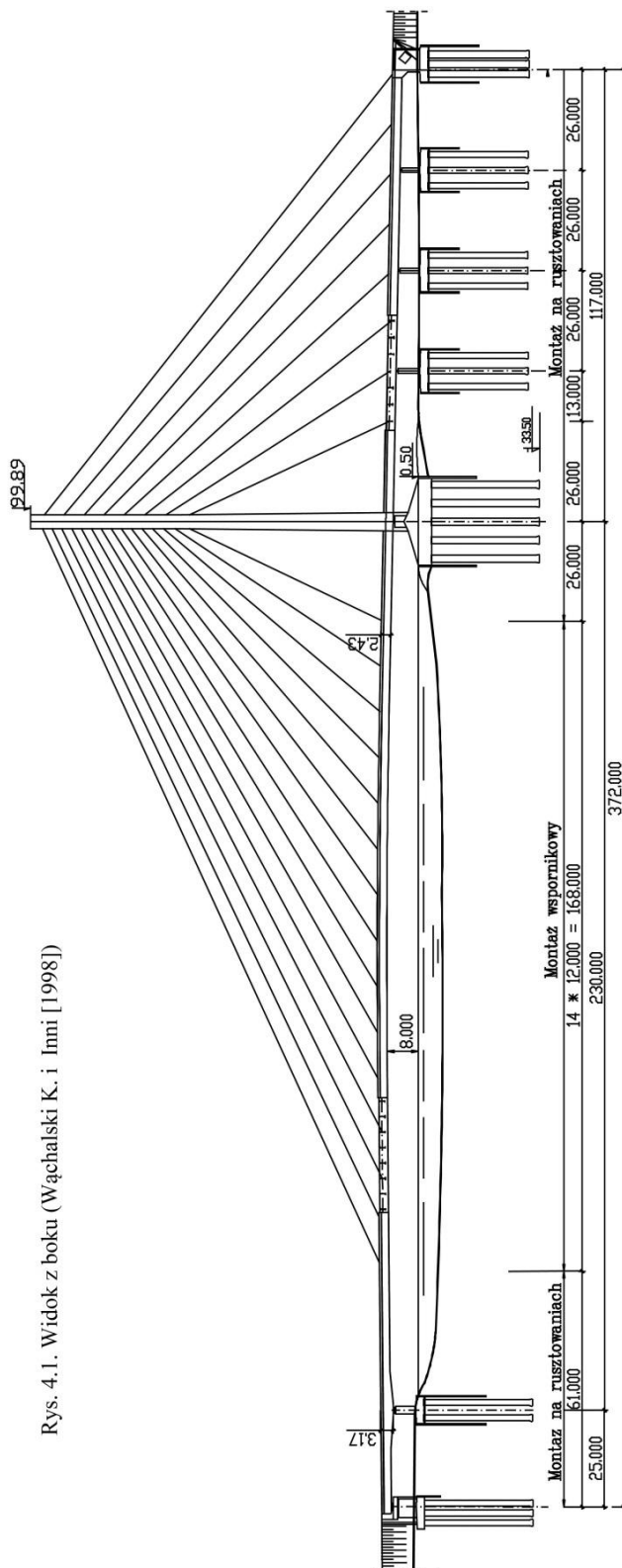
4.1. HISTORIA BUDOWY MOSTU

Rozpoczęcie prac projektowych nad mostem przez Martwą Wisłę w Gdańsku nastąpiło po rozstrzygnięciu międzynarodowego przetargu we wrześniu 1996 r. Wykonawcą projektu zostało Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego SA w Gdańsku (BPBK). Na podstawie zatwierdzonego wcześniej przed GDDP dokumentu ZTE, projekt miał dotyczyć klasycznego zespolonego mostu belkowego. Zespół projektowy BPBK podjął jednak zakończoną sukcesem próbę przekonania Zamawiającego do atrakcyjnego rozwiązania mostu o konstrukcji wantowej. Sporządzono analizy ekonomiczne i architektoniczno-krajobrazowe wersji wantowej mostu na podstawie, których w maju 1997r. GDDP wyraził zgodę na zmianę. Projekt budowlany i wykonawczy mostu wantowego został ukończony w sierpniu 1998 r., a w listopadzie 1998 r. uzyskano pozwolenie na budowę. Rozpoczęcie budowy nastąpiło w sierpniu 1999 r. i po 24 miesiącach, tj. 9 listopada 2001 roku nastąpiło uroczyste oddanie mostu do użytkowania.

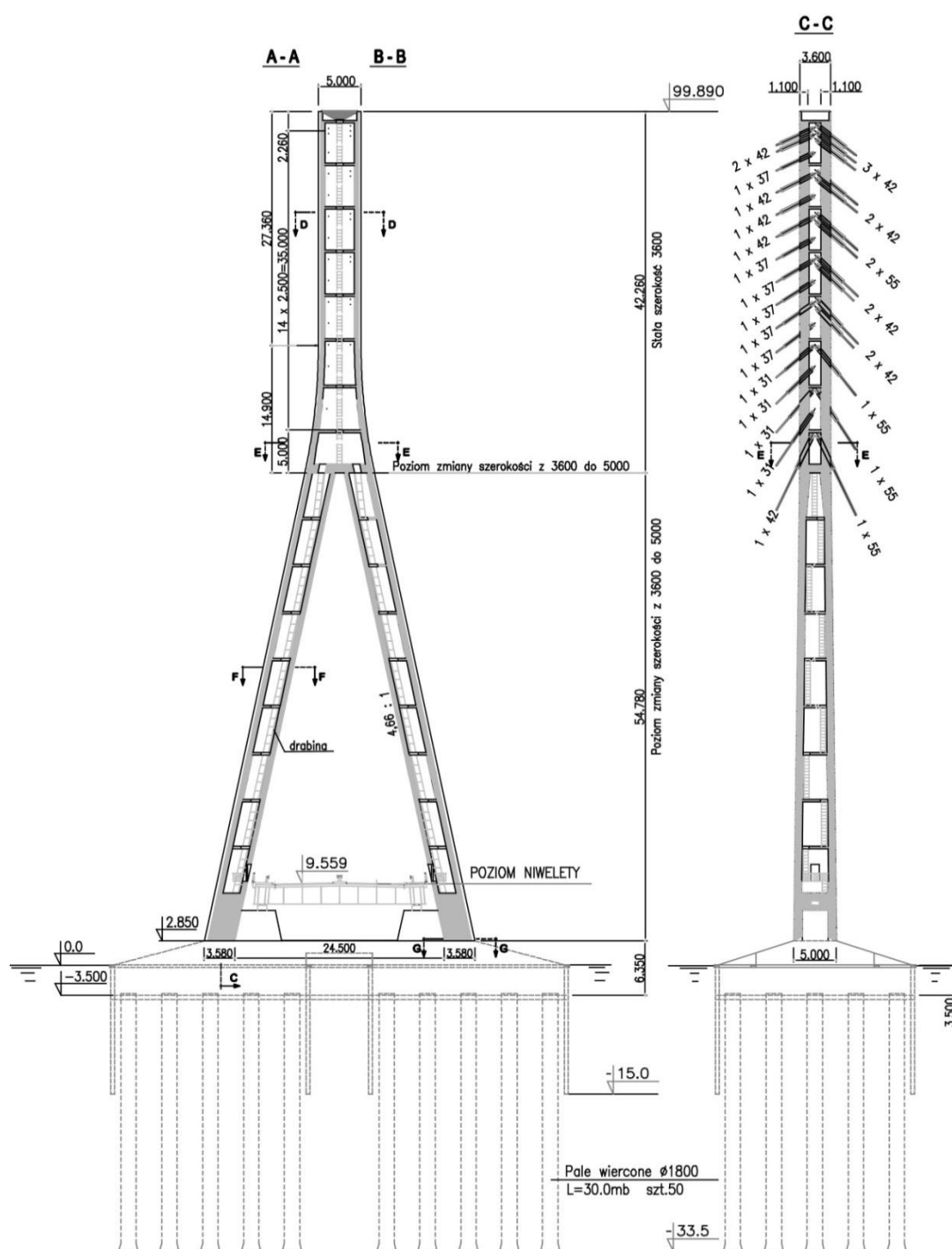
Most wantowy w Gdańsku, jak wcześniej wspomniano należy do pierwszych zaprojektowanych oraz wybudowanym obiektów podwieszonych w Polsce i jest pierwszym mostem tego typu zaprojektowanym całkowicie przez polski zespół. Głównym projektantem mostu jest Autor niniejszej dysertacji. Proces projektowania był wspomagany opiniami konsultantów z Politechniki Gdańskiej, niebagatelną rolę na tym etapie w zakresie mostownictwa odegrał prof. Kazimierz Wysiatycki. Wsparcie geotechniczne projektantom dostarczali prof. Andrzej Tejchman i prof. Kazimierz Gwizdała, a w zakresie wielu problemów technologicznych swoją pomocą służył prof. Józef Judycki. Rozwiązania konstrukcyjne zaproponowane w projekcie i później zrealizowane na budowie posiadały wiele autorskich, indywidualnych i nowatorskich rozwiązań. Rozwiązania te zostały wykorzystane przez innych projektantów przy następnych realizowanych mostach wantowych. Projekt i realizacja mostu w Gdańsku wyznaczały swego rodzaju standardy. Dodatkowo poprzez wymagania postawione wykonawcy w projekcie możliwe było praktycznie doświadczyć niespotykanych do tej pory w kraju nowoczesnych badań aerodynamicznych mostu i badań zmęczeniowych want. Po raz pierwszy projekt mostu w tak szczegółowy sposób określił wymagania monitoringu zachowania się mostu w czasie jego eksploatacji. I nie można tutaj zapomnieć o istocie, czyli rozwiązaniach konstrukcyjnych. Na uwagę zasługuje autorskie rozwiązanie konstrukcji zakotwień want w pylonie z zastosowaniem wbetonowanych stalowych ram oraz rozwiązania przejścia sił wyrywających podpór za pomocą układu dwóch odwróconych łożysk garnkowych i prętów sprężających. Jednak głównym elementem wyróżniającym ten projekt jest zastosowany nowoczesny wspornikowy sposób montażu mostu. Montaż ten, obok później zrealizowanego przy współudziale Autora dysertacji mostu wantowego przez Wisłę w Płocku, stanowią jak dotąd jedyne w kraju zaawansowane technologicznie tego typu rozwiązania.

4.2. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCYJNA MOSTU

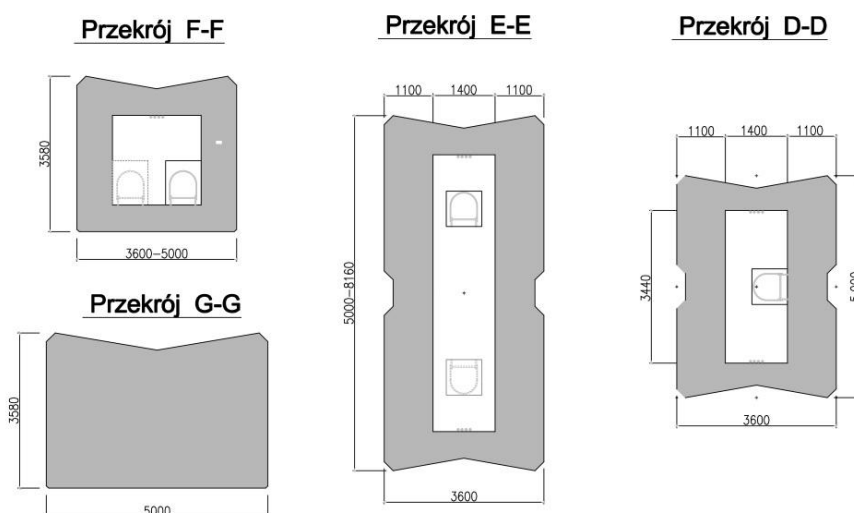
Most wantowy zaprojektowano jako niesymetryczny układ jedno-pylonowy. Rozpiętość głównego przęsła wynosi $230m$ i jest przeciwwagą w stosunku do tzw. „tylnej” części o długości $\sim 120m$. Całkowita długość mostu wynosi $\sim 380m$ (zob. rys. 4.1).



Główna podpora, tj. pylon o wysokości $\sim 100m$, ukształtowana została w formie odwróconej litery „Y” (rys. 4.2). Konstrukcyjnie jest to żelbetowa skrzynka o przekroju górnej części $3,6 \times 5m$ (rys. 4.3). Wewnątrz pylonu przewidziano komunikację serwisową. Klasa betonu podpory pylonowej to B50 (część dolna) i B60 (część górna). Podpora skrajna tj. przyczółek części tylnej, stanowi utwierdzenie pomostu i tzw. punkt stały. Posadowienie mostu wykonano na palach wierconych wielkośrednicowych o długości od $26m$ do $30m$ oraz średnicach $1,8m$ dla pylonu i $1,5m$ pod pozostałymi podporami.

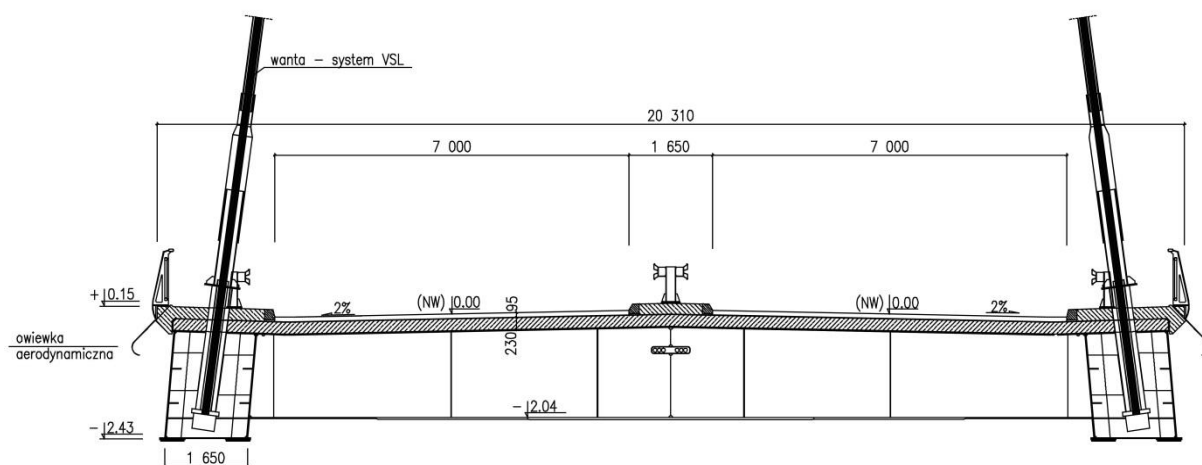


Rys. 4.2. Pylon - widok (WĄCHALSKI I INNI [1998])



Rys. 4.3. Pylon - przekroje poprzeczne (WĄCHALSKI I INNI [1998])

Pomost zaprojektowano jako układ zespolony rusztu stalowego oraz betonowej płyty żelbetowej (rys. 4.4). Ruszt stalowy to dwa dwubelkowe dźwigary usytuowane na skrajach przekroju poprzecznego pomostu. Pomiedzy belki każdego z dźwigarów wprowadzono rury stalowe przejmujące podwieszenie want. Poprzecznie dźwigary zostały stężone poprzecznkami rozmieszczonymi w rozstawie co 4 i 4,3m. Wysokość konstrukcyjna pomostu wynosi 2,43m. Szerokość pomostu pomiędzy gzymsami wynosi 20,31m. Płytę pomostu wykonano z betonu B50 o grubość 0,23m. Dostosowano technologię budowy tak, aby uzyskać najkorzystniejszy udział współpracy płyty betonowej w układzie zespolonym tj. całość oddziaływań w tym obciążen własnych została przejęta przez układ zespolony, a założenia sekwencji procesu montażu mostu zapewniały minimalizację efektów reologicznych w betonie płyty pomostu. Spełnienie tego warunku uzyskano poprzez betonowanie konstrukcji z użyciem rusztowań w strefach pomostu zlokalizowanych nad lądem.



Rys. 4.4. Przekrój poprzeczny - pomost (WĄCHALSKI I INNI [1998])

Główne przęsło montowane wspornikowo podzielono na sekcje o długości 12m (równej rozstawowi want). Sekcje wykonane zostały w całości na placu prefabrykacji (konstrukcja stalowa i beton o całkowitym ciężarze $\sim 2000kN$), a następnie drogą wodną przetransportowane na pontonach do miejsca wbudowania.

System podwieszeń stanowi gęsty układ wachlarzowy want z dwoma zewnętrznymi, nachylonymi płaszczyznami podwieszenia. W każdej płaszczyźnie przęsła głównego 15 want rozmieszczono w odstępach co 12m, zaś w części tylnej rozstaw 8 want wynosił 13m. Najdłuższa wanta głównego przęsła ($L = 214m$) to dwa równoległe kable, a wanta łącząca przyczółek nr 7 z pylonem to układ trzech równoległych kabli (siła zrywająca wynosi $\sim 44.000kN$). Wanty składają się z równoległych siedmiodrutowych splotów o przekroju poprzecznym $150mm^2$. Każdy splot ma indywidualne zabezpieczenie antykorozyjne (metalizacja galwaniczna, воск i osłona PE). Sploty poszczególnej wanty wypełniają wnętrze rury osłonowej z HDPE. Liczba splotów zastosowanych w wantach mostu w Gdańsku wynosi od 31 do 55 sztuk. Sploty zamocowane są w blokach zakotwień za pomocą trójdzielných klinów, a strefy want w rejonie zakotwień wyposażone są w dewiatory, tłumiki drgań i osłony antywandalistyczne. Zakotwienia w pomoście umożliwiają regulację siły w wancie i w trakcie montażu na tym właśnie zakotwieniu dokonywano naciągu wanty. Na pylonie zakotwienia mają charakter bierny. Wymagania dotyczące want postawione w projekcie zarówno do oceny ich bezpieczeństwa na etapie projektowym, jak i podczas budowy oraz eksploatacji mostu bazowały na międzynarodowych amerykańskich wymaganiach PTI.



Rys. 4.5. Pylon – rama zakotwień want

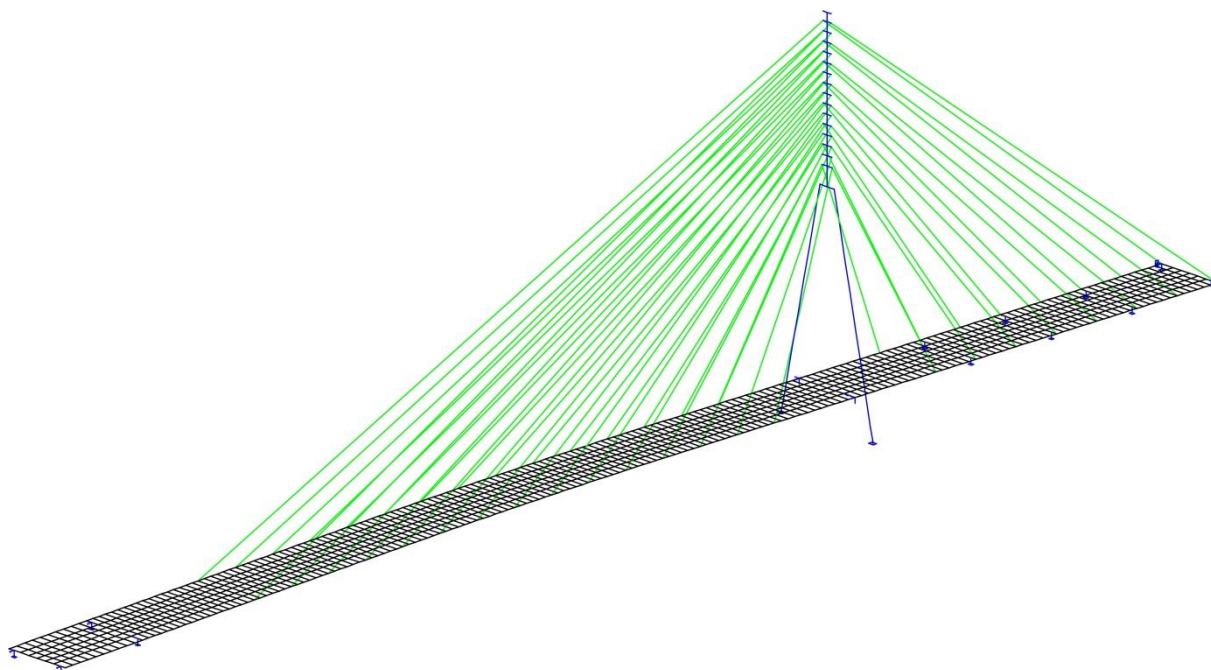


Rys. 4.6. Montaż wspornikowy

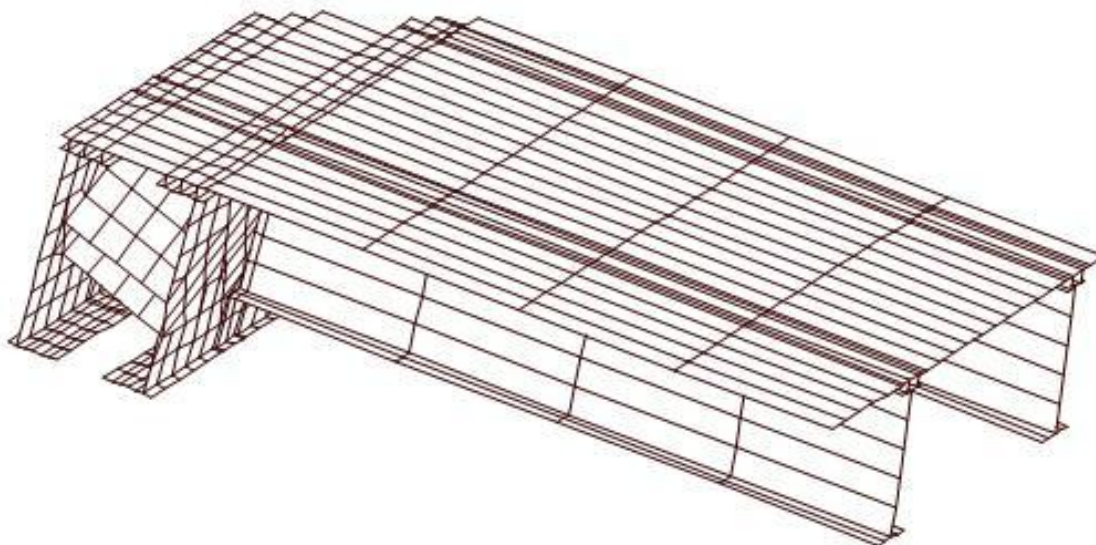
Układ drogowy na moście to dwie jezdnie o szerokości $7m$ każda, rozdzielone pasem o szerokości $1,65m$. Skrajne chodniki mają charakter wyłącznie rewizyjny. Niweleta drogowa na moście składa się z łuku poziomego $R = 3000m$ usytuowanego w głównym przęśle oraz spadków podłużnych $1-2\%$. Najwyższy punkt niwelety to środek łuku pionowego. Niweleta drogowa została dostosowana do użytkowych wymogów pracy mostu poprzez nadanie tzw. podniesień wykonawczych pomostu, których wartość wynosiła maksymalnie kilkanaście centymetrów. Wobec specyfiki zachowania się mostu, gdzie przemieszczenia pionowe mają znaczącą wartość kilkudziesięciu centymetrów, niweleta drogowa jest czysto teoretycznym parametrem. Światło żeglowne Martwej Wisły pod głównym przęsłem wynosi $8m$, a szerokość toru wodnego $60m$.

4.3. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE

Modelowanie i wybrane wyniki obliczeń konstrukcji mostu ujmujące główne parametry statyczno-wytrzymałościowych pokazano na rys. 4.7, 4.8, 4.11, 4.12, 4.14, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19. Model podstawowy struktury mostu wykorzystuje przestrzenne belkowe elementy skończone z uwzględnieniem sprężystej podatności podpór (rys. 4.7). Analizę stref zakotwień przeprowadzono na podstawie rozwiniętego modelu wycinkowego z użyciem powłokowych elementów powierzchniowych (rys. 4.8). Wyznaczenie odpowiednich sił wstępnego naciągu wymagało skoordynowania warunku minimalnych momentów zginających w pomoście oraz w pylonie, co dla asymetrycznego, jednopylonowego mostu wantowego z punktem stałym na skrajnej podporze (przyczółek nr 7) jest zadaniem znacznie bardziej złożonym, niż dla mostów dwupylonowych, czy symetrycznych mostów jednopylonowych.



Rys. 4.7. Przestrzenny prętowy model obliczeniowy



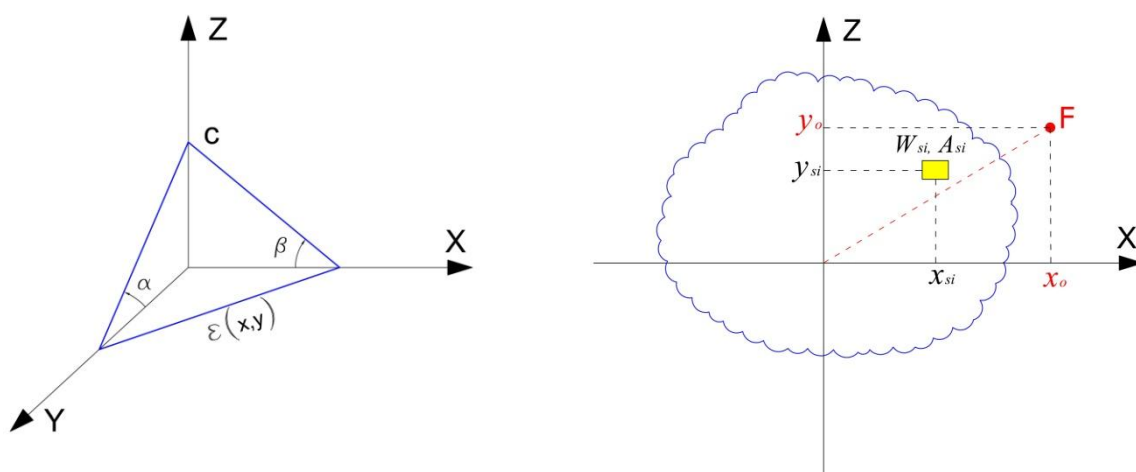
Rys. 4.8. Wycinkowy model powłokowy pomostu

Pylon jako konstrukcja z wysokowytrzymałego betonu (B60), w której występuje bardzo skomplikowany przestrzennie stan naprężeń z udziałem efektów reologicznych, stanowił trudne analitycznie zagadnienie projektowe, podobnie jak problemy poruszane np. w pracach GODYCKI-ĆWIRKO [2007], SOBCZAK-PIĄSTKA I INNI [2014], KORZENIOWSKI I INNI [2014].

Złożony stan naprężeń występujący w pylonie powodowany dwukierunkowym mimośrodowym ściskaniem i skręcaniem na kierunku podłużnym oraz rozciąganiem w kierunku poprzecznymi stanowił przy wymiarowaniu żelbetowej konstrukcji pylonu pracującej w II-fazie (zarysowanej) jedno z zadań obliczeniowych. Ten stan wyężenia jest efektem kumulacji dużych skupionych obciążeń w górnej części pylonu pochodzących od gęsto rozmieszczonych zakotwień want. Zadaniem do rozwiązania była analiza wytrzymałościowa pylonowego, zbrojonego elementu betonowego o skrzynkowym przekroju i złożonym kształcie. Główny problem polegał na właściwym wykonstruowaniu stref zakotwień w pylonie o zmiennym przekroju skrzynkowym w strefach występowania dużych rozciągań w kierunku poprzecznym. Było to na tyle istotne, ponieważ niewłaściwe rozwiązanie mogło prowadzić do nieakceptowanego eksploatacyjnie poziomu zarysowania betonu w pylonie. W przypadku mostu w Gdańsku obliczenia wytrzymałościowe żelbetowego pylonu przeprowadzono zgodnie z obowiązującymi przepisami wymiarowania konstrukcji mostowych Metodą Naprężeń Liniowych (MADAJ [2002]) Analizę wymiarowania zarysowanego betonowego przekroju skrzynkowego z uwzględnieniem rzeczywistego układu prętów zbrojeniowych przeprowadzono stosując autorską procedurę opracowaną przy udziale prof. Kazimierza Wysiatyckiego. Założenie metody polegało na teoretycznym wyznaczeniu płaszczyzny naprężeń wykorzystując przestrzenne równania równowagi w rozpatrywanym przekroju pylonu

obciążonego siłą ściskającą oraz momentami zginającymi działającymi w dwóch płaszczyznach. W analizie obliczeniowej w opisie przekroju uwzględniono kształt oddający wiernie złożony przekrój pylonu, w tym także podcięcia krawędzi oraz rzeczywisty układ zbrojenia (każdy pręt). W podejściu tym metodą iteracyjną poszukiwana jest powierzchnia strefy ściskanej przy założeniu pracy betonu w II-fazie zgodnie z założeniami Metody Naprężeń Liniowych. Przy tych założeniach opracowania algorytm i odpowiedni program komputerowy. Poniżej przytoczono podstawy teoretyczne oraz przykładowe wyniki obliczeń.

Zadaniem jest wyznaczenie współczynników a , b i c płaszczyzny odkształceń (założenie o płaskim przekroju) $\varepsilon(x, y)$ dowolnego żelbetowego ($E_b^{(-)}$, E_s) przekroju idealnie zespolonego przy założeniu wyłączenia się strefy rozciąganej (pracuje tylko strefa ściskana $A_b^{(-)}$). Położenie i -tej wkładki zbrojenia stalowego o polu A_{si} lokalizują współrzędne (x_{si}, y_{si}) . Obciążeniem jest siła ściskająca F działająca na mimośrodku (x_0, y_0) .



Rys. 4.9. Płaszczyzna odkształceń w betonie ε

Zgodnie z założeniem Metody Naprężeń Liniowych płaszczyzna odkształceń przekroju zespolonego opisana jest wzorem ogólnym

$$\varepsilon(x, y) = ax + by + c, \quad (4.1)$$

stąd siła w i -tej wkładce zbrojenia stalowego wynosi

$$\begin{aligned} W_{si} &= E_s A_{si} \varepsilon(x_{si}, y_{si}) = E_s A_{si} (ax_{si} + by_{si} + c) \\ &= (E_s A_{si} x_{si})a + (E_s A_{si} y_{si})b + (E_s A_{si})c, \end{aligned} \quad (4.2)$$

zaś naprężenia w punkcie ściskanego przekroju betonu $A_b^{(-)}$ wyrażają się wzorem

$$\begin{aligned} \sigma_b(x, y) &= E_b^{(-)} \varepsilon(x, y) = E_b^{(-)} (ax + by + c) \\ &= (E_b^{(-)} x)a + (E_b^{(-)} y)b + (E_b^{(-)})c. \end{aligned} \quad (4.3)$$

Warunki równowagi w przekroju poprzecznym mają formę:

$$\sum Z = 0 \quad \Rightarrow \quad \sum_{A_s} W_{si} + \int_{A_b^{(-)}} \sigma_b dA - F = 0, \quad (4.4)$$

$$\sum M_x = 0 \quad \Rightarrow \quad \sum_{A_s} W_{si} y_{si} + \int_{A_b^{(-)}} \sigma_b y dA - F y_0 = 0, \quad (4.5)$$

$$\sum M_y = 0 \quad \Rightarrow \quad -\sum_{A_s} W_{si} x_{si} - \int_{A_b^{(-)}} \sigma_b x dA + F x_0 = 0. \quad (4.6)$$

Uwzględniając (4.2) i (4.3) w równaniach (4.4)-(4.6) kolejno otrzymuje się:

$$\left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} x dA}_{S_y = S_y(A_b^{(-)})} \right) a + \left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} y_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} y dA}_{S_x = S_x(A_b^{(-)})} \right) b + \left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} dA}_{A = A(A_b^{(-)})} \right) c = F \quad (4.7)$$

$$\left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si} y_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} xy dA}_{J_{xy} = J_{xy}(A_b^{(-)})} \right) a + \left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} y_{si}^2 + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} y^2 dA}_{J_x = J_x(A_b^{(-)})} \right) b + \left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} y_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} y dA}_{S_x = S_x(A_b^{(-)})} \right) c = F y_0 \quad (4.8)$$

$$\left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si}^2 + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} x^2 dA}_{J_y = J_y(A_b^{(-)})} \right) a + \left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si} y_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} xy dA}_{J_{xy} = J_{xy}(A_b^{(-)})} \right) b + \left(\underbrace{\sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} x dA}_{S_y = S_y(A_b^{(-)})} \right) c = F x_0 \quad (4.9)$$

Po uwzględnieniu oznaczeń:

$$A(A_b^{(-)}) = \sum_{A_s} E_s A_{si} + E_b^{(-)} A_b^{(-)}, \quad (4.10)$$

$$S_x(A_b^{(-)}) = \sum_{A_s} E_s A_{si} y_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} y dA, \quad (4.11)$$

$$S_y(A_b^{(-)}) = \sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} x dA, \quad (4.12)$$

$$J_x(A_b^{(-)}) = \sum_{A_s} E_s A_{si} y_{si}^2 + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} y^2 dA, \quad (4.13)$$

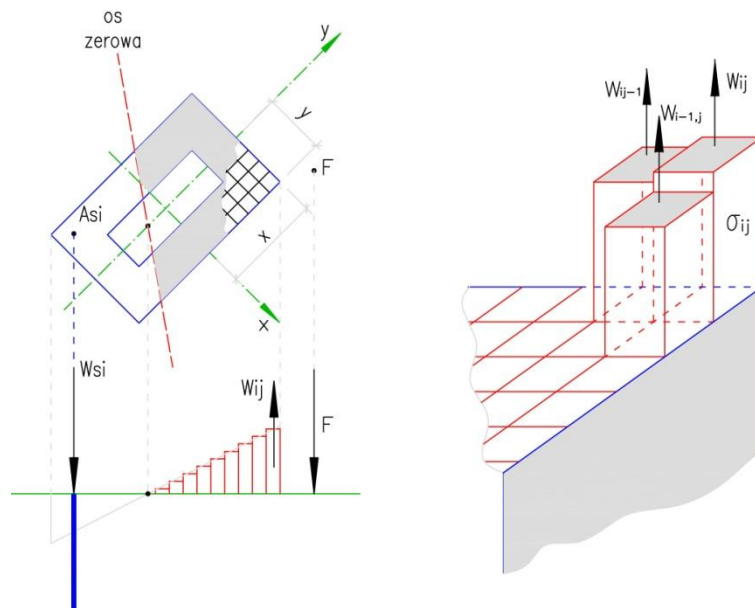
$$J_y(A_b^{(-)}) = \sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si}^2 + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} x^2 dA, \quad (4.14)$$

$$J_{xy}(A_b^{(-)}) = \sum_{A_s} E_s A_{si} x_{si} y_{si} + E_b^{(-)} \int_{A_b^{(-)}} xy dA; \quad (4.15)$$

zależności można zestawzić w formie układu równań względem poszukiwanych współczynników a , b i c

$$\begin{bmatrix} A(A_b^{(-)}) & S_x(A_b^{(-)}) & S_y(A_b^{(-)}) \\ S_x(A_b^{(-)}) & J_x(A_b^{(-)}) & J_{xy}(A_b^{(-)}) \\ S_y(A_b^{(-)}) & J_{xy}(A_b^{(-)}) & J_y(A_b^{(-)}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} c \\ b \\ a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ F y_0 \\ F x_0 \end{Bmatrix} \Rightarrow a(A_b^{(-)}), b(A_b^{(-)}), c(A_b^{(-)}). \quad (4.16)$$

Jak wynika ze wzoru (4.16) poszukiwane współczynniki $a(A_b^{(-)})$, $b(A_b^{(-)})$, $c(A_b^{(-)})$ są funkcją nieznaną powierzchni strefy ściskanej betonu $A_b^{(-)}$. Powierzchnię $A_b^{(-)}$ przy warunku $\sigma_b(x, y) < 0$ oblicza się na drodze korekty iteracyjnej z wykorzystaniem całkowania odpowiednich składników na drodze numerycznej metodą Simsona.



Rys. 4.10. Oś obojętna w betonie pracującym w II fazie z lewej i dyskretyzacja przekroju z prawej

W tym celu powierzchnię przekroju podzielono na niewielkie podobzary $\Delta A_{ij} = \Delta x_i \cdot \Delta y_j$ o współrzędnych (x_i, y_j) ich środków ciężkości, stąd:

$$A_b^{(-)} = \sum \Delta A_{ij}^{(-)}, \quad (4.17)$$

$$\int_{A_b^{(-)}} y dA = \sum \Delta A_{ij}^{(-)} y_j, \quad (4.18)$$

$$\int_{A_b^{(-)}} x dA = \sum \Delta A_{ij}^{(-)} x_i, \quad (4.19)$$

$$\int_{A_b^{(-)}} y^2 dA = \sum \Delta A_{ij}^{(-)} y_j^2, \quad (4.20)$$

$$\int_{A_b^{(-)}} x^2 dA = \sum \Delta A_{ij}^{(-)} x_i^2, \quad (4.21)$$

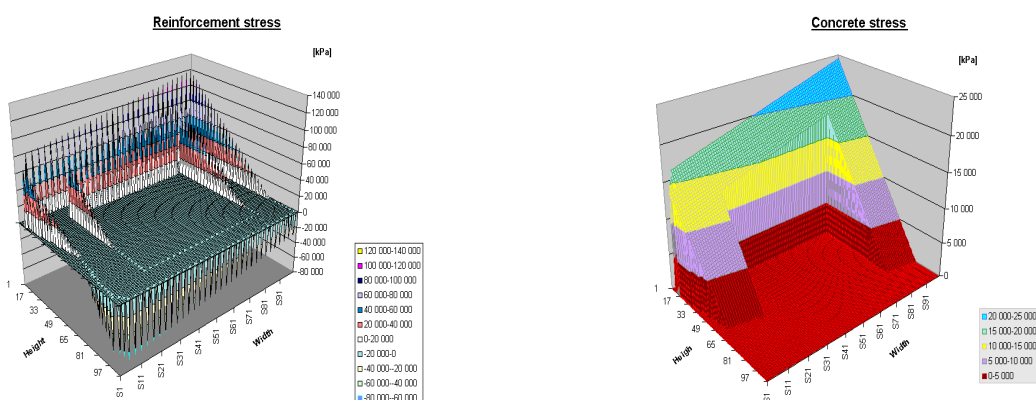
$$\int_{A_b^{(-)}} xy dA = \sum \Delta A_{ij}^{(-)} x_i y_j; \quad (4.22)$$

gdzie

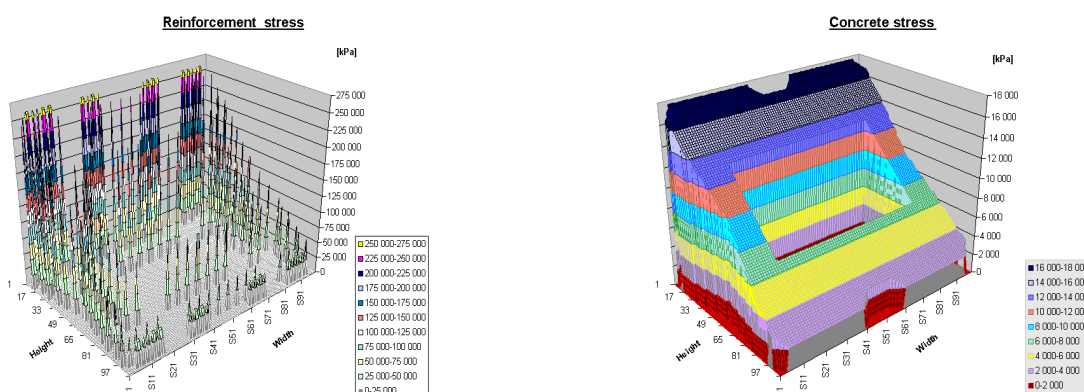
$$\Delta A_{ij}^{(-)} = \begin{cases} \Delta A_{ij} = \Delta x_i \cdot \Delta y_j & \text{dla } \sigma_{ij}(x_i, y_j) < 0 \\ 0 & \text{dla } \sigma_{ij}(x_i, y_j) \geq 0 \end{cases} \quad (4.23)$$

$$\sigma_{ij}(x_i, y_j) = E_b^{(-)} (\bar{a}(A_b^{(-)})x_i + \bar{b}(A_b^{(-)})y_j + \bar{c}(A_b^{(-)}). \quad (4.24)$$

Tutaj współczynniki z nakreśleniem $\bar{a}(A_b^{(-)})$, $\bar{b}(A_b^{(-)})$, $\bar{c}(A_b^{(-)})$, oznaczają wielkości uzyskane w poprzedniej iteracji. Iteracje kończy brak pojawiania się zmian w wartościach danych wzorami (4.17)-(4.22). Na rys. 4.11 i rys.4.12 pokazano przykładowe wyniki.



Rys. 4.11. Naprężenia w dolnej części pylonu



Rys. 4.12. Naprężenia w górnej części pylonu

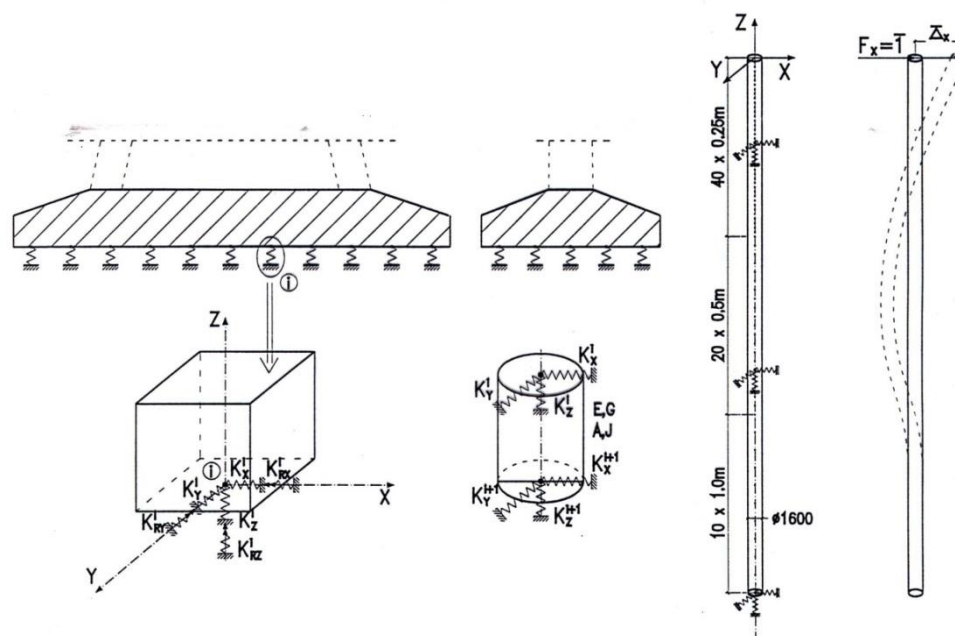
Podstawową zasadą poszukiwań poprawnego konstrukcyjnie rozwiązania stref zakotwień w pionie była eliminacja koncentracji dużych naprężeń w betonie. Dodatkowy problem to bardzo duże rozciąganie w betonie występujące w płaszczyźnie poziomej na kierunku osi

want, które w odniesieniu do poziomu naprężeń rozciągających w betonie powodowało wręcz „rozrywanie” skrzynki pylonu. W celu zapewnienia bezpiecznej pracy konstrukcji pylonu w strefie zakotwień zaprojektowano (rozwiązanie autorskie) specjalną konstrukcję zabetonowanych ram (zob. rys. 4.5), której celem było:

- przekazywanie równomierne dużych obciążeń z zakotwień want na beton poprzez sworznie stalowe,
- redukcja naprężeń rozciągających w betonie na kierunku poprzecznym do poziomu I-fazy (bez zarysowania) – system stężeń i ściągów ramy.

Zasada przekazywania obciążeń poprzez sworznie ze konstrukcji stalowej na beton znana jest w konstrukcja zespolonych. Jednak w tym przypadku stanowi wyjątkowe podejście, tak jak np. w pracy NAGRODZKA-GODYCKA [2007].

W obliczeniach zintegrowano strukturalnie podatność posadowienia głównej podpory pylonowej uwzględniając przemieszczenia fundamentu pylonu. Dokonano analizy wpływu podłoża gruntowego i wyznaczono na tej podstawie odpowiednie sprężyste oddziaływania gruntu na pale w podziale na warstwy gruntu o miąższości (0,25-0,5m). Wyznaczono zastępcze stałe sprężystości posadowienia pylonu, które uwzględniono w podstawowym modelu obliczeniowym mostu (zob. rys. 4.13).



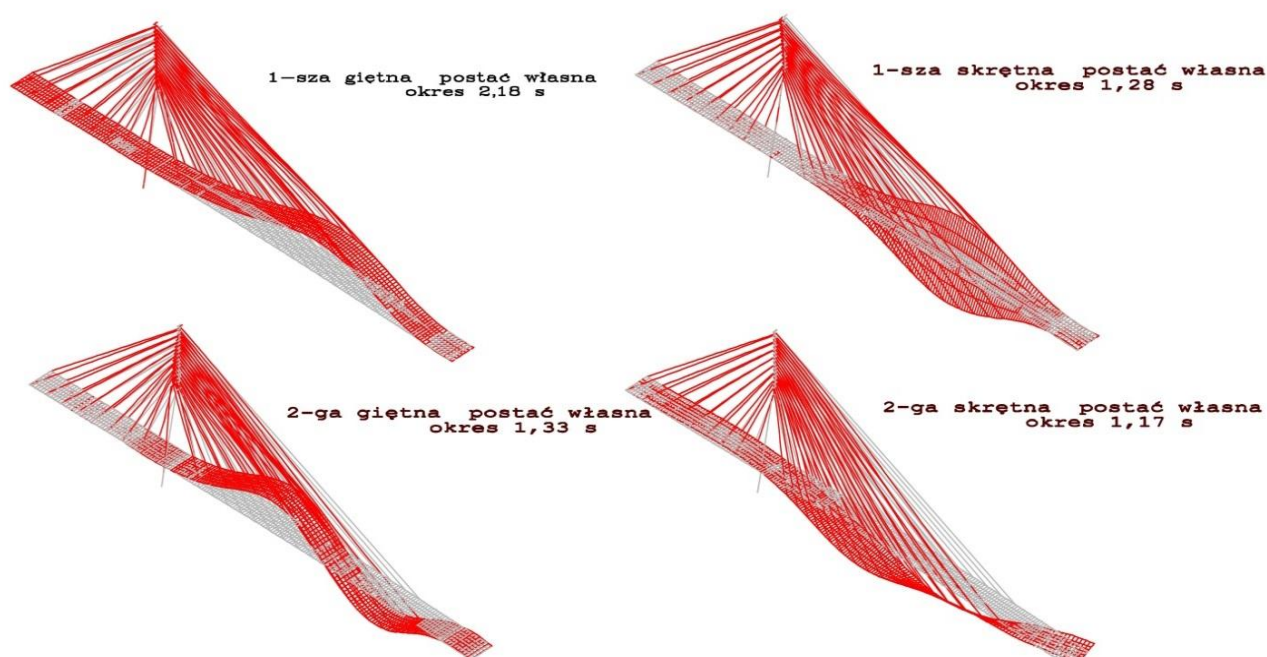
Rys. 4.13. Wyznaczenie sztywności zastępczych posadowienia pylonu

Ocena projektowa zagadnienia określenia sztywności posadowienia z punktu widzenia właściwych parametrów gruntu w funkcji obciążenie/osiadanie nie jest zagadnieniem prostym.

Różne podejścia do tego problemu można odnaleźć w literaturze (KRASIŃSKI [2004], KRASIŃSKI [2013]). Zagadnieniem osiadania pylonu mostu w Gdańsku, jako fundamentu

palowego pracującego w grupie, zajmował się zespół pod kierunkiem prof. Andrzeja Tejchmana i prof. Kazimierza Gwizdały z Politechniki Gdańskiej (GWIZDAŁA [2004], GWIZDAŁA [2013.1], GWIZDAŁA [2013.2]). Według opinii opracowanej przez ten zespół maksymalne oczekiwane osiadania fundamentu pylonu to ok. 40mm w stosunku do projektowych szacowań na poziomie 25mm. Rzeczywiste obecnie pomierzone osiadanie pylonu od obciążeń stałych uwzględniając reologię po pięciu latach od momentu budowy wyniosły 13mm.

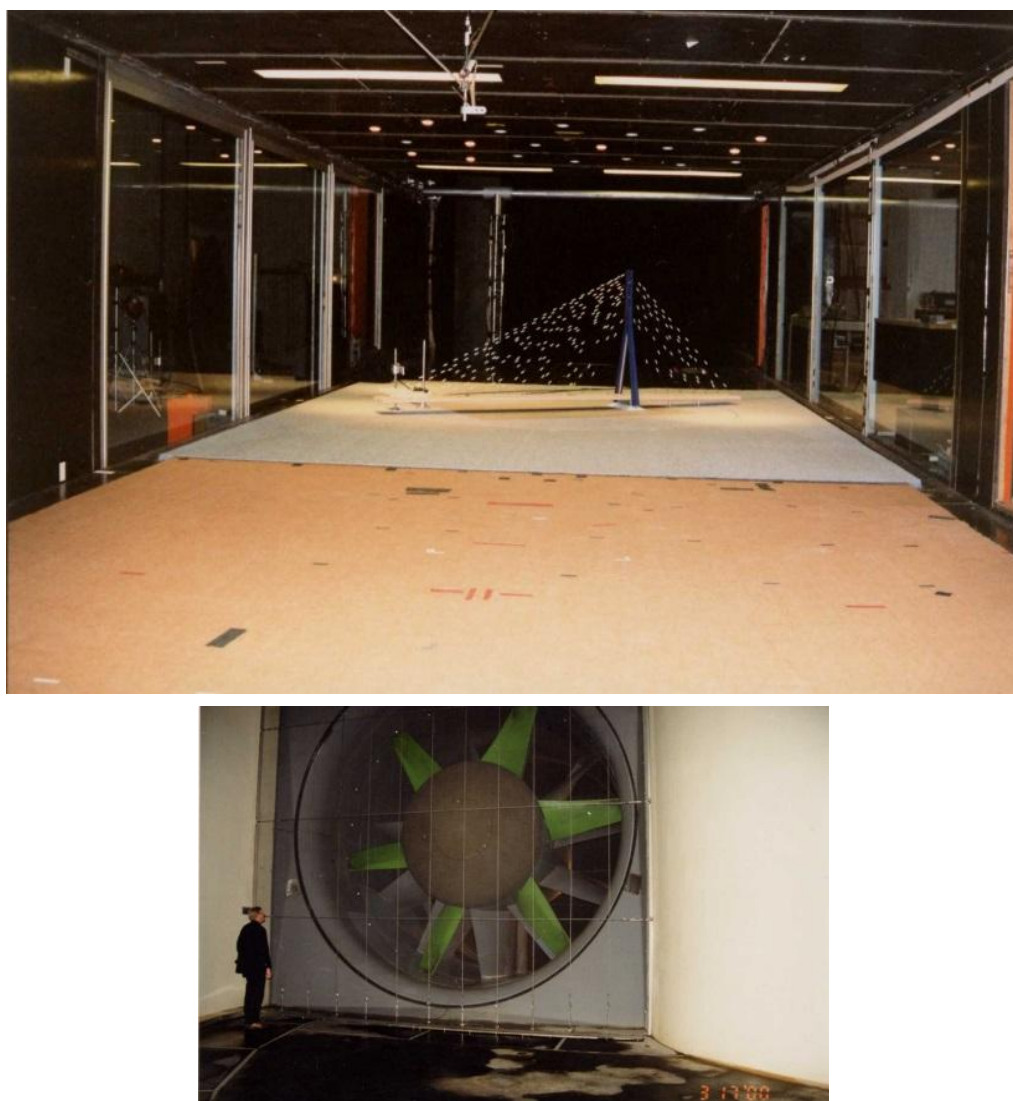
Projekt mostu wymagał określenia założeń montażu i uwzględnienia ich w obliczeniach dla poszczególnych jego etapów. Przyjęto w projekcie sposób montażu metodą wspornikową. Metoda ta wymagała przeprowadzenia analizy kilkudziesięciu etapów montażowych o różnych schematach statycznych (zob. rys. 4.6). W analizie obliczeniowej zarówno stanów montażu jak i użytkowych uwzględniono ocenę zachowania nieliniowego struktury mostu oraz wpływ efektów reologicznych betonu pylonu i pomostu. Ocenie projektowej poddano także ważne własności dynamiczne (zob. np. RUCKA [2013]). Wykonano także obliczenia dynamiczne w zakresie częstotliwości i postaci drgań własnych (rys. 4.14).



Rys. 4.14. Okresy i postaci drgań własnych

Projekt przewidywał dla mostu w Gdańsku na etapie budowy przeprowadzenie badań wiatrowych w tunelu aerodynamicznym. Celem tych badań było doświadczalne potwierdzenie

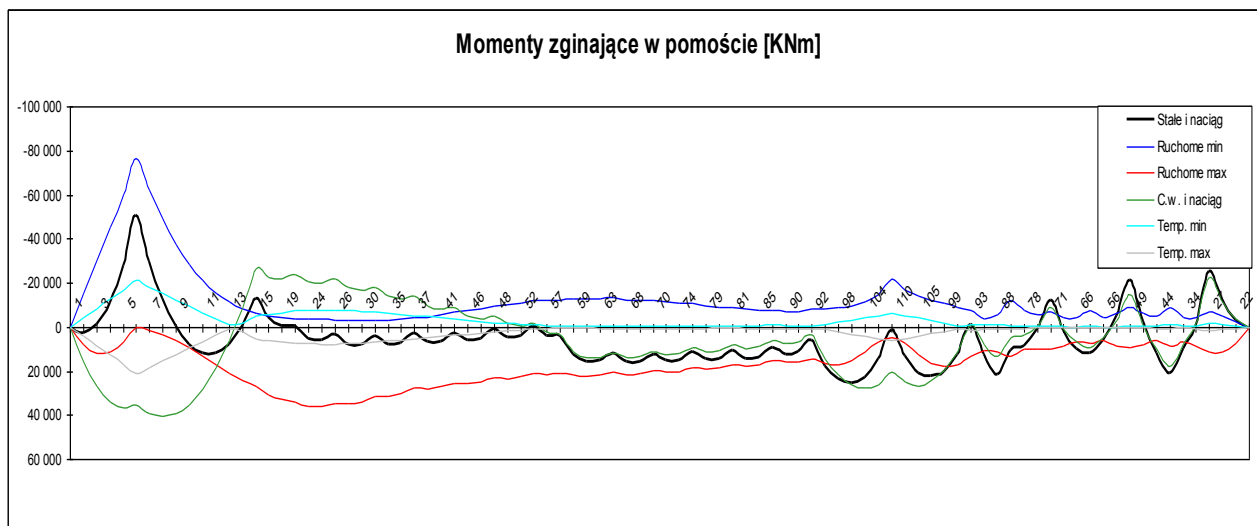
bezpieczeństwa mostu ze względu na dynamiczne oddziaływanie wiatru oraz sprawdzenie poziomu podatności układu w prognozowanych warunkach obciążeń generowanych wiatrem (FLAGA I INNI [1996], RUCKA I INNI [2003]). W założeniach projektowych prędkości graniczne wiatru ustalono na poziomie $v = 40\text{m/s}$ (największa odnotowana w historii prędkość miarodajnego wiatru zanotowanego w Gdańsku wynosiła $v = 34\text{m/s}$). Badania przeprowadzono w jednym z największych europejskich tuneli aerodynamicznych w Instytucie CSTB w Nantes we Francji (zob. rys. 4.15). Badania dowiodły potrzebę zastosowania elementów niwelujących wpływ oddziaływań wiatru na drgania pomostu dla niskich prędkości na poziomie $v = 17\text{m/s}$.



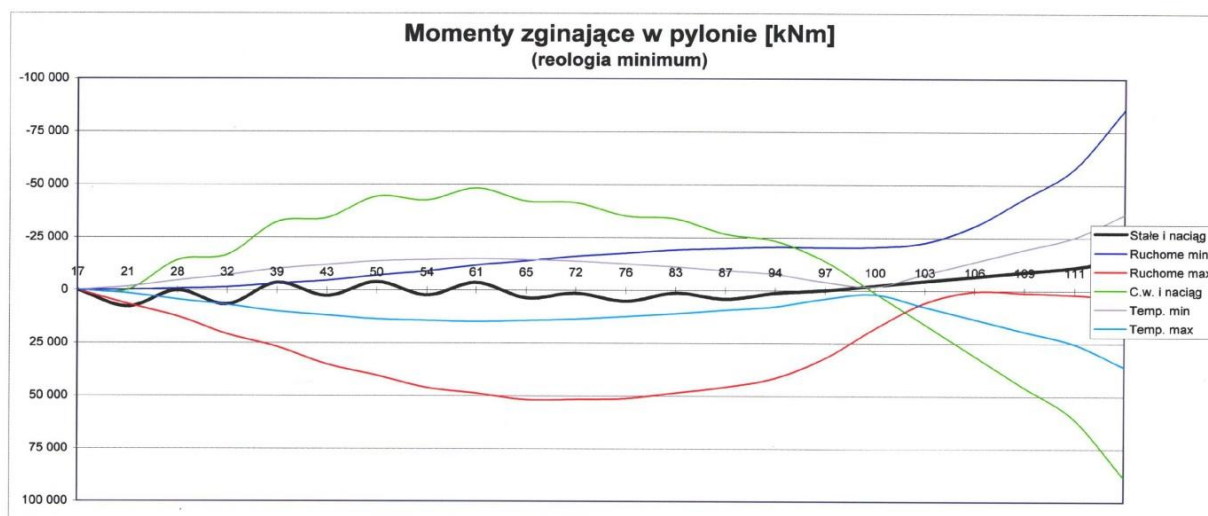
Rys. 4.15. Badania w tunelu aerodynamicznym CSTB w Nantes

Poziom drgań pionowych pomostu nie był groźny dla bezpieczeństwa stateczności aerodynamicznej mostu, jednak był odczuwalny i niekomfortowy eksploatacyjnie. Ograniczenie poziomu drgań osiągnięto poprzez zastosowanie specjalnych elementów aerodynamicznych w postaci owiewek gzymsowych i przegród aerodynamicznych pod pomostem.

Podstawowe wyniki obliczeń statycznych mostu pokazano na rys. 4.16-4.19 w odniesieniu do głównych elementów konstrukcyjnych mostu. Potwierdzeniem poprawności pracy konstrukcji były badania odbiorowe (CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2002], MALINOWSKI I INNI [2005], CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2011]).

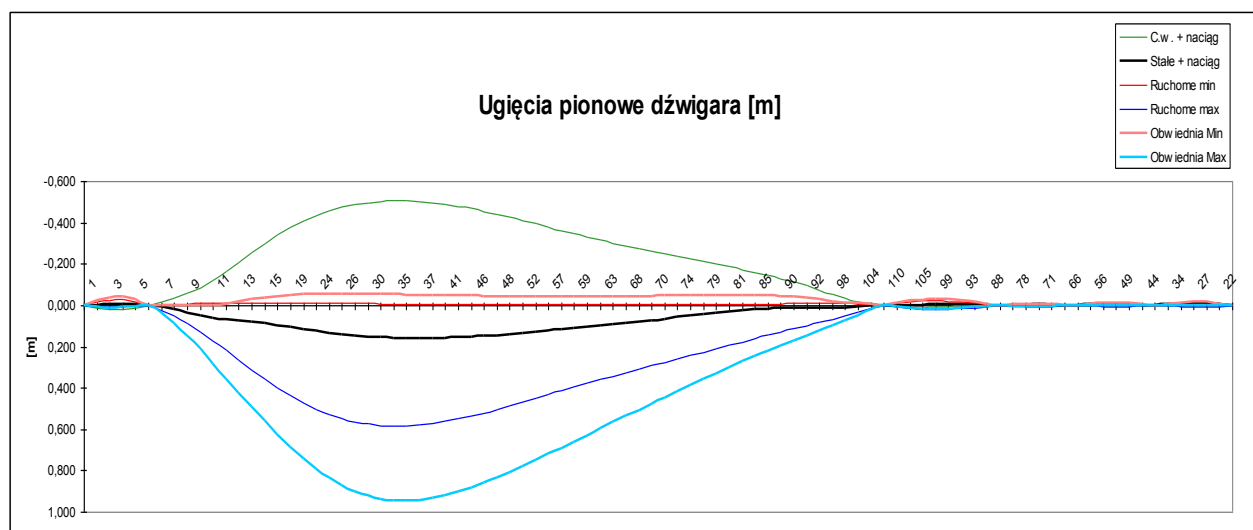


Rys. 4.16. Momenty zginające w pomoście

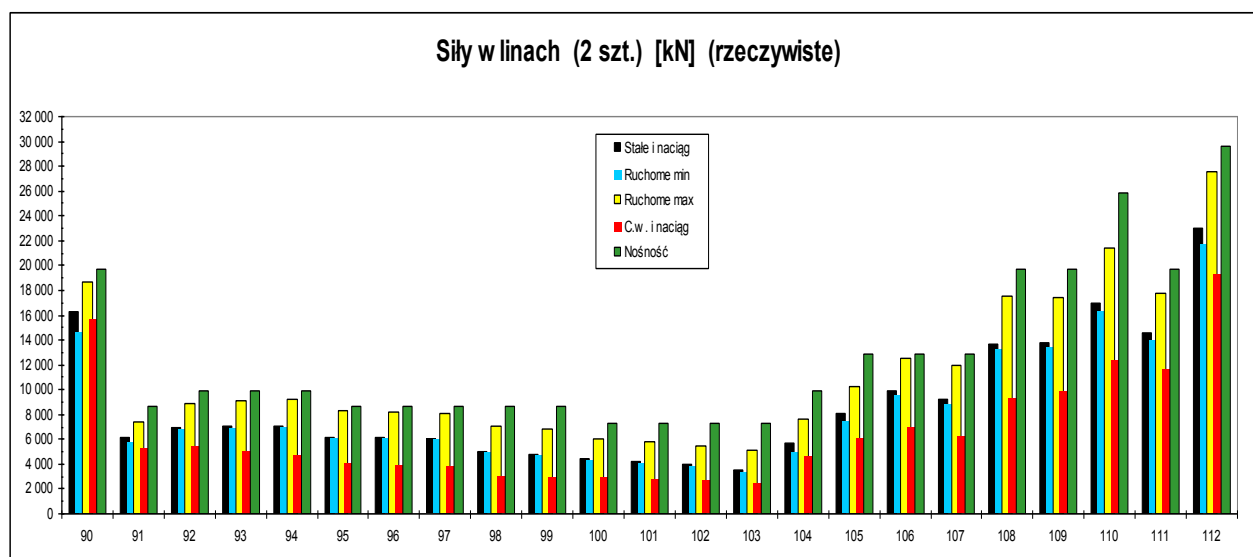


Rys. 4.17. Momenty zginające w pomoście

Ocena zbiorcza obciążeń i naprężeń wymagała szczególnego podejścia do obwiedni wykorzystując różne symulacje układów obciążeń. Szczególne znaczenie w tych analizach miały obciążenia termiczne. Wagę tego problemu można dostrzec w wielu publikacjach jak np. FURTAK I INNI [1998]), NOWAK I INNI [1998], ZOBEL I INNI [2000], CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2011.1], LUTOMIRSKA I INNI [2011], PODHORECKI I INNI [2011].



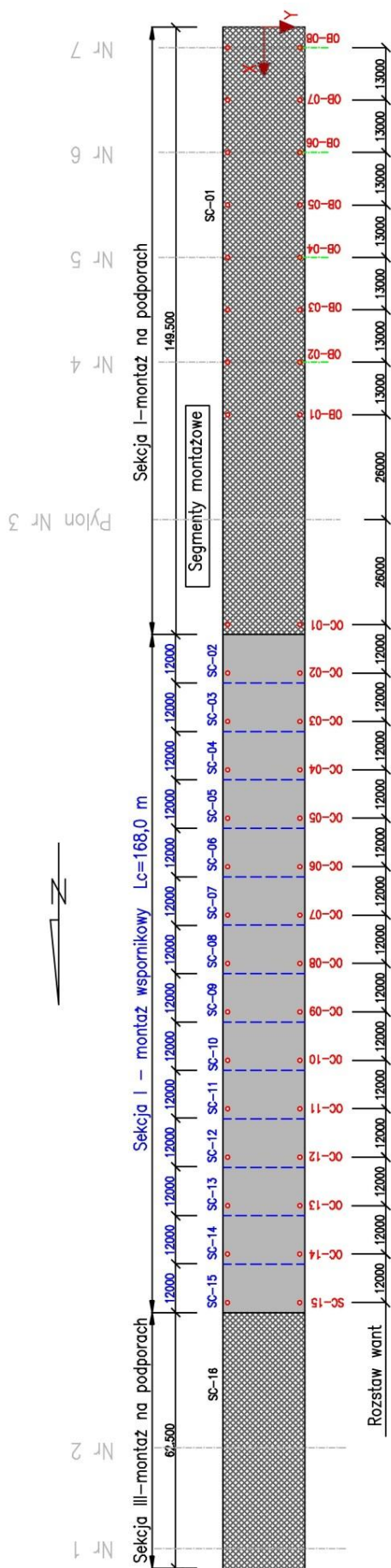
Rys. 4.18. Momenty zginające w pylonie



Rys. 4.19. Siły w wantach

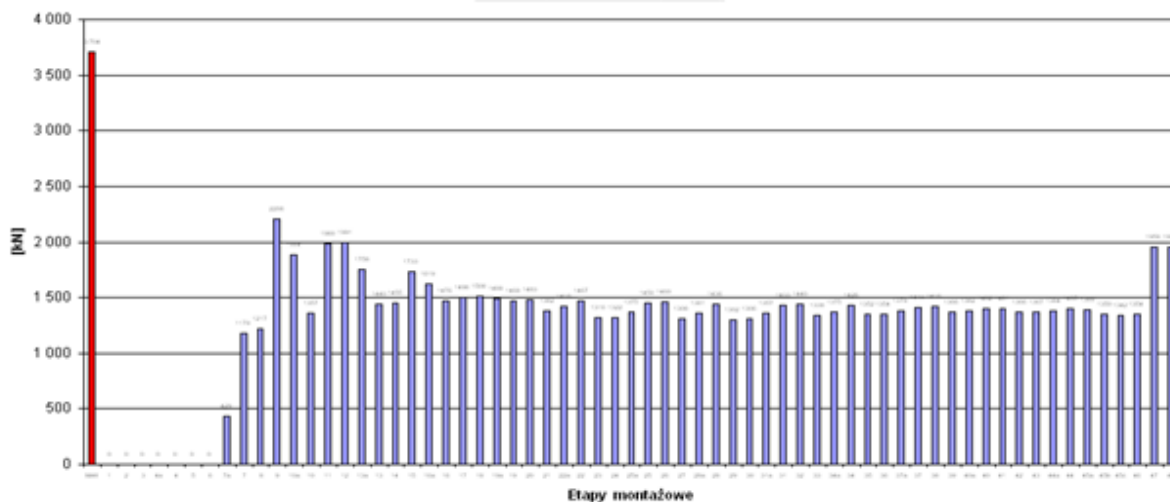
4.4. MONTAŻ WSPORNIKOWY MOSTU

Montaż wspornikowy stanowi dość skomplikowany proces zarówno analityczny jak i wykonawczy (MACHELSKI I INNI [1998], ZOBEL [2001], BIEN I INNI [2002]). Montaż mostu w przyjętej technologii wspornikowej został podzielony na kilkadziesiąt etapów. Część pomostu usytuowanego nad terenem montowana była w tradycyjny sposób z podpór tymczasowych, zaś sekcje nad wodą wykonano w technologii niepodpartego wspornika. Na rys. 4.20 pokazano podział na segmenty i sekcje montażowe.



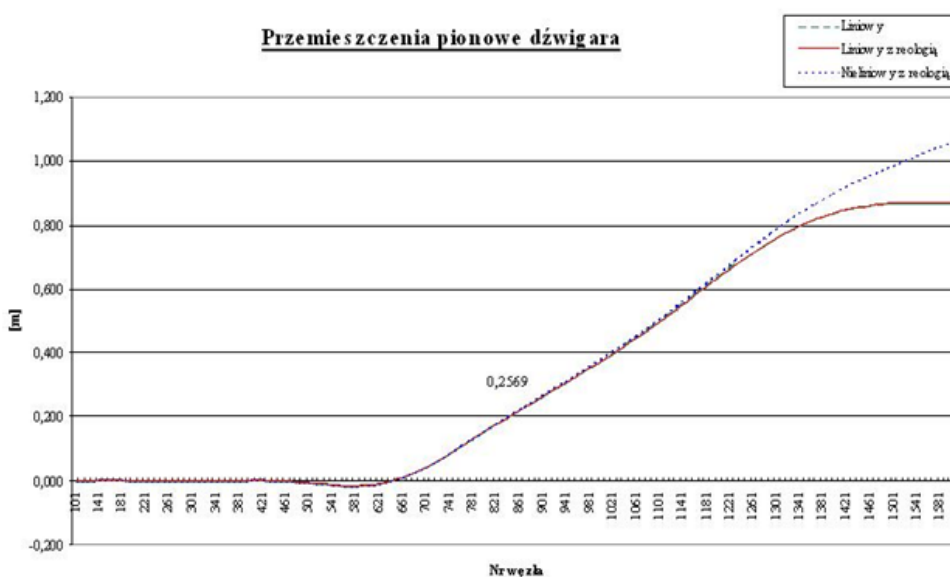
Rys. 4.20. Podział pomostu na sekcje i segmenty montażowe

W przypadku części nurtowej segmenty montażowe transportowano drogą wodną na pontonach i podnoszono sukcesywnie za pomocą konstrukcji wsporczej do miejsca wbudowania, a następnie po wykonaniu styku montażowego z wykonaną wcześniej częścią wspornikową napinano wanty. Założenie, jakie poczyniono dla tej technologii, to naciąg want uwzględniający stan docelowy bez konieczności późniejszej regulacji. Należy podkreślić, że pomost w trakcie montażu wspornikowego jest stosunkowo lekki (bez nawierzchni, kap chodnikowych, gzymsów, itp.), ponadto układ wspornika ma znacznie mniejszą sztywność, niż w stanie docelowym spiętej struktury mostu. To powodowało, że siły naciągu w wantach były znacznie mniejsze i zmieniały się w miarę postępującego montażu (rys. 4.21).



Rys. 4.21. Zmiana siły w wancie OC-06 w zależności od etapu montażowego

Uwarunkowania te miały wpływ na nieliniowe zachowanie się pomostu przy montażu (rys. 4.22).



Rys. 4.22. Wpływ nieliniowości na przemieszczenia pomostu

Ponadto założono, że montowane segmenty będą posiadały pełen przekrój zespolony (dźwigary stalowe i żelbetowa płyta pomostu). Długość segmentów montażowych przyjęto równą rozstawowi zakotwień want w pomoście (12m). Ciężar całkowity pojedynczego segmentu oszacowano na ~2000KN.

Zwis want, jako efekt ich niedostatecznego napięcia, jest wizualnym dowodem na nieliniowe zachowanie się struktury mostu w trakcie montażu (rys. 4.23).



Rys. 4.23. Zwis want, obserwowalny efekt nieliniowy

ROZDZIAŁ 5. METODA KONTROLI I REGULACJI MONTAŻU

5.1. JAKOŚĆ, POTRZEBA CZY KONIECZNOŚĆ PROFESJONALNEGO MONTAŻU

Każdy wznoszony obiekt mostowy jest dziełem indywidualnym, tego faktu nie zmienna nawet najdalej posunięta standaryzacja całego procesu budowlanego. Szczególnie dotyczy to tzw. dużych obiektów mostowych o skomplikowanym ustroju, gdzie wykorzystywane są smukłe kable wysokowytrzymałe. Ze względu na specyfikę tych konstrukcji wymagane są wyspecjalizowane systemy kontroli technicznej na każdym etapie budowy. Stąd, nawet najnowocześniejsze i uznane na świecie procedury kontroli wznoszenia wymagają dostosowania do konkretnego projektu. Dostosowanie procedury wymaga rozpoznania wszystkich rzeczywistych warunków procesu budowy, tj.: harmonogramu, obciążeń projektowych i technologicznych oraz oddziaływań klimatycznych na miejscu wytwarzania i wbudowania. A co najważniejsze wszystkie aspekty programu technicznej kontroli bezwarunkowo muszą być powiązane i uwzględnione w obliczeniach na etapie projektowania. Zatem ten swoisty „*interface*” łączy obliczenia projektowe odpowiadające zachowaniu statycznemu i dynamicznemu struktury mostu z przewidywanymi warunkami budowy uwzględniając ich wpływ. Na poprawność budowy dużych struktur budowlanych ma wpływ również dokładność wykonania i co najważniejsze prawidłowość oceny tej dokładności (błędu). Uwzględniając tylko praktyczne podejście inżynierskie można stwierdzić, że dla mniejszych klasycznych obiektów mostowych o prostym schemacie konstrukcyjnym, efekt istnienia nawet relatywnie znacznych odchyłek montażowych np. geometrii (niwelety) z reguły nie wpływa istotnie na bezpieczeństwo i wytrzymałość konstrukcji, a jedynie odbija się na względach eksploatacyjnych. Radykalnie inna sytuacja występuje w przypadku mostów wantungowych wznoszonych metodą wspornikową (nawisową). W tym przypadku niewielkie odchyłki na początku montażu, bez ich korekty, doprowadzają w swojej progresji do znaczących nieprawidłowości geometrycznych na zakończenie montażu wspornikowego. Ze względu na złożoność tego procesu zadanie oceny odchyłek geometrycznych i ich konsekwencji, to zagadnienie rozbudowane samo w sobie. Identyfikacja i rozgraniczenie odchyłek lokalnych (np. powierzchni płyt) od istotnych odchyłek o charakterze globalnym tj. osi rzeczywistej struktury pomostu, niejednokrotnie o skomplikowanej i zmiennej geometrii, stanowi podstawowe zadanie pomiarowe i kontrolne. Identyfikacja samej geometrii i pomiarów odchyłek nie odnosi się tylko do etapu montażu. Zadanie to pojawia się znacznie wcześniej, już na etapie scalania jej składników w trakcie wytwarzania półfabrykatów np. części stalowej konstrukcji w zakładzie przemysłowym, czy też zespolonej na placu prefabrykacji.

W zakresie pomiarowej identyfikacji tzw. „środowiska montażowego” należy wymienić plan kontroli obciążeń technologicznych oraz klimatycznych (temperatura i wiatr). Aktywna kontrola geometrii w trakcie montażu, polega zatem nie tylko na sprawdzaniu czy uzyskano właściwy układ geometrii konstrukcji, ale przede wszystkim na rozwiązaniu problemu jak wyznaczyć prawidłowe parametry montażu wspornikowego oraz jak w przypadku wystąpienia anomalii na bieżąco je aktualizować i korygować. Ponadto do głównych zadań programu kontroli należy również wyznaczanie montażowych sił naciągu want i montażowej geometrii pomostu. Ostatecznie warto zadać pytanie, dlaczego tyle wysiłku analitycznego należy poświęcić na problem kontroli w przypadku montażu wspornikowego mostów wantowych w porównaniu z mniej skomplikowanymi konstrukcjami np. mostami belkowymi, mimo że historycznie patrząc zbudowane mosty wantowe nie zawsze z tych procedur korzystały. Odpowiedź na to pytanie jest dość klarowna i tkwi w przeprowadzeniu analizy porównawczej obiektów z odpowiednich epok budowlanych.

Rozważania porównawcze ograniczymy tylko do mostów wantowych budowanych do przełomu lat 80-90 XX wieku w odniesieniu do osiągow obecnie wzniesionych obiektów. Trzeba zaznaczyć, że zarówno wówczas jak i aktualnie obiekty te postrzegane były zawsze, jako nowoczesne duże mosty wantowe. Zasadnicza różnica tkwi oczywiście w rozpiętości przęsła. Dawne realizacje to obiekty o rozpiętości przęsła rzędu 200-300 *m*, zaś obecnie w przypadku największych mostów rozpiętości te sięgają 700-1100 *m*. Tutaj wypada wtrącić, że przed konstrukcjami tymi nie zostało powiedziane słowo końcowe, związane jest to z wdrażaniem nowoczesnych lżejszych i wytrzymalszym materiałów. Rozpiętość przęsła, to jednak nie jedyny aspekt tego porównania. Bowiem gwałtowny rozwój metod obliczeniowych i zaawansowanych programów komputerowych umożliwił projektowanie rozbudowanych strukturalnie konstrukcji, wymagających dużej precyzji obliczeń, a tym samym pewności w ocenie bezpieczeństwa przy projektowaniu smukłych układów i osiągnięciu dużych rozpiętości przęsła, a przez to wrażliwych na błędy ustrojów. Dawniejsze projekty charakteryzowały się znaczną prostotą układu konstrukcyjnego, masywniejszą formą, zazwyczaj z kilkoma wantami w większym rozstawie. Obiekty te często nie były wysoko usytuowane nad przeszkodą, a to umożliwiało stosowanie tymczasowych podpór montażowych. W przypadku dużych mostów wantowych ich podstawową zaletą, charakterystyczną dla nich i obecnie wykorzystywaną, jest właśnie z natury możliwość budowy głównego przęsła w koncepcji montażu wspornikowego i zawieszzonego na wysokości 50-60 *m* i wyżej nad terenem. Tym niemniej, już dla mostów wantowych o rozpiętości przęsła rzędu 200 *m* montowanych wspornikowo występuje spore ryzyko utrzymaniu poprawności postępowania. Dlatego kiedyś uznawano za wystarczające dla mostów stalowych wykonywanie próbnego montażu sekcji pomostu (pasowanie). Jednak wobec różnic ciężaru własnego (odchyłki

grubości blach, parametry betonu, itp.), a także wpływu efektów wykonywanych styków spawanych generowało znaczne kłopoty w osiągnięciu zamierzonych projektem wyników. Projekty wymagały wtedy większych zapasów na zapewnienie bezpieczeństwa z uwagi na odchyłki wykonawcze. Nawet w przypadku rozwiązań z zastosowaniem śrub sprężających do połączeń montażowych problemy w uzyskaniu poprawnej geometrii były podobne.

Oczywistym jest, że konstrukcje, które zostały zaprojektowane w nowoczesny i optymalny sposób pod względem wytyżeń materiałowych, bezpieczeństwa konstrukcji i użytkowania, nie pozostawiają wiele miejsca na błędy i odchyłki wykonawcze. Profesjonalizm budowy wyrażający się w jakości montażu wspornikowego mostu wantowego, to potrzeba i konieczność, która pozwala wznosić najbardziej skomplikowane konstrukcje o wyjątkowym charakterze architektonicznym i inżynierskim. Dlatego też w wielu realizacjach kontrola budowy mostu oparta o procedury kontroli geometrycznej była najważniejszym kryterium poprawności montażu (np. ADELIN I INNI [1994], MANABE Y [1999]).

5.2. PROGRAM KONTROLI GEOMETRYCZNEJ I REGULACJI MOSTU WANTOWEGO W GDAŃSKU

5.2.1. Charakterystyka programu

Program kontroli geometrycznej opracowany na potrzeby budowy mostu wantowego w Gdańsku stanowił część wymagań zapisanych w dokumentacji projektowej. Zadania podjął się, przy udziale projektanta mostu i jednocześnie Autora dysertacji, doświadczony inżynier francuski Michael Marchetti (Paryż). Zastosowane podejście kontroli bazuje na rozwijanych w latach 90-ych XX wieku doświadczeniach nagromadzonych przy montażu największych mostów wantowych na świecie, w których uczestniczył francuski konsultant, np. Elorn Bridge (MARCHETTI I INNI [1994]).

Główna idea programu kontroli geometrycznej montażu polega na ustaleniu parametrów rzeczywistych sił naciągu want oraz geometrii scalania sekcji pomostu tak, aby uzyskać założenia docelowe projektu. W przypadku mostów wantowych nawet nieznaczna różnica rzeczywistego ciężaru własnego pomostu w stosunku do założeń projektowych wywołuje istotne różnice geometryczne w scalanym sukcesywnie pomoście. Błąd ten niekorygowany w odpowiednim etapie montażu prowadziłby do zwiększonych wytyżeń w pomoście nawet przy wprowadzeniu późniejszej korekty sił w wantach. Ponadto, zbyt późna korekta nie dawałaby możliwości wyregulowania lokalnych imperfekcji kątowych na styku poszczególnych segmentów montażowych. Również do całości problemu należy dołożyć odchyłki i błędy wykonawcze niwelety samego pomostu w stosunku do jego osi teoretycznej, której utrzymanie jest warunkiem przyszłej prawidłowej eksploatacji obiektu. Z tego względu problem wyznaczenia sił montażowych naciągu i geometrii scalania pomostu, sparametryzowany został poprzez zbiór

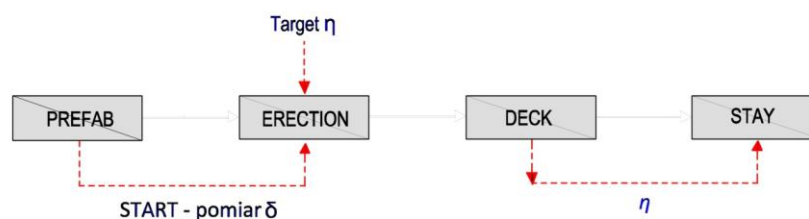
wielu danych pomiarowymi wpływających sukcesywnie w trakcie montażu kolejnych sekcji. Założona metodologia pomiarowa umożliwiła automatyczne ich analizowanie przez program kontroli w każdym etapie montażu. Program kontroli zawiera odpowiednie procedury, które w przypadku wystąpienia obciążeń montażowych pozwalają natychmiast wyznaczyć np. odpowiednie (montażowe) siły naciągu w konkretnej wancie skorelowane z założoną docelową siłą projektową. Procedury programu kontroli montażu zostały ujęte w pięciu modułach, które po implementacji informatycznej stanowiły praktyczną formę aplikacji w trakcie montażu. Podział na segmenty pokazano w rozdziale 4.3. Nazwy modułów są następujące.

- **STATE0** – pomiar „zerowy” reperów pylonu i sekcji pomostu na docelowym miejscu. Segmenty na rusztowaniach oznaczono: SB00 do SB08 oraz SC00 i SC01. Dane rejestrowane w tym module pozwolą w odniesieniu do pomiarów z poszczególnych etapów montażowych określić rzeczywiste przemieszczenia konstrukcji.
- **STAY** – dotyczy regulacji siły naciągu want w trakcie montażu.
- **PREFAB** – obejmuje ocenę położenia rur zakotwień want w pomoście poprzez pomiar reperów sekcji pomostu montowanych wspornikowo wykonanych na placu prefabrykacji, oznaczonych SC02 to SC15 oraz później na montażu.
- **ERECTION** – określanie geometrii montowanego wspornikowo segmentu pomostu przed jego scalaniem; moduł odpowiada za regulację wysokościową wolnego końca montowanego segmentu przed scaleniem (spawaniem) i w efekcie decyduje o geometrii połączenia montowanego segmentu z wykonaną poprzednio częścią wspornikowa przęsła. Moduł wyznacza kąt ustawienia montowanego segmentu w stosunku do segmentu zmontowanego wcześniej.
- **DECK** – wyznaczanie błędu montażowego pomostu korygowanego przez moduł ERECTION przy montażu następnego segmentu.

5.2.2. Sekwencja stosowania modułów programu kontroli dla montażu wspornikowego

Na rys. 5.1 przedstawiono schemat kolejności wywołania modułów odpowiadających za kontrolę geometryczną montażu wspornikowego oraz za regulację naciągu want dla segmentów montażu wspornikowego (segmenty oznaczone symbolami SC02-SC15).

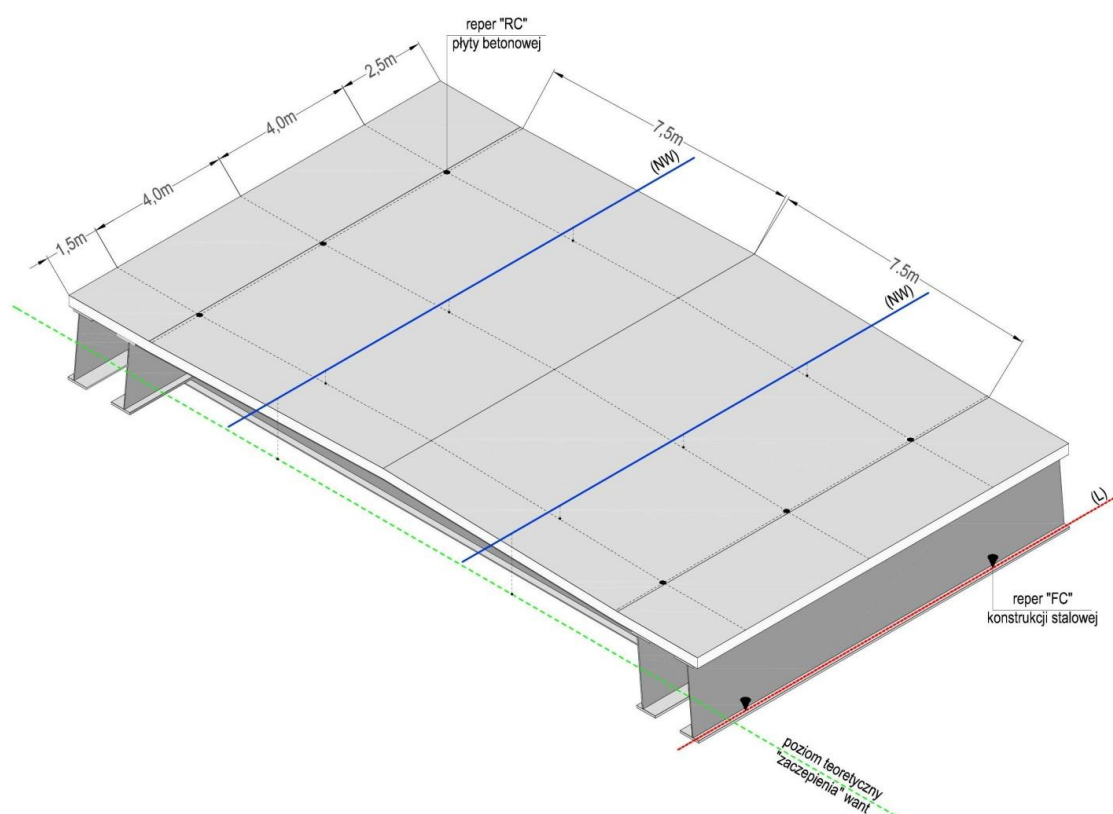
Czarnymi strzałkami pokazano sekwencję następowania po sobie operacji ujętych w poszczególnych modułach kontrolnych. Wymiana istotnych danych pomiędzy modułami realizowana jest zgodnie z zaznaczonymi na czerwono liniami przerywanymi. Rozważmy typowy segment montażu wspornikowego oraz różne procedury kontrolne i regulacyjne.



Rys. 5.1. Sekwencji użycia modułów w trakcie montażu wspornikowego dla typowego segmentu

1) Pomiary na placu prefabrykacji

Początkiem czynności kontrolnych jest wykonanie pomiarów geodezyjnych żelbetonowej płyty w celu określenia błędów powierzchni płyty tj. współrzędnych δ w miejscach reperów płyty pomostu oraz reperów na pasie dolnym dźwigarów stalowych. Względne współrzędne 6 reperów na płycie i 4 reperów na pasach dolnych każdego segmentu (rys. 5.2) pomierzone zostają w dowolnie, wygodnie zlokalizowanym układzie odniesienia z wyróżnioną pionową osią Oz i są przekazywane są do modułu PREFAB.



Rys. 5.2. Płyta i pasy dolne – usytuowania reperów do pomiaru ugięć

2) Ustawienie montowanego segmentu w odniesieniu do poprzednio zmontowanego

Segment montowany wspornikowo przetransportowany na barce drogą wodną z placu prefabrykacji do miejsca wbudowania, podnoszony jest za pomocą montażowego urządzenia wsporcze umieszczonego na wcześniej wykonanej części pomostu. Mocowanie nowego

segmentu polega na spasowaniu pasów dolnych podłużnych dźwigarów stalowych. Jedynym stopniem swobody podlegającym tu regulacji jest kąt odchylenia nowego segmentu względem poprzednio zamontowanego. Kąt otrzymuje się przez pomiar względny położenia dwóch przednich (czołowych) reperów płyty. Celem modułu ERECTION jest określenie położenia przednich reperów płyty w funkcji ich współrzędnych i reperów wcześniej zamontowanego segmentu. Moduł ERECTION ma następujące funkcje:

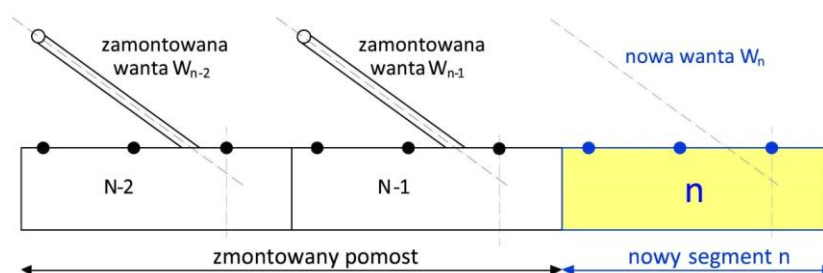
- potwierdzenie poprawności przedłużenia dolnego pasa dźwigarów stalowych (nowego i poprzedniego segmentu) w ujęciu wysokościowym;
- określenie błędu położenia przednich reperów nowego segmentu do dopuszczalnej wartości η , gdzie ewentualna korekta η ma na celu płynną kompensację ustawienia w jednym lub w kilku kolejnych krokach;
- kontrolę układu poziomego podłużnego i poprzecznego montowanego segmentu (pomiar współrzędnych x i y na przednich reperach).

Po stwierdzeniu (i ewentualnej korekcie) prawidłowości pozycji nowego segmentu w stosunku do poprzedniego, wykonywane jest ostateczne połączenie spawane dźwigarów stalowych i zabetonowanie przerwy technologicznej połączenia płyty pomostu między segmentami.

3) *Wartość η reperów pomostu nowego segmentu*

Po dołączeniu segmentu przedłuża się tzw. linię pilotującą (P). Na linię tę wpływają wartości parametru η dla sześciu reperów płyty pomostu nowo zamontowanego segmentu używając moduł DECK. W praktyce działanie to polega głównie na pomiarze współrzędnych reperów pomostu nowego segmentu i bloku regulacyjnego składającego się ze zamontowanych wcześniej dwóch poprzednich segmentów. Odpowiada to pomiarowi położenia dwóch linii stanowiących układ 2×9 reperów łącznie (rys. 5.4). Z obliczeniowego punktu widzenia działania te mają charakter natury czysto geometrycznej. Z powodu znacznych wymiarów, sekcja składająca się z bloku regulacyjnego i nowego segmentu nie może być traktowana jako ciało sztywne. Kształtowanie geometryczne dźwigarów stalowych „na wytwórni” bazuje na tzw. linii NW odnoszącej się do niwelety mostu skorygowanej o założone projektowo tzw. podniesienia wykonawcze. Linia NW oznacza geometrię bezgrawitacyjną (tj. geometria pomostu, gdy nie działają żadne obciążenia, przede wszystkim związane z grawitacją na wytwórni wymaga to scalania konstrukcji stalowej np. na pełnym podparciu-stoły) dźwigarów stalowych. Stąd wyjściowa deformacja pomostu to warsztatowa geometria segmentów określana na etapie projektu przed ich wykonaniem. Na etapie montażu pod wpływem obciążeń ciężarem własnym montowanych segmentów montażowa konstrukcja doznaje zasadniczej deformacji. Ponadto montaż generuje wiele obciążeń technologicznych,

których wielkość ma znaczący wpływ na dalsze dodatkowe deformacje. Z tego powodu moduł DECK odpowiada za aktualizację rzeczywistych obciążeń i wyznaczenie łącznej rzeczywistej całkowitej deformacji dla rozpatrywanego stanu montażowego. Obliczenia etapów montażowych z projektu budowlano-wykonawczego wobec ogólnego podejścia do rzeczywistych obciążeń na montażu wspornikowym stanowią bazę porównawczą, ale nie decydującą kontrolnie. W tym wypadku podstawą oceny poprawności geometrii jest analiza montażowa wykonana za pomocą modułu DECK. Zadaniem DECK, najbardziej ogólnie ujmując, jest określenie wielkości aktualnego błędu montażowego.



Rys. 5.4. Baza reperów sekcji pomostu wykorzystywanych do przedłużenia linii pilotażowej (P)

5.2.3. Ogólny opis procesu naciągu wanty

W projekcie budowlano-wykonawczym opracowanym przed rozpoczęciem realizacji obiektu przyjmowane są założenia ogólne montażu mostu. Dla mostów o znaczącej skali wielkości ciężar własny stanowi jego decydujące obciążenie. Od założeń dotyczących montażu zależy rozkład obciążeń od ciężaru własnego przynależnych do poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Oczywiście rozkład ten ma znaczący wpływ na naprężenia w konstrukcji i jej bezpieczeństwa użytkowania. Jednak na etapie budowy z natury pojawia się wiele odstępstw, mniejszych lub większych różnic w stosunku do założeń projektowych. Proces budowy mostu to stan ciągle zmieniających się obciążeń, oddziaływań środowiskowych oraz niezamierzonych imperfekcji wykonawczych. W przypadku mostu podwieszono realizowanego metodą montażu wspornikowego specyfiką jest także duża zmienność schematów statycznych konstrukcji (od kilkudziesięciu do nawet kilkuset).

Z tych powodów etap montażu wymaga, niezależnego od projektu budowlano-wykonawczego, analitycznego podejścia do problemu kontroli montażu. Montażowe procedury obliczeniowe muszą być dostosowane do wielokrotnych i natychmiastowych korekt. W praktyce w trakcie budowy, gdy znane są faktyczne warunki montażu, projektowe siły w wantach najczęściej mogą wymagać korekty. W tym celu w kolejnych fazach wznoszenia wykonywane są ponowne obliczenia pośrednie ukierunkowane na sposób kontroli montażowej. Wyznaczone zostają skorygowane wartości sił naciągu w wantach oraz wielkości

geometryczne deformacji struktury mostu w danym etapie montażowym, które są zharmonizowanym z programem kontroli (np. wyznaczenie wielkości przemieszczeń dla założonych lokalizacji reperów). Obliczenia bazują na przyjętych zasadach zgodnie z projektem budowlano-wykonawczym, w szczególności na tym samym tzw. modelu obliczeniowym. Wyniki tych analiz stanowią bazę do algorytmów obliczeń montażowych.

Poprzez pomiar in-situ na budowie zestawów obu wartości przemieszczeń zakotwień i rzeczywistej siły naciągu w regulowanej wancie kontroluje się wydłużenia Δl w stosunku do obliczeń montażowych. Wydłużenia Δl odnoszone są do poszczególnych etapów naciągu wanty oraz do pojedynczych splotów. Siła naciągu w wancie uzyskana na określonym etapie montażu, odpowiada pewnej fazie obliczeń mostu zwanej stanem referencyjnym (porównawczym). Siła naciągu wanty osiąga zakładaną na montażu wartość i jednocześnie jej zakotwienia zajmują odpowiadające temu obliczone położenia, związane z danym etapem montażowym. Wybór stanu referencyjnego jest kwestią umowną, jednakże wymaga się w tym stanie uzyskanie po montażu przyjęcia przez strukturę mostu docelowego schematu statycznego. W przypadku mostu w Gdańsku stan referencyjny został określony, jako stan budowy obiektu po zamontowaniu wszystkich segmentów pomostu z odpowiadającym dla tego etapu naciągiem want i po usunięciu wszystkich obciążeń montażowych. Jest to etap, gdy struktura mostu uzyskuje swoją docelową postać przy obciążeniu tylko ciężarem własnym, bez wyposażenia i w tzw. stanie beзуżytkowym.

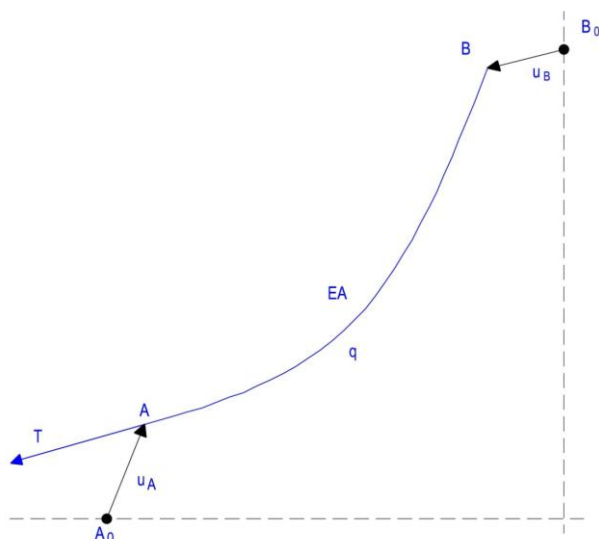
Naciągi want występujące w poszczególnych etapach montażu to wartości sił, które byłyby równe wartościom obliczonym przy założeniu, że:

- konstrukcja znajduje się w środowisku o stałej temperaturze równej projektowej (10°C),
- konstrukcja po zmontowaniu osiągnie konfigurację docelową zgodną z wynikami obliczeń do projektu budowlano-wykonawczego.

5.2.4. Teoretyczne podstawy metody

- *Długość beznaprężeniowa wanty*

Założmy, że wanta o sztywności na rozciąganie EA i ciężarze własnym q oraz o końcach zawieszenia A i B usytuowanych w przestrzeni, doznaje przemieszczeń mierzonych od początkowej ich pozycji A_0 i B_0 odpowiednio zestawionych w wektorach \mathbf{u}_A i \mathbf{u}_B (rys. 5.5). Znając siłę naciągu T w wancie mierzoną w zakotwieniu czynnym na końcu A oraz zbiór wartości przesunięć \mathbf{u}_A i \mathbf{u}_B , można obliczyć długość l_0 wanty. Technicznie l_0 rozumiana jest jako długość wanty spoczywającej swobodnie na poziomej płaszczyźnie, czyli w stanie beznaprężeniowym.



Rys. 5.5. Konfiguracja wandy doznającej ruch punktów zawieszenia

Zauważmy, że dla różnych stanów równowagi wandy $(T, \mathbf{u}_A, \mathbf{u}_B)$ i $(T', \mathbf{u}'_A, \mathbf{u}'_B)$, wartość l_0 musi być jednakowa stanowiąc wewnętrzny parametr do określania regulacji siły jej naciągu.

▪ *Wyznaczanie siły naciągu w wantach z wykorzystaniem ich wydłużeń Δl*

Na każdym etapie montażu poziom naciągu want określany jest względem tzw. stanu końcowego $(T_K, \mathbf{u}_{AK}, \mathbf{u}_{BK})$, nazywany także referencyjnym (zob. pkt. 5.2.3). W praktyce może to być np. etap zakończenia montażu wspornikowego, zakończenia montażu całego pomostu (spięcia) lub docelowy stan całkowitego zamknięcia prac. Istotnym jest fakt, że po osiągnięciu tego stanu referencyjnego nie może nastąpić teoretycznie już żadna dalsza regulacja naciągu siły. Znajomość teoretyczna wartości stanu końcowego każdej wandy $(T_K, \mathbf{u}_{AK}, \mathbf{u}_{BK})$ pozwala wyznaczyć ich długość docelową l_{0K} odpowiadającą stanowi beznaprężeniowemu przy założeniu, że zakotwienia odniesienia A_0 i B_0 want są usytuowane w pozycji określonej teoretycznie. Należy zauważyć, że długość l_{0K} jest i musi być, także z przesłanek technicznych, najkrótszą z wszystkich możliwych.

W procesie rzeczywistego montażu, dla poszczególnych etapów wandy są napinane siłami T_{En} tylko częściowymi w stosunku do stanu końcowego $(T_{En} \leq T_K)$ z jednorodnością wyężenia we wszystkich splotach ($\sigma = const.$ na przekroju A). Proces naciągu wandy, to rosnąca siła T , która docelowo dla etapu montażowego powinna uzyskać wartość T_{En} . Do kontroli procesu naciągu ważniejszym parametrem, niż sama siła T_{En} jest z nią związany parametr l_{0En} . Jest to docelowa etapowo długość beznaprężeniowa wandy uzyskana w wyniku skracania splotów wandy. Ta długość dla etapu montażowego powinna być równa długości beznaprężeniowej dla

stanu referencyjnego (!) – stanowi to podstawową zasadę metody kontroli montażu w zakresie napinania wandy:

$$l_{0En} = l_{0K} \cdot \quad (5.1)$$

W trakcie procedury naciągu wandy, która zakłada podział naciągu wandy dla danego etapu montażowego na kilka faz prowadzona jest kontrola tych stanów pośrednich naciągu wandy. Polega na wykonywanych in-situ pomiarów geodezyjnych geometrii położenia punktów zakotwień A i B oraz sił naciągu na „prasie”, tzn. mierzony jest stan aktualny $(T, \mathbf{u}_A, \mathbf{u}_B)$, gdzie $T \leq T_{KE_n}$. Wartości $(T, \mathbf{u}_A, \mathbf{u}_B)$ są podstawą do wyznaczenia bieżącej długości nienapężonej wandy l_0 przy warunku, że punkty zakotwień odniesienia A_0 i B_0 są usytuowane zgodnie z pozycją określoną teoretycznie. Zatem wymagane bieżące wydłużenie każdego splotu wandy kończąc naciąg ma postać

$$\Delta l = l_0 - l_{0K} \cdot \quad (5.2)$$

Warto zauważyć, że zmiana położenia zakotwień odniesienia A_0 i B_0 powoduje zmiany w długościach l_0 i l_{0K} , ale przy założeniu opisu liniowego deformacji, nie ma to wpływu na wartości Δl . W praktycznych zastosowaniach o poprawnie projektowo wstępnie napiętych wantach $0,35R < T_u < 0,45R$, R -nośność graniczna wandy, T_u -maksymalna siła w stanie użytkowym udziale składników nieliniowych ma drugorzędne znaczenie analityczne.

W wielu projektach, gdzie za istotę montażu przyjmowano sztywno zdefiniowane uwarunkowania projektowe geometrii struktury, w tym z fizycznie wyznaczanymi długościami l_0 , wymuszało to dotrzymywanie daleko posuniętej precyzji. To nie jest takie proste szczególnie dla mostów wantowych o kilkusetmetrowych rozpiętościach, dla których niewielkie zmiany obciążeń własnych oraz występowanie oddziaływań montażowych i wpływu zmiennej temperatury mogą powodować znaczne odchyłki. Praktyczna kontrola tych wartości jest wręcz niemożliwa, a przy znaczącym ich wpływie na precyzję pomiarów prowadziło to niejednokrotnie do szeregu poważnych błędów montażowych. Z tego powodu rozwiązanie tego problemu wymaga uwzględnienia powstających odchyłek w trakcie budowy i ich korygowania na bieżąco.

Nieco inne podejście do zagadnienia przedstawiono w pracy BILISZCZUK [2005]. Z punktu widzenia mechaniki jest to zadanie odwrotne sterowania stanem układu dwóch liniowo-sprężystych elementów o sztywnościach k_{konst} i k_{wandy} połączonych szeregowo przy nieznannej charakterystyce k_{konst} , a określanej na drodze doświadczalnej przez pomiar

przesunięć układu Δl_{wysuw_p} i Δl_{konst_p} , ($\Delta l_{wanty_p} = \Delta l_{wysuw_p} - \Delta l_{konst_p}$) wywołanych próbnym (etykieta p) obciążeniem o intensywności wyężenia w wancie σ_p .

Dalej zakłada się, że wszystkie zmiany ψl_0 projektowej długości l_0 nienapężonej wanty w wyniku względnych zmian położenia jej zakotwienia czynnego po teoretycznym odciążeniu układu są pomijalnie małe, tzn. mnożnik perturbacji $\psi \ll 1$. Założenie to pozwala traktować sztywność jednostkową wanty na rozciąganie $k_{wanty} = E l_0^{-1}$ jako niezmiennik w opisie całego procesu montażu

$$k_{wanty} = \frac{E}{l_0} = \frac{\sigma}{\Delta l_{wanty}} = \frac{\sigma_{ref}}{\Delta l_{wanty_ref}} = \frac{\sigma_p}{\Delta l_{wanty_p}} = const. \quad (5.3)$$

Biorąc po uwagę, że mierzony wysuw liny Δl_{wysuw} przy „wybieraniu wanty” jest sumą jej skrócenia Δl_{wanty} i mierzalnego efektu podatności konstrukcji Δl_{konst} , dla stanu próbnego σ_p , można zapisać

$$\Delta l_{wysuw_p} = \Delta l_{wanty_p} + \Delta l_{konst_p} = \frac{\sigma_p}{k_{wanty}} + \frac{\sigma_p}{k_{konst}} = \left(\frac{1}{k_{wanty}} + \frac{1}{k_{konst}} \right) \sigma_p = \frac{k_{wanty} + k_{konst}}{k_{wanty} k_{konst}} \sigma_p = \frac{\sigma_p}{k_{ukladu}}. \quad (5.4)$$

Stąd doświadczalnie wyznaczona sztywność układu i konstrukcji wynosi:

$$k_{ukladu} = \frac{\sigma_p}{\Delta l_{wysuw_p}} = \frac{k_{wanty} k_{konst}}{k_{wanty} + k_{konst}}, \quad \frac{1}{k_{konst}} = \frac{1}{k_{ukladu}} - \frac{1}{k_{wanty}} = \frac{k_{wanty} - k_{ukladu}}{k_{wanty} k_{ukladu}} \quad (5.5)$$

$$k_{konst} = \frac{k_{wanty} k_{ukladu}}{k_{wanty} - k_{ukladu}} = \frac{E \sigma_p}{E \Delta l_{wysuw_p} - \sigma_p l_0} = \frac{1}{\frac{1}{k_{ukladu}} - \frac{1}{k_{wanty}}} = \frac{1}{\frac{\Delta l_{wysuw_p}}{\sigma_p} - \frac{l_0}{E}} \quad (5.6)$$

Zapisując analogiczną do (5.4) zależność dla stanu końcowego σ_K otrzymuje się

$$\Delta l_{wysuw_ref} = \Delta l_{wanty_ref} + \Delta l_{konst_ref} = \frac{\sigma_{ref}}{k_{wanty}} + \frac{\sigma_{ref}}{k_{konst}} = \frac{k_{wanty} + k_{konst}}{k_{wanty} k_{konst}} \sigma_{ref} = \frac{\sigma_{ref}}{k_{ukladu}}. \quad (5.7)$$

Podstawiając (5.4) do (5.7) otrzymuje się wysuw liny przy „wybieraniu wanty” potrzebny do wywołania stanu końcowego w wancie

$$\Delta l_{wysuw_ref} = \frac{\sigma_{ref}}{\sigma_p} \Delta l_{wysuw_p} \quad \text{lub wprost z zasady proporcjonalności} \quad \frac{\Delta l_{wysuw_ref}}{\Delta l_{wysuw_p}} = \frac{\sigma_{ref}}{\sigma_p}; \quad (5.8)$$

a stąd dodatkowe w stosunku do stanu próbnego „wybranie wanty” Δl_1 wyniesie

$$\Delta l_1 = \Delta l_{wysuw_ref} - \Delta l_{wysuw_p} = \left(\frac{\sigma_{ref}}{\sigma_p} - 1 \right) \Delta l_{wysuw_p}. \quad (5.9)$$

Rozpatrywane są dwa stany naciągu wanty:

- a) stan docelowy (końcowy) o wyznaczonych z obliczeń teoretycznych parametrach naciągu,
- b) stan przejściowy-próbny (p), kiedy występuje tylko częściowy naciąg wanty (rys. 5.6).

W stanie b) dokonywany jest pomiar geometryczny in-situ położenia zakotwień A i B wanty. Pomiar ten musi mieć charakter względny wobec niewkluczanego przesunięcia obu zakotwień, czyli projekcję wzajemnego zbliżenia Δl_{konst_p} punktów A i B na oś przechodzącą przez te punkty. Ponadto rejestrowana jest wartość siły naciągu odczytana na „prasie” wywołująca naprężenia σ_p oraz wielkość tzw. „wybrania wanty” na siłowniku Δl_{wysuw_p} .

W przypadku stanu a), wielkości l_0 , σ_K oraz Δl_{wanty_K} są zgodnie z założeniami teoretycznymi i powiązane prawem Hoocke’a w postaci

$$\sigma_K = \frac{E \Delta l_{wanty_K}}{l_0}. \quad (5.10)$$

Z warunku zgodności geometrycznej i prawa Hoocke’a wydłużenie wanty Δl_{wanty_p} w stanie próbnym b) wynosi

$$\Delta l_{wanty_p} = \Delta l_{wysuw_p} - \Delta l_{konst_p} = \frac{l_{0_p} \sigma_p}{E}. \quad (5.11)$$

Zatem z powyższego nieodkształcona długość l_{0_p} wanty dla stanu przejściowego obliczona na podstawie wielkości pomiarowych wyniesie

$$l_{0_p} = E \frac{\Delta l_{wysuw_p} - \Delta l_{konst_p}}{\sigma_p}. \quad (5.12)$$

Stan, kiedy l_{0_p} zrówna się z l_0 , należy uznać za osiągnięcie przez stan przejściowy stanu końcowego naciągu wanty.

▪ *Sposoby regulacji naciągu want*

- a) para (l_0, l) , – odległość pomiędzy punktami A_0 i B_0 w początkowej pozycji punktów A i B;
- b) przez odkształcenie $\varepsilon = (l - l_0)l_0^{-1}$ wanty powodujące, że punkty A i B przyjmują końcowe położenie początkowej pozycji zakotwień A_0 i B_0 ;

- c) poprzez siłę naciągu T , która mierzona jest na dolnym zakotwieniu, jeżeli zakotwienia A i B pokrywały się w odpowiedzi z punktami A_0 i B_0 .

Dla większości obiektów wartość ε zawiera się w przedziale 2,5 do $3,5 \times 10^{-3}$. Siła T jest nazywaną siłą referencyjną. Miara jakości naciągu siły w wancie może być jej procentowa wartość aktualnej siły referencyjnej do teoretycznej (projektowej) siły referencyjnej.

5.2.5. Zasady ogólne podziału na etapy naciągu wanty

Naciąg pojedynczej wanty prowadzony jest w kilku fazach (≥ 3), z których każda wymaga ściśle określonych formuł regulacji, dostarczanych przez odpowiedni moduł obliczania naciągu wanty (moduł STAY). Pierwsza faza odnosi się do „pierwszego splotu” i obejmuje instalację rury osłonowej wanty i montaż pierwszego splotu, a następnie jego naciąg do wyznaczonej siły. Druga faza to określenie „wydłużenia” wanty, gdzie przy naciągu wyznaczane jest wydłużenie Δl stosowane do pozostałego do wykonania naciągu wanty. Ostatnią operacją po naciągu ostatniej fazy jest „kontrola”, czyli sprawdzenie prawidłowości uzyskanej siły naciągu wanty. W przypadku stwierdzenia konieczności korekty siły w wancie (dociągnięcie) dodatkową wartość naciągu oblicza się i weryfikuje do wartości bliskiej zeru koniecznego dociągnięcia (wydłużenia Δl). W praktyce wielkość korygowanego wydłużenia, czyli poprawka została uznana za zakończoną, jeżeli jest mniejsza od 5 mm.

5.2.6. Procedura doboru naciągu „pierwszego splotu”

Naciąg w pierwszej splotce jest tak dobierany, aby wartość siły na koniec przewlekania stanowiła pewną częśćią teoretycznej wartości naciągu docelowego. Powszechnie praktykuje się poziom w granicach od 0,3 do 0,9 wartości docelowej. Dla mostu podwieszonoego w Gdańsku przyjęto poziom 0,35. Związane jest to z silnie nieliniowym zachowaniem się „pierwszej splotki”. Ponadto w tym etapie przy długich wantach może powstać problem przekroczenia nośności splotu powodowany jej samodzielną pracą pod znacznym obciążeniem rurą osłonową, czy też brakiem ruchu zakotwień (skrócenie wanty). Oprócz tych aspektów postępowanie to ma na celu zminimalizowanie wpływu niejednorodnego rozkładu naciągów poszczególnych splotów.

W praktyce pod koniec operacji naciągu wanty można zaobserwować pewne różnice pomiędzy uzyskaną wartością siły naciągu, a jej teoretycznym odpowiednikiem. Wynika to z faktu, że rzeczywiste obciążenia konstrukcji (ciężar własny pomostu) nieznacznie różnią się od tych, które przyjmowane są podczas projektowania. Jest to naturalny efekt tolerancji, jednak w przypadku mostu wantowego o znacznej rozpiętości będzie zapewne się ujawniał.

Obraz zmiany sił w poszczególnych splotach widoczny jest najbardziej dla pierwszego splotu, gdzie różnica pomiędzy wartością początkową i końcową siły może być nawet kilkukrotna. Nieraz wielkość wprowadzanej siły naciągu jest z tego powodu dzielona na etapy. Poniżej pokazana została liniowa aproksymacja naciągu pierwszego splotu.

Z punktu widzenia mechaniki, podobnie jak poprzednio, jest to zadanie odwrotne sterowania stanem, tym razem układu złożonego z kilkudziesięciu liniowo-sprężystych elementów o sztywnościach konstrukcji K_{konst} połączonej szeregowo z sumaryczną sztywnością pracujących równolegle splotów wanty $K_{wenty} = \sum K_{sploty}$. W poniższych rozważaniach zakłada się, że rzeczywista sztywność sprężysta struktury K_{konst} na kierunku osi wanty pomiędzy jej punktami zakotwień A i B jest już znana. Wówczas sumaryczny wysuw liny mierzony na prasie przy „wybieraniu wanty” o n splotach od danej siły naciągu $F = A\sigma$, gdzie $A = \sum a_{sploty}$, przy tym samym E i l_0 dla wszystkich splotów, wynosi

$$\Delta l_{wysuw_F} = \Delta l_{wenty_F} + \Delta l_{konst_F} = \left(\frac{1}{K_{liny}^{1,\dots,n}} + \frac{1}{K_{konst}} \right) F = \left(\frac{K_{konst} + K_{liny}^{1,\dots,n}}{K_{liny}^{1,\dots,n} K_{konst}} \right) F, \quad (5.13)$$

gdzie symbol

$$K_{liny}^{1,\dots,k} = \frac{E}{l_0} \sum_{i=1}^k a_{splotu}^i, \quad k = 1, \dots, n, \quad E, l_0 = const, \quad (5.14)$$

oznacza sztywność na rozciąganie liny złożonej z połączonych równolegle k splotów. Odpowiednio relacja odwrotna do powyższego, generująca siłę $F_{liny}^{1,\dots,k}$ w linie o $k \leq n$ aktywnych splotach wywołaną kontrolowanym na prasie wysuwem Δl_{wysuw} każdego z k splotów przy „wybieraniu wanty” wynosi

$$F_{liny}^{1,\dots,k} = \left(\frac{K_{konst} \frac{E}{l_0} \sum_{i=1}^k a_{splotu}^i}{\frac{E}{l_0} \sum_{i=1}^k a_{splotu}^i + K_{konst}} \right) \Delta l_{wysuw} = \left(\frac{K_{konst} K_{liny}^{1,\dots,k}}{K_{liny}^{1,\dots,k} + K_{konst}} \right) \Delta l_{wysuw} = K_{ukladu}^{1,\dots,k} \Delta l_{wysuw}, \quad (5.15)$$

gdzie symbol

$$K_{ukladu}^{1,\dots,k} = \frac{K_{konst} K_{liny}^{1,\dots,k}}{K_{liny}^{1,\dots,k} + K_{konst}} = \frac{K_{konst} \frac{E}{l_0} \sum_{i=1}^k a_{splotu}^i}{\frac{E}{l_0} \sum_{i=1}^k a_{splotu}^i + K_{konst}}, \quad k = 1, \dots, n, \quad (5.16)$$

oznacza sumaryczną sztywność na rozciąganie układu szeregowego złożonego z konstrukcji i liny o równolegle połączonych k splotach. Stąd siła przypadająca na jeden splot wynosi

$$N_{splotu}^{1,\dots,k} = \frac{1}{k} F_{liny}^{1,\dots,k} = \frac{k_{splotu}^{1,\dots,k}}{K_{liny}^{1,\dots,k}} K_{ukladu}^{1,\dots,k} \Delta l_{wysuw} = \frac{K_{ukladu}^{1,\dots,k}}{K_{liny}^{1,\dots,k}} \frac{Ea}{l_0} \Delta l_{wysuw}. \quad (5.17)$$

Jak widać w powyższego wzoru zmiany sił w poszczególnych splotach pod wpływem naciąganych kolejnych splotów mają charakter nieliniowy. Poniżej zobrazowano to na przykładzie:

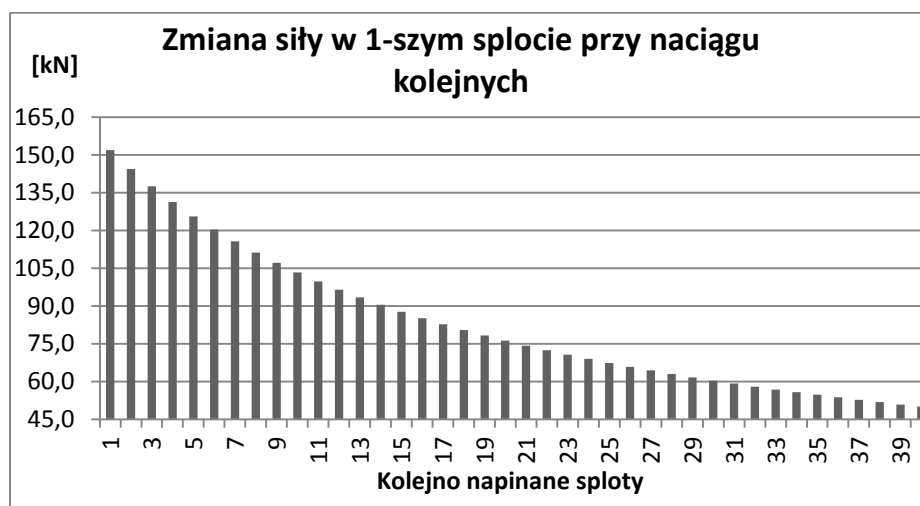
- dane : $F = 2000kN$, $k = 1, \dots, 40$; $a = 0,00015m^2$, $E = 195GPa$, $L_{AB} = 200m$, $K = 2667kN/m$;

- wyznaczamy : $l_0 = 198,91m$, $\Delta l = 0,34m$, $K_{liny}^1 = 147kN/m$, $K_{ukladu}^1 = 139kN/m$;

$$K_{liny}^{40} = 5.882kN/m, K_{ukladu}^{40} = 1.834kN/m;$$

- obliczamy kolejne siły: $N_1^1 = 151,9kN$, $N_1^{40} = 50,0kN$

Na rys. 5.6 pokazano cały zakres zmian sił w 1-szym splotcie.

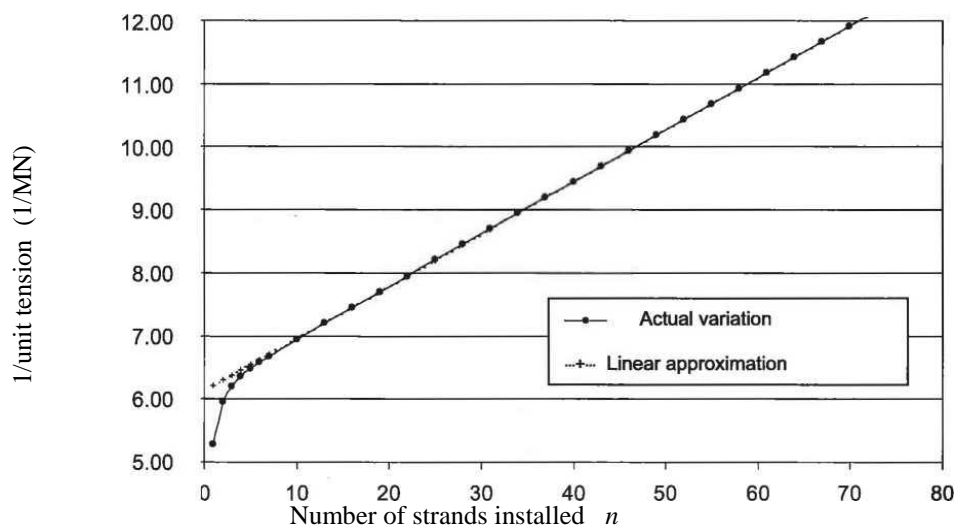


Rys. 5.6. Zmiany sił w pierwszym splotcie w trakcie napinania kolejnych splotów

W rzeczywistości ciężar rury osłonowej wanty stanowi istotne obciążenie dla splotów początkowych. Ma to znaczący wpływ na krzywą zwisu szczególnie want o niewielkim kącie nachylenia w stosunku do pomostu. Efekt ten obserwowalny jest w nieliniowej postaci geometrycznie opisanej krzywą łańcuchową i jest wyraźnie widoczny przy pierwszych pięciu splotach. Na rys. 5.7. pokazano zgodnie z SETRA [2002] efekt nieliniowy.

Należy zauważyć, że pewne dysproporcje sił pomiędzy splotami nie mają tak istotnego znaczenia o ile wprowadzanie siły w wantę następuje co najmniej w dwóch etapach. Nie zmienia to jednak faktu, że ten wpływ jest i tak zauważalny dla etapów montażowych o najdłuższym wsporniku, gdzie kąt pomiędzy wantą i pomostem jest najmniejszy. Stan ten gdzie z jednej strony mamy niewielką sztywność pionową wspornika struktury, a z drugiej strony stosunkowo małą „siłę podnoszącą” pomost (składową pionową siły w wancie), co przy

długich obciążonych ciężarem własnych wantach wywołuje zauważalny ich zwis. Jest to wizualny efekt nieliniowego charakteru pracy konstrukcji (rys. 5.8 do 5.10).



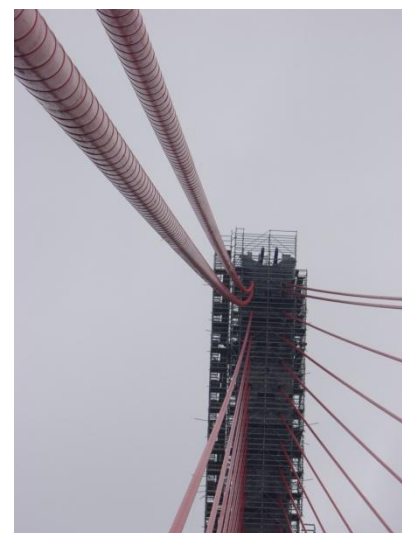
Rys. 5.7. Zmiany sił w pierwszym splocie w trakcie napinania kolejnych splotów, wg SETRA [2002]



Rys. 5.8



Rys. 5.9



Rys. 5.10.

Zwis want w trakcie operacji montażu mostu

Wszystkie takie niedokładności montażowe związane ze wspomnianymi efektami nieliniowymi oraz z innymi trudnymi do precyzyjnej oceny np. drugorzędowymi zmiennymi obciążeniami montażowymi czy oddziaływaniami środowiskowymi mogą być skorygowane w ostatnim etapie naciągu want.

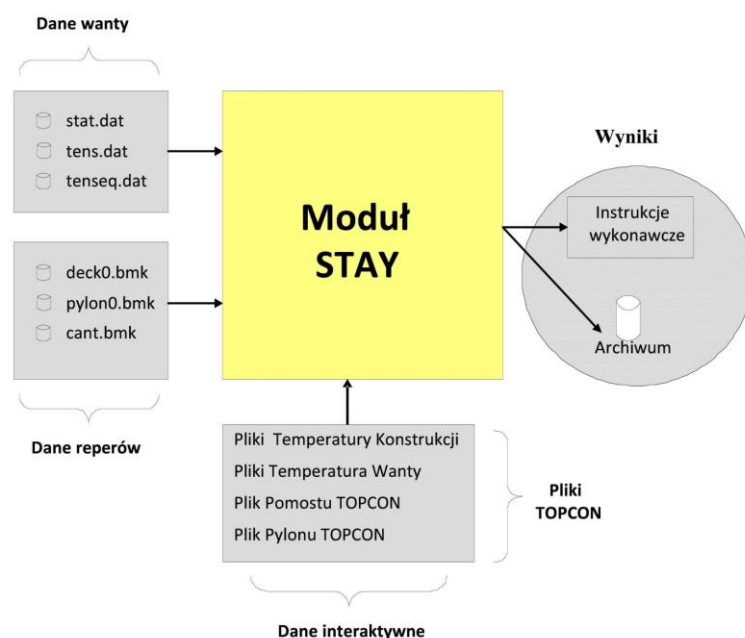
5.2.7. Naciąg „kolejnych splotów”

Obliczenia sił naciągu są prowadzone z uwagi na wartość teoretyczną siły naciągu uzyskaną na końcu operacji oraz modelową sztywność w postaci czterech więzi sprężystych obrazujących w uproszczeniu zachowanie się pomostu oraz pylonu. Siła naciągu wanty to

mechanizmem dwóch sił T o równych wartościach, tym samym kierunku, lecz o przeciwnych zwrotach. W rezultacie moduł do wyznaczania sił naciągu w wantach dostarcza wartość teoretyczną siły na koniec naciągu poszczególnego splotu. Ważne jest przy tym, aby w czasie operacji naciągu splotów nie wystąpiła żadna zmiana obciążenia montażowego na pomoście. Jednakże praktycznie trudno jest wyeliminować wszystkie zmienne obciążenia, jak chociażby zmiany temperatury czy wiatru, dlatego ostateczna kontrola niweluje powyższe anomalie.

5.2.8. Moduł obliczania naciągu want (STAY)

W tej części opisu wyspecyfikowane zostaną dane wchodzące i wyniki związane z modułem STAY, jak również organizację i zawartość powiązanych plików. Poniższe wykresy obrazują ogólny przepływ danych związanych z modułem STAY (rys. 5.11).



Rys. 5.11. Schemat modułu STAY

Dane wykorzystywane przez moduł STAY podzielone są na cztery różne grupy:

- dane parametrów want,
- dane reperów,
- dane interaktywne,
- dane TOPCON.

Dane parametrów want przyjmowane są na podstawie projektu, a baza danych tworzona jest przed montażem konstrukcji.

Poszczególne pliki zawierają:

- **stay.dat** geometryczne i mechaniczne właściwości want:
 - charakterystyki ciągną (E, q, α),
 - obciążenie rury osłonowej wanty,

- liczba splotek wanty,
- teoretyczne współrzędne zakotwień wanty;
- **tens.dat** to dane naciągu want, które umożliwiają przeprowadzenie regulacji zgodnie z projektem; opisane jest położenie każdej wanty w Stanie Referencyjnym: siła naciągu wanty w zakotwieniu pomostu, wartości przemieszczeń zakotwień w pomoście i pylonie;
- **tenseq.dat** zawiera zdefiniowaną kolejność naciągu want oraz określania współczynnika etapowości (procentu) ich naciągu.

Dane reperów wynikają ze specjalnych sesji pomiarowych określających:

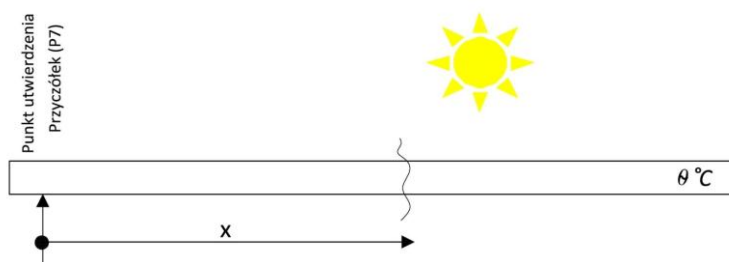
- stan wyjściowy tuż przed rozpoczęciem montażu wspornikowego,
- stan po scaleniu każdego nowego segment.

Zadaniem pomiarów jest określenie wartości współrzędnych reperów. Znajomość współrzędnych reperów umieszczonych w pobliżu zakotwienia pozwala na obliczenie przemieszczenia samego zakotwienia stosując interpolację lub ekstrapolację liniową w zależności od lokalizacji zakotwienia względem reperów. Ponadto w module PREFAB wyznaczone są wartości η związane z reperami pomostu wykorzystywane przez moduł DECK.

Dane TOPCON pobierane są bezpośrednio z geodezyjnych urządzeń pomiarowych, w tym informacje związane z pomiarem współrzędnych zakotwień want i przesyłane do systemu kontroli geometrii poprzez użycie specjalnego interfejsu. Ponadto zadaniem systemu kontroli jest identyfikacja i rejestracja istotnych parametrów oddziaływania środowiskowego na konstrukcję w trakcie montażu mostu. W odpowiednich plikach zapisywane są pomiary współrzędnych odpowiadających za podłużny kierunek struktury mostu tj. wartości x dla pomostu i wartości z dla pylonu. Także wykonywana jest niezbędna korekcja montażowa w celu kompensowania zmian wymiarów konstrukcji ze względu na oddziaływania termiczne związane z różnicą aktualnej temperatury θ w stosunku do projektowej temperatury montażowej (+10°C). Zgodnie z docelowym schematem statycznym Mostu Gdańskiego założono, że punkt stały dla przesuwów poziomych i rozszerzalności termicznej zlokalizowany jest na podporze nr 7 – przyczółek (rys.5.12).

Tak jak w innych modułach Programu Kontroli Geometrii Montażu, przy budowie modułu STAY przewidziano ułatwienia związane z użytkowaniem programu. W szczególności:

- wszystkie dane, które są znane przed rozpoczęciem prac magazynuje się w bazach,
- współrzędne reperów są bezpośrednio przesyłane z urządzeń pomiarowych do interfejsu programu,
- informacje, które muszą być wyprowadzone interaktywnie są zredukowane do minimum.



Rys. 5.12. Układ odniesienia do obliczeń wydłużenie struktury wywołanej temperaturą θ

Dodatkowo program kontroli dostarcza praktycznie użytecznych informacji, takich jak np. beznaprężeniowe l_0 i rzeczywiste długości wanty l , do wstępnego etapu ocen, jako szacowania teoretyczne dla założenia, że zakotwienia znajdują się w ich teoretycznym położeniu. Oszacowanie wartości l_0 jest pomocne w określeniu długości osłony, której pewna część musi być usunięta z końca aktywnego kotwienia cięgna. Jeśli zbyt duża część osłony zostanie usunięta, to część cięgna nie będzie chroniona z powodu pozbycia się z tej części woskowej osłonki. Odwrotnie, jeśli zbyt duża część osłonki pozostanie na miejscu, może nastąpić kolizja z zaciskami zakotwienia podczas naciągu cięgna. Te długości są także niezbędne do oszacowania zasięgu rury osłonowej wanty. Powinna ta długość odnosić się do dla stanu użytkowego obiektu. Długość l_0 i wydłużenie względne wanty ε są obliczane na kilka sposobów:

- z liniowym i nieliniowym przybliżeniem,
- używając dwóch różnych stanów: Stanu Referencyjnego i Stanu Montażowego, który występuje tuż po zamontowaniu każdej z want.

5.2.9. Wyznaczanie przemieszczeń poziomych struktury w trakcie montażu wspornikowego

Przyjęto następujące założenia dotyczące uproszczonego schematu statycznego struktury składającego się z pomostu i pylonu:

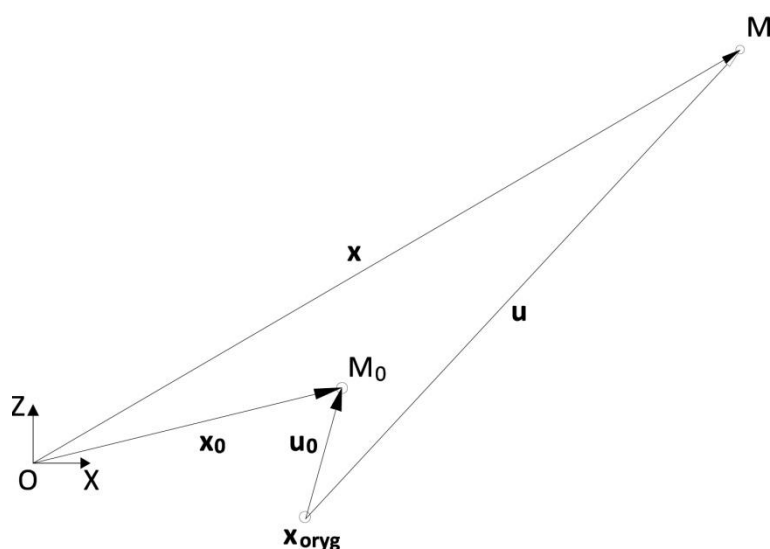
- pomost traktuje się jako belkę ciągłą spoczywającą na sprężystych podporach,
- pylon to element obciążony ciężarem własnym i siłami od naciągu want.

Przemieszczenia na tym wyjściowym etapie są relatywnie małe w porównaniu do tych, które występować będą w trakcie montażu. Załóżmy, że temperatura struktury jest równa temperaturze projektowej. Niech wektor \mathbf{u}_0 oznacza analitycznie wyznaczone przemieszczenia repera M w stanie wyjściowym (M_0), zaś wektor \mathbf{x}_0 zbiorem pomiarów geodezyjnych in-situ współrzędnych tego repera (M_0) względem początku układu przyjętego na budowie.

W bieżącym etapie montażowym mostu wektor \mathbf{x} położenia repera M , analogicznie do \mathbf{x}_0 , jest mierzony na budowie. Z tych danych możliwe jest wyznaczenie przemieszczenia repera \mathbf{u} w tym stanie:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 + (\mathbf{x} - \mathbf{x}_0). \quad (5.18)$$

Na rys. 5.13 lokalizacje \mathbf{x}_{oryg} reprezentują analityczne pozycje odniesienia, od których będą mierzone przemieszczenia struktury \mathbf{u} . Dla pomostu, za takowe przyjęto profil linii NW (geometria wytworu konstrukcji stalowej na wytwórni), a dla pylonu to wielkości odpowiadające jego geometrii projektowej przy założeniu braku wywieranych na niego jakichkolwiek obciążeń od naciągu want oraz ciężaru własnego.



Rys. 5.13. Układ pomiarowy repera M

5.2.10. Wyznaczanie wartości η dla segmentów początkowych SC00 and SC01

Wartości błędu zebrane w wektorze η odpowiadające wysokościowemu położeniu reperów są wyznaczone poprzez porównanie rzeczywistej wysokości z_{akt} z wysokością teoretyczną z_t , wyznaczone są jako:

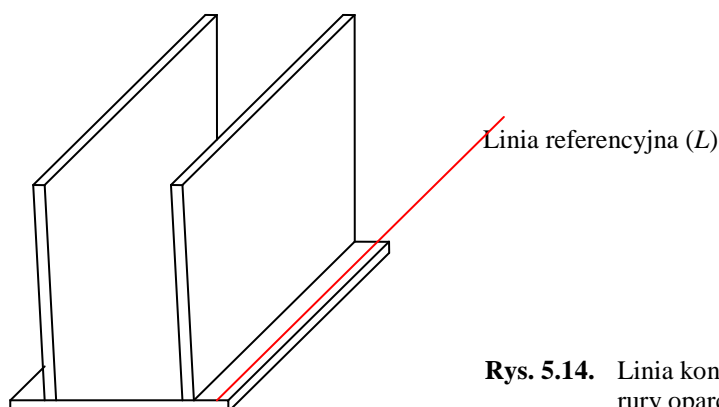
$$\eta = z_{akt} - z_t, \quad (5.19)$$

gdzie z_t to wysokość punktu, która odnosi się do repera o odpowiedniej odciętej x dla profilu linii NW. Przyjmuje się, że NW oznacza teoretyczną linię geometrii elementów struktury przed jej obciążeniem.

5.2.11. Moduł pomiarowy na placu prefabrykacji (PREFAB)

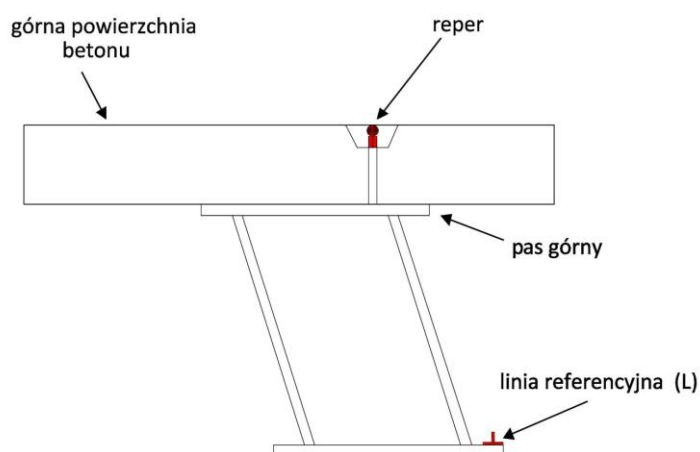
Proces scalania konstrukcji stalowej segmentów połączenie poszczególnych dźwigarów przez spawanie, a następnie wpasowanie pomiędzy łączone dźwigary i przyspawanie rury

nośnej do zakotwienia wanty. W tych operacjach względne pozycjonowanie głównych elementów jest określone przez śledzenie linii referencyjnej (L) łączącej repery zlokalizowane na górnej powierzchni pasów dolnych dźwigarów pomostu (rys. 5.14).



Rys. 5.14. Linia kontrolna do scalania dźwigara i pozycjonowania rury oparcia wanty

Ponadto, przed betonowaniem płyty pomostu, na placu prefabrykacji, na górnym pasie dźwigarów przyspawane są repery w postaci prętów z nakrętką, których główki w przybliżeniu odpowiadają usytuowaniu górnej powierzchni betonu płyty (rys. 5.15).



Rys. 5.15. Usytuowanie reperów płyty pomostu

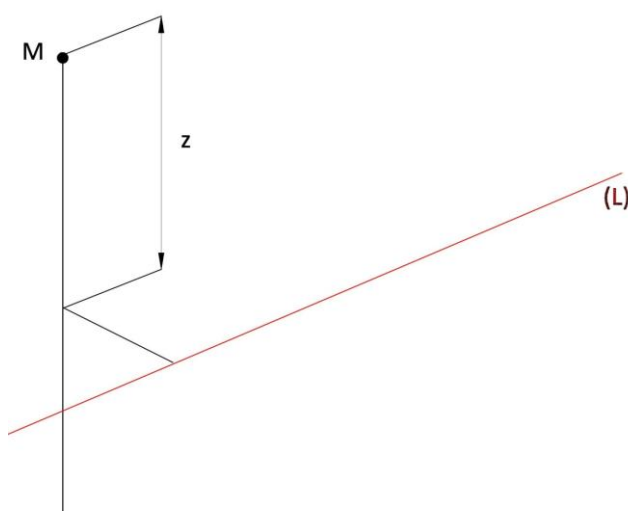
W momencie montażu nowego segmentu, tylko te repery na górze płyty są widoczne przez system kontroli geodezyjnej. Priorytetem w ustawianiu i pozycjonowaniu montowanego nowego segmentu, względem wcześniej już zmontowanych, jest konstrukcja stalowa (dźwigary), a nie betonowa. W szczególności preferowane jest podejście, w którym priorytetem jest uzyskanie bardzo dokładnego nachylenia rur zamocowania wanty, niż precyzyjne dopasowanie powierzchni płyty betonowej pomostu. Z tego względu regulacja położenia dźwigarów stalowych z wykorzystaniem reperów płyty pomostu jest możliwa tylko i wyłącznie, przy znanej lokalizacji reperów płyty względem reperów linii referencyjnej (L) scalania dźwigarów. Operacje dotyczące tej procedury są archiwizowane przez moduł PREFAB.

5.2.12. Określenie błędu δ i wartości dz

Błędy zebrane w wektorze δ poszczególnych pozycji reperów to różnice pomiędzy rzeczywistą pionową odległością z_{akt} pomiędzy reperem a linią (L) i jej teoretycznym odpowiednikiem z_t . Błąd ten odpowiada za precyzję montażu konstrukcji stalowej

$$\delta = z_{akt} - z_t, \quad (5.20)$$

Precyzyjniej mówiąc w rzeczywistym geometrycznie ukształtowanym przekroju poprzecznym mostu wysokość punktu M w stosunku do linii (L) jest wyznaczana z rzutu prostopadłego linii (L) na linię pionową przechodzącą przez punkt M (rys. 5.16).



rys. 5.16. Pionowa odległość punktu M to linii referencyjnej (L)

Dodatkowo wyznaczany jest także parametr dz obliczany jako różnica wysokości pomiędzy poziomem repera a linią NW.

5.2.13. Moduł regulacji segmentu (ERECTION)

Moduł ten służy do wyznaczania pozycji nowo montowanego segmentu przed procesem zespawania dźwigarów. W tym module do regulacji wykorzystywany jest parametr dz .

Po przytransportowaniu nowego segmentu na pontonie z placu prefabrykacji do miejsca wbudowania i podniesieniu przez konstrukcjąwsporczą opartą na zamontowanej poprzednio sekcji pomostu, przeprowadza się jego wstępne ustawienie. Dalej następuje precyzyjna regulacja segmentu względem zamontowanej wcześniej sekcji pomostu i wykonanie docelowego połączenia tj. spawanie i betonowanie. Ustawienie w miejscu styku nowego segmentu z częścią wykonaną wcześniej polega na spasowaniu pasów dolnych dźwigarów i wyregulowaniu wstępnie założonych projektem pochyłeń podłużnych i poprzecznych. Kolejnym zbiegiem jest najistotniejszy element regulacji polegający na wyznaczeniu docelowej

wartości pochylenia nowego segmentu pomostu. Wykonuje się to poprzez określenie wysokości reperów usytuowanych na najdalej wysuniętym skraju (wsporniku) montowanej sekcji. Ten zabieg odpowiada regulacji układu o jednym stopniu swobody i sprowadza się do wyznaczenia różnicowego kąta obrotu ω montowanego segmentu względem linii określonej przez wbudowane już jednostki (rys. 5.17).



Rys. 5.17. Ustawienie nowego segmentu

Przy tym postępowaniu ważne są następujące uwarunkowania:

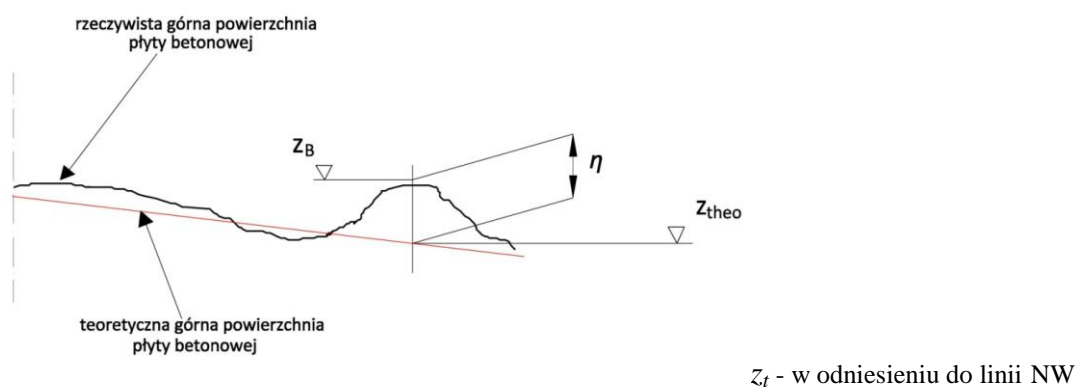
- 1) Regulacja i ustawienie nowego segmentu odbywa się w odniesieniu do sekcji wcześniej wykonanej, ponieważ bazowanie na wartościach bezwzględnych, obliczonych dla operacji montażowych jest niewskazane. Musi być uwzględniony rzeczywisty wpływ temperatury wiatu w stosunku do reszty struktury, ponieważ ten efekt termiczny może powodować pionowe przemieszczenia końca montażowego wspornika nawet o wielkość rzędu 100 mm.
- 2) Wymagana dokładność regulacji jest tego samego rzędu, co tolerancja wymiarowa założona do wykonania konstrukcji.
- 3) W trakcie regulacji każda linia reperów ustawiana jest niezależnie. Ostatecznie ich ułożenie wykorzystywane jest do porównawczej oceny zgodności przemieszczeń poziomych podłużnych i poprzecznych do osi mostu.

Wstępne ustawienie nowo montowanego segmentu polega na wyregulowaniu przednich reperów tak, aby kąt pomiędzy nowym segmentem a zamontowanym już pomostem był zgodny z geometrią projektową tj. linią NW. W tej operacji możliwa jest korekcja błędu jednorazowa w całości lub w rozłożeniu na kilka etapów, gdy rząd korekcji błędu jest znaczny.

Błąd montażowy na reperach η w części wykonywanej wspornikowo to różnica pomiędzy wysokością rzeczywistą reperu z_B , a wysokością odpowiadającą teoretycznej powierzchni betonu z , odnoszącą się do linii NW (rys. 5.18).

Według tych założeń możliwe są dwa sposoby ustawiania i regulacji nowego segmentu względem już wykonanego:

- odnoszenie się tylko do płyty betonowej z pominięciem konstrukcji stalowej przy regulacji,
- odnoszące się do konstrukcji stalowej stanu referencyjnego linii (L) na pasie dolnym dźwigara z wykorzystaniem reperów płyty pomostu.



Rys. 5.18. Definicja błędu montażu η w przypadku segmentu montowanego wspornikowo

Układ odniesienia współrzędnych reperów został określony przez punkt początkowy O usytuowany na pylonie w jego teoretycznym utwierdzeniu w ławie fundamentowej oraz oś Ox skorelowana z osią podłużną pomostu.

5.3. PRZYKŁADOWE WYNIKI

Realność oceny stanów montażowych w trakcie trwania budowy mostu wiotkiego na podstawie tylko teoretycznych obliczeń pierwotnego projektu konstrukcyjnego, w tym wyliczone siły naciągu wiantrów z odpowiadającą im geometrią układu stanów montażowych jest niestety problematyczna i bez weryfikacji in-situ może prowadzić do znacznych błędów montażowych. Ponadto budowa mostu, którego konstrukcja jest smukłą strukturą, wiotką ze swojej natury i wrażliwą na odchyłki, zarówno in plus jak i in minus, do założeń stanowiących podstawę jej obliczeń. Dlatego nawet niewielkie różnice w odniesieniu do założeń projektowych mogą prowadzić do znaczących rozbieżności w realizacji. Do najistotniejszych z nich należą:

- 1) różniący się od założonego obliczeniowo ciężar własny konstrukcji; przyczyna leży w tolerancji wymiarowej i wykonania oraz zmiennych właściwości materiałowych, a także przybliżeniach projektowych; najczęściej wobec tych uwarunkowań rzeczywisty ciężar własny obiektu jest większy niż zakładał projekt;
- 2) różniący się od założonej w projekcie sztywność głównych elementów konstrukcyjnych; przyczyna leży w specyfice materiałów i tolerancji wykonania, a także np. w strukturze i podatności podpór, co szczególnie ważne jest w przypadku pylonu;
- 3) zmienne warunki termiczne, zarówno w stosunku do referencyjnej projektowej temperatury montażu ($+10^{\circ}\text{C}$), jak również, co do przestrzennie niejednorodnego jej rozkładu, tj. lokalnych zróżnicowań ogrzania niektórych elementów, jak i różnic w obszarze przekroju poprzecznego (nasłonecznienie, gradient temperaturowy, itp.);

- 4) zmienne obciążenia montażowe dyktowane technologią budowy jak wszelkiego rodzaju konstrukcje wsporcze, sprzęt do naciągu want, sprzęt do połączeń spawalniczych, itp.; ten typ obciążeń możliwy jest na etapie projektowym tylko do zgrubnego szacowania.

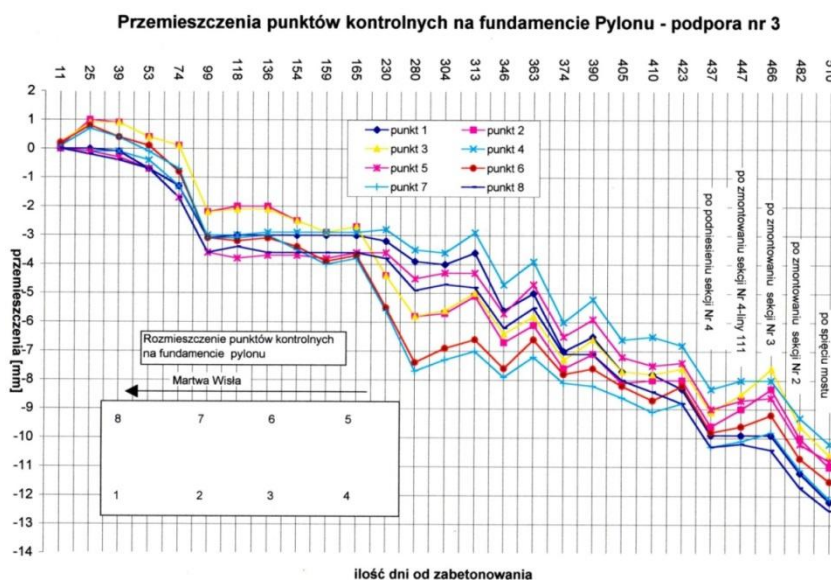
Różnice ciężaru własnego głównie dotyczą części konstrukcji betonowych. W efekcie np. dla mostu w Gdańsku przeprowadzono ważenie każdego segmentu montażowego dwukrotnie: na placu prefabrykacji za pomocą dźwigu pływającego oraz podczas podnoszenia z barki przez konstrukcję wsporczą. Różnice ciężaru dochodziły do rzędu 3-4%.

Zasadnicze różnice w sztywności struktury mostu wynikały z zmiennych parametrów modułu sprężystości dla betonu i określenia podatności posadowienia pylonu, a także geometrycznej lokalizacji rzeczywistych zakotwień want i ich rzeczywistej długości skorygowanych o odcinki splotów want w zakotwieniach. W trakcie montażu program kontroli monitorował ten efekt przy naciągu want. Dla wybranych etapów montażowych w tab. 5.1 pokazano porównanie sztywności pomierzonej in-situ (K_r) i obliczonej w projekcie (K).

Tab. 5.1. Porównanie sztywności want

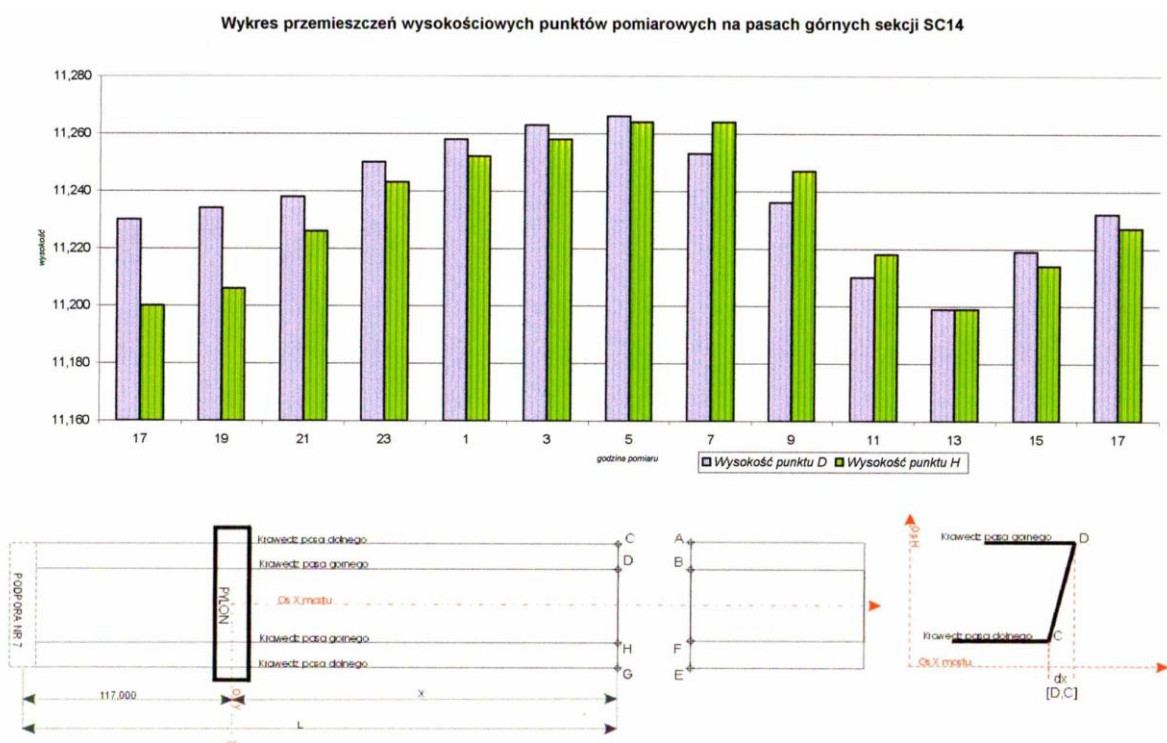
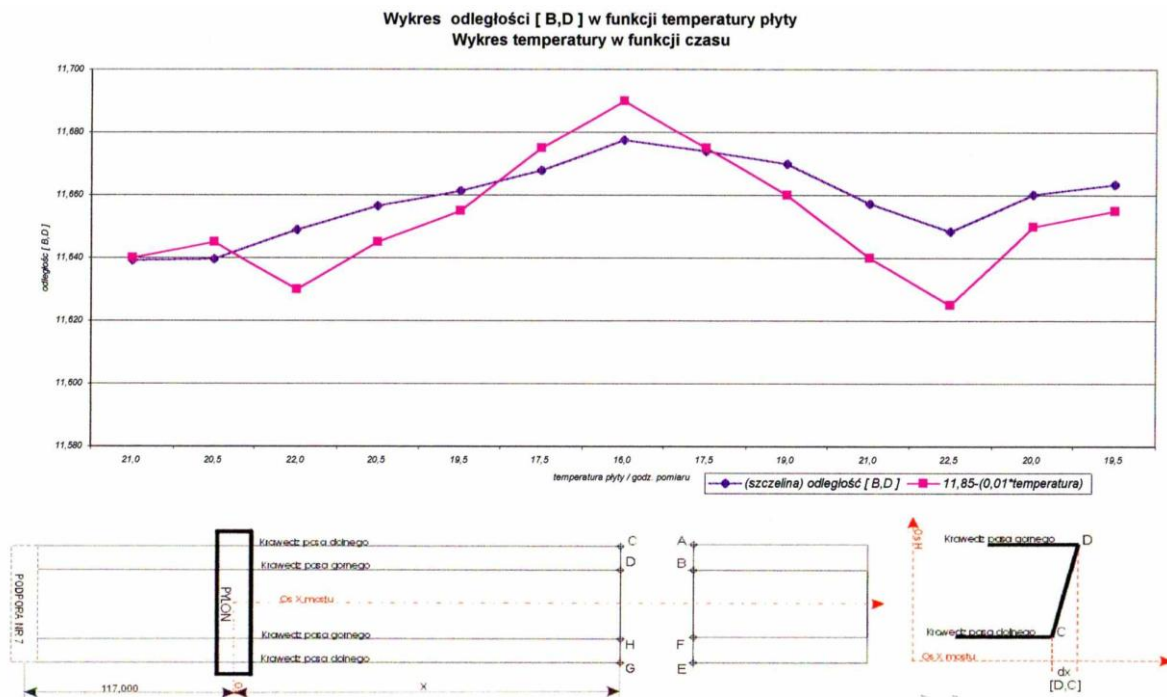
Wanta	OC-09	OC-12	OC-13	OB-05	OB-07	OB-08
Sztywność rzeczywista K_r [kN/m]	8 028	7 946	8 045	18 061	21 979	15 229
Sztywność teoretyczna K [kN/m]	8 613	8 384	8 411	19 679	22 871	14 580
$\pm K_r / K$ [%]	-6,8	-4,1	-4,4	-8,2	-3,9	+4,5

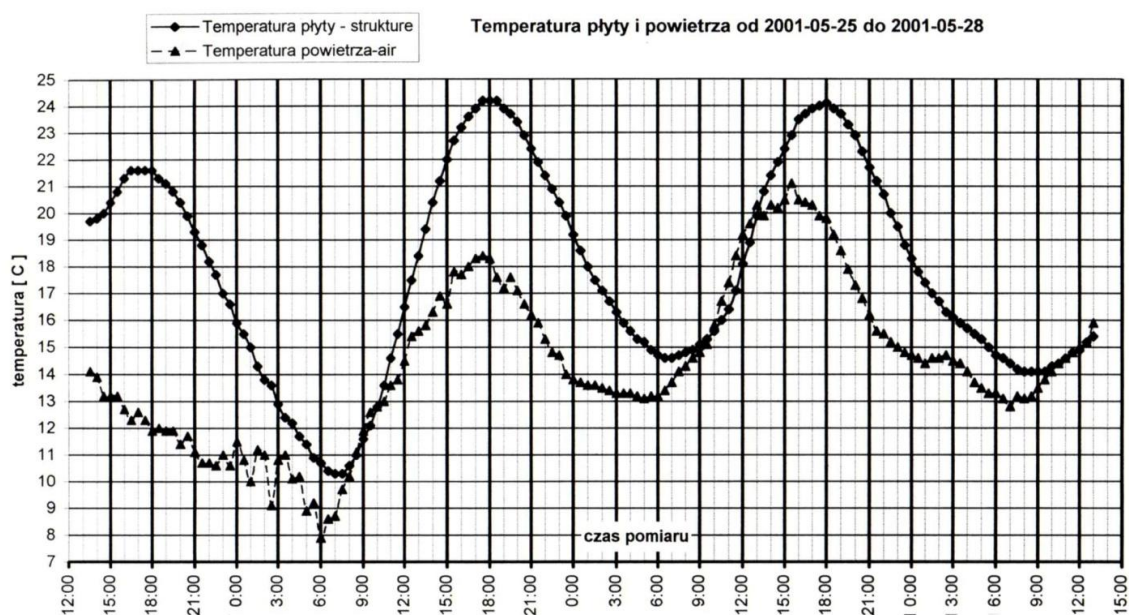
Przykładowe osiadanie pylonu mostu wantowego w Gdańsku w funkcji przyrastających obciążeń w czasie pokazano na wykresie zamieszczonym na rys. 5.19.



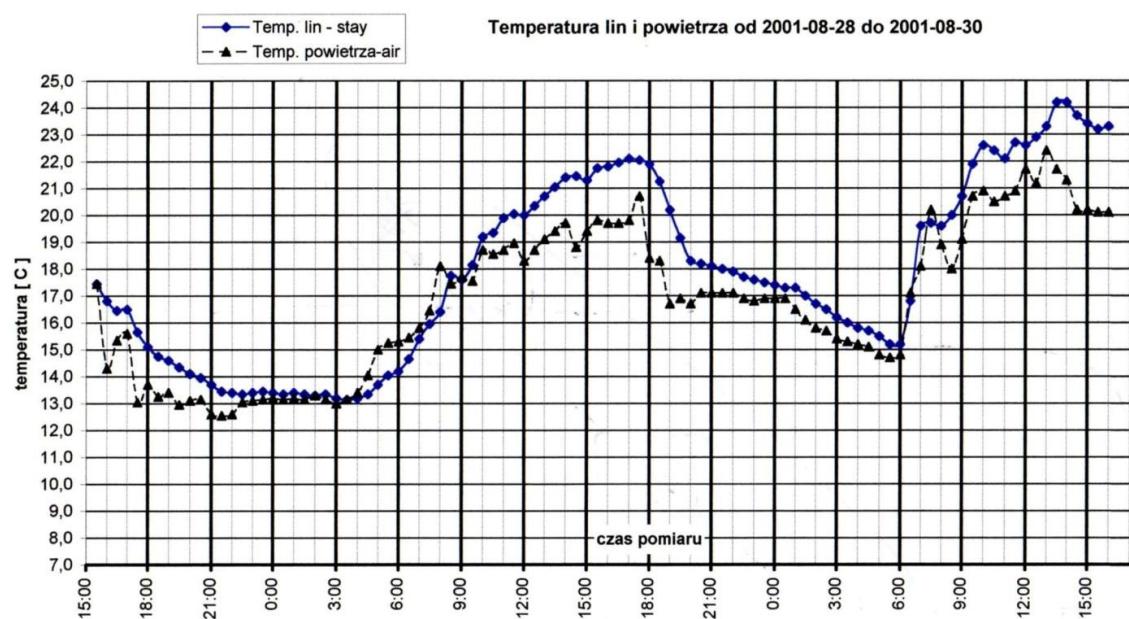
Rys. 5.19. Osiadanie pylonu w czasie – pomiary geodezyjne

Zaś na kolejnych wykresach zestawiających pomiary zamieszczonych na rys. 5.20 do rys. 5.23 ujęto różne wpływy oddziaływań termicznych wykazujących dużą zmienność w czasie.





Rys. 5.22. Zmienność temperatury w czasie dla płyty pomostu



Rys. 5.23. Zmienność temperatury w czasie dla wiat

5.4. PODSUMOWANIE

Ocena poprawności montażu wspornikowego mostu wiatowego jest zagadnieniem złożonym. Wymaga oprócz logistyki, procedur pomiarowych skoordynowanych z pracami montażowymi także uwzględniania specyficznych zachowań struktury mostu jako całości. Tym bardziej, że ocena niektórych z tych wpływów nie jest do końca precyzyjnie możliwa. Szerokie spektrum informacji o poprawności montażu z ciągłą kontrolą błędów odnoszącą się do powierzchni betonu płyty pomostu (parametr η - linia NW) i konstrukcji stalowej (parametr δ -

linia L) oraz kontrola naciągu want przy wykorzystaniu właściwości referencyjnych wydłużalności w etapach montażowych jest warunkiem koniecznym uzyskania poprawnej geometrii mostu będącej podstawą jego bezpieczeństwa.

Znaczne różnice realizacji założeń projektowych montażu mostu przy braku poprawności ich oceny mogą prowadzić do wadliwych decyzji montażowych. W przypadku mostu wantowego w Gdańsku wielkości parametrów montażowych uzyskiwane przy kontroli w trakcie budowy niejednokrotnie istotnie różniły się od wyliczeń montażowych etapu projektowego. Taki obraz był zrozumiały, gdyż nie ujmował wielu wcześniej wymienionych efektów. Dla porównania poniżej pokazano dwa etapy montażowe, gdzie rozbieżności oceniane w stosunku do obliczeń dla stanów montażu w projekcie budowlano-wykonawczym wydawałoby się znaczne. Po uwzględnieniu rzeczywistych uwarunkowań montażowych nie wykazywały jednak istotnych różnic. Gdyby na podstawie tych projektowych wyliczeń korygować parametry montażu, to spowodowałoby to błędy montażowe.

➤ **Porównawcze odchyłki montażu w stosunku do obliczeń montażowych (wg projektu budowlano-wykonawczego).**

ETAP 34 – montaż segmentu SC12

- odchyłka usytuowania pionowego pomostu na końcu wspornika po podniesieniu sekcji montażowej = 110mm ,
- odchyłka siły naciągu najbardziej wysuniętej wanty wspornika $+180\text{kN}$ w stosunku do zakładanej siły projektowej 3961kN .

ETAP 35 – naciąg wanty OC12

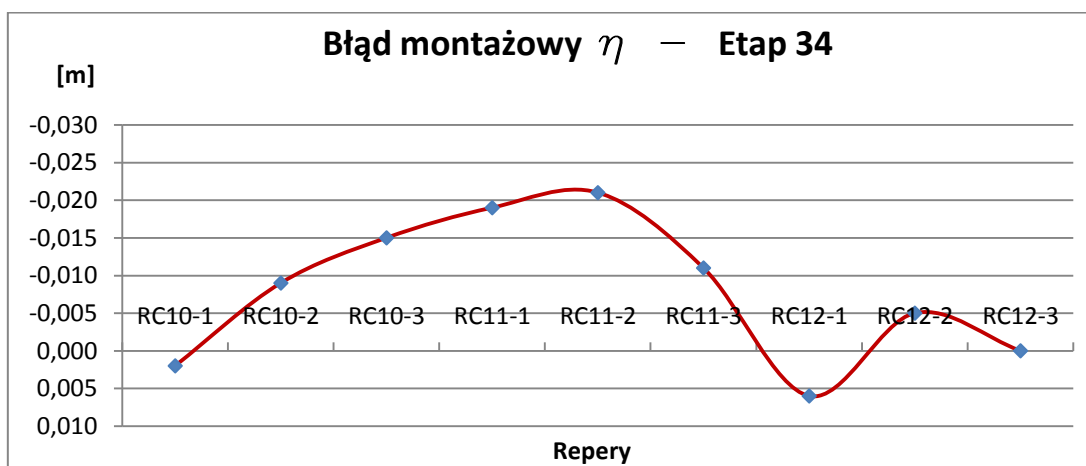
- odchyłka usytuowania pionowego pomostu na końcu wspornika po podniesieniu sekcji montażowej = 65mm ,
- odchyłka siły naciągu najbardziej wysuniętej wanty wspornika $+125\text{kN}$ w stosunku do zakładanej siły projektowej równej 2450kN .

➤ **Porównawcze odchyłki montażu na podstawie oceny programu kontroli geometrycznej montażu uwzględniającej rzeczywiste warunki.**

W tabeli Tab.5.2 pokazano wielkości błędu montażowego η i δ dla etapu montażowego nr 34 (montaż segmentu SC12), gdzie maksymalna wartość błędu wynosiła ok. 20 mm .

Tab. 5.2. Wielkości błędów montażowych dla reperów etapu montażowego nr 34

Segment	SC-10 (zamontowany)			SC-11 (zamontowany)			SC-12 (nowy)			
	Reper	RC10-1	RC10-2	RC10-3	RC11-1	RC11-2	RC11-3	RC12-1	RC12-2	RC12-3
dz		-0,156	-0,168	-0,1173	-0,187	-0,184	-0,17	-0,153	-0,163	-0,158
η		0,002	-0,009	-0,015	-0,019	-0,021	-0,011	0,006	-0,005	0,000
δ		0,001	0,000	-0,002	0,000	0,001	0,000	0,002	-0,003	-0,002

**Rys. 5.24.** Graficzna prezentacja wielkości błędu η w etapie montażowym nr 34

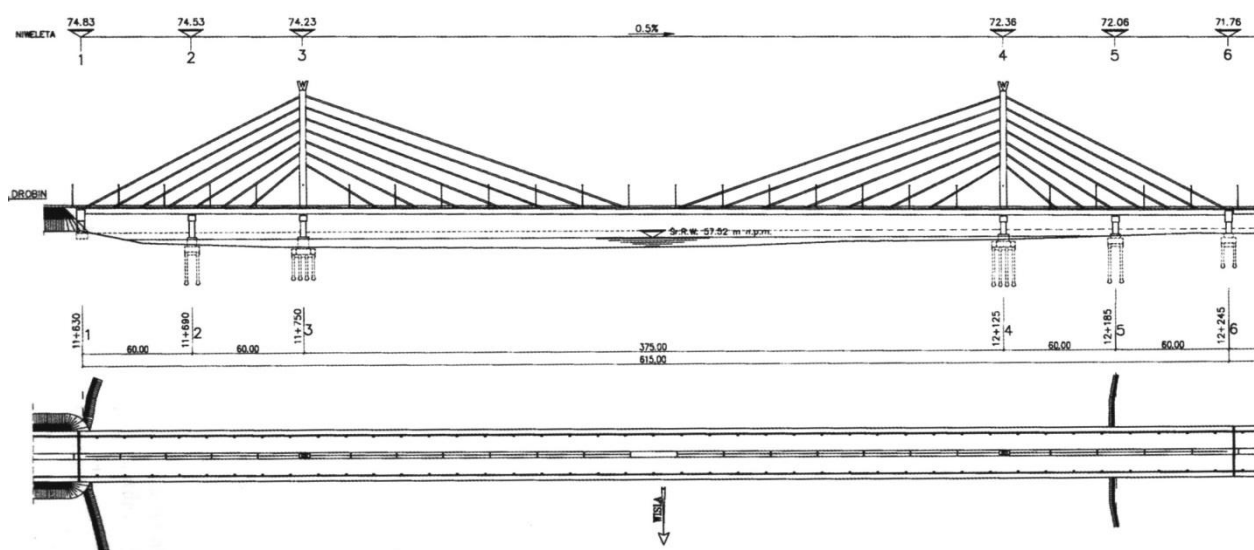
Przedstawione podejście do zagadnienia kontroli geometrii montażu mające podobne założenia stosowane było w największych mostach wantung na świecie: Mezcola Bridge (PAULIK I INNI [1994]), Tatura Bridge (MANABE I INNI [1999]), Normandie Bridge (VIRLOGEUX [1994]) czy Sutong Bridge (ZHANG [2009]).

ROZDZIAŁ 6. PROGRAM KONTROLI MONTAŻU W INNYCH OBIEKTÓW

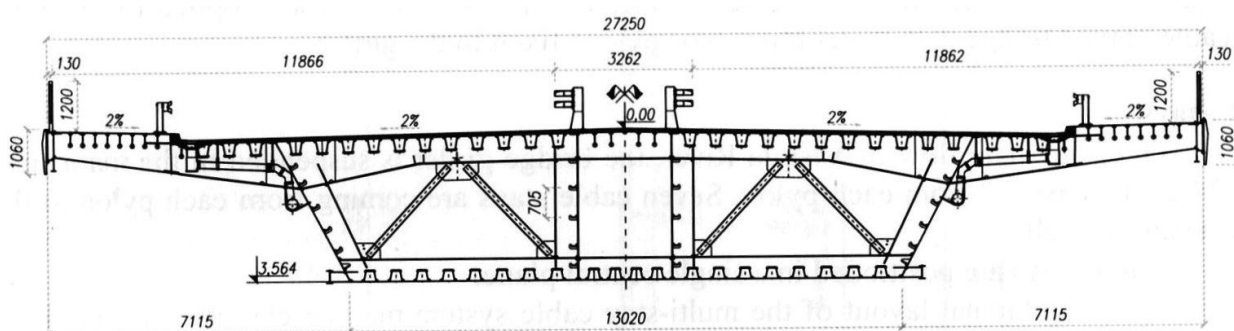
6.1. MOST PODWIESZONY PRZEZ WISŁĘ W PŁOCKU

Aktualnie, poza mostem w Gdańsku, budowę mostu wantungowego z zastosowaniem metody wspornikowej zrealizowano jeszcze w moście Solidarności w Płocku. Ogólne informacje dotyczące mostu zawarto w rozdz. 3.2.

Most wantungowy przez Wisłę w Płocku został zaprojektowany, jako konstrukcja całkowicie stalowa z dwoma pylonami oraz harfowym jednopłaszczyznowym (środek mostu) układem want (rys. 6.1) z ortotropowym pomostem o przekroju skrzynekowy (rys. 6.2).



Rys. 6.1. Most wantungowy przez Wisłę w Płocku, widok z boku (HAJDIN I INNI [2004])



Rys. 6.2. Most wantungowy przez Wisłę w Płocku, przekrój poprzeczny pomostu (HAJDIN I INNI [2004])

Stalowe pylony, także o przekroju skrzynekowym zostały utwierdzone w pomoście, co w pewien sposób upraszczało analizy obliczeniowe i montaż mostu. Jednakże z eksploatacyjnego punktu widzenia takie rozwiązanie nie jest zbyt korzystne, bo wymagało zastosowania pod pylonami potężnych łożysk o nośności 110MN (największych jak do tej pory zastosowanych w Polsce).

Most w Płocku został zaprojektowany w dostosowaniu do koncepcji budowy metodą montażu wspornikowego (rys. 6.3) z połączeniami montażowymi na śruby sprężające. Autorami projektu mostu są projektanci serbscy pod kierunkiem profesorów N. Hajdina i B. Stipanicza (HAJDIN I INNI [2006]). W stosunku do oryginalnego projektu na etapie realizacji dokonano szeregu zmian konstrukcyjnych, w tym przeprojektowano most w całości, jako spawany oraz dostosowano go w wielu detalach do obowiązujących w Polsce standardów.



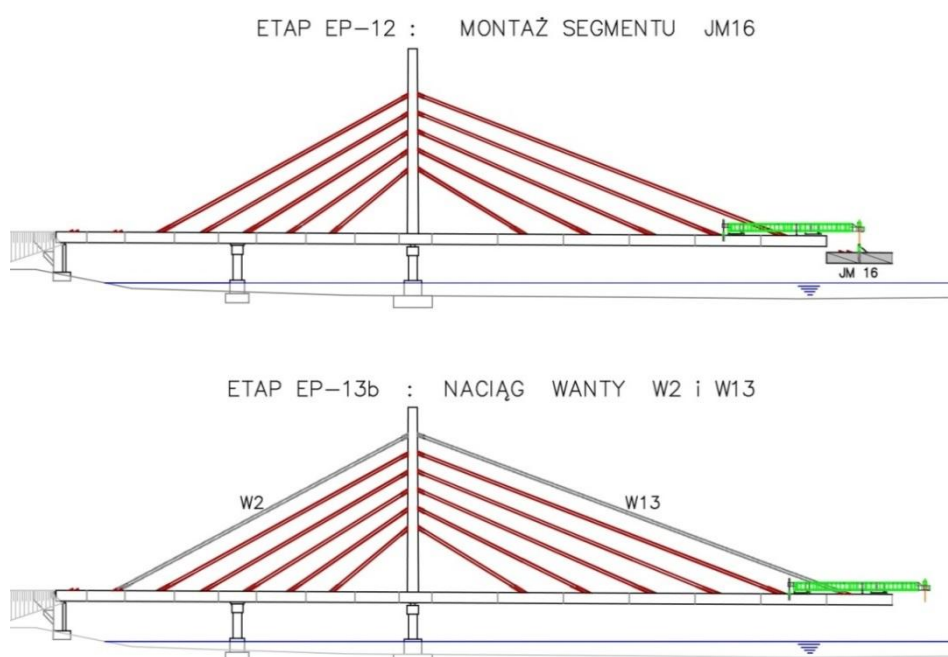
Fot. 6.3. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, montaż wspornikowy mostu

W wyniku opracowanego zastępczego projektu budowlano-wykonawczego nie zmieniły się jednak wymagania, co do sposobu montażu pozostawiając metodę wspornikową. Na tej zmienionej bazie projektowej powstały opracowania technologiczne, jak między innymi dokumentacja warsztatowa, projekty montażu, program kontroli montażu i naciągu want. Dokumentacja zamienna mostu i projekty technologiczne zostały wykonane w zespole projektowym firmy PONT-PROJEKT z Gdańska pod kierunkiem Autora dysertacji, który także z ramienia projektantów kierował Nadzorem Autorskim w trakcie realizacji. Doświadczenia Autora dysertacji zdobyte przy realizacji mostu w Gdańsku, dotyczące kontroli geometrii pozwoliły na opracowanie własnego autorskiego programu kontroli montażowej i rzeczywistego jego wdrożenia.

Montaż mostu zakładał podobnie jak w przypadku mostu w Gdańsku sukcesywne podciąganie z pontonów sprefabrykowanych sekcji pomostu, w tym przypadku o długości odpowiadającej rozpiętości want, czyli $22,5m$ i scalanych z wykonaną wcześniej częścią mostu. W dalszej kolejności następował sukcesywnie dla każdej sekcji montaż i naciąg want. Montaż realizowano niezależnie dla obu pylonów i spięto w całość sekcją środkową. Do przeprowadzenia montażu zastosowano konstrukcję wsporczą z osprzętem do podnoszenia transportowanej wodą na pontonach sekcji pomostu (rys. 6.4). Reprezentatywne sekwencje montażu wspornikowego Mostu w Płocku pokazano na rys. 6.5 do rys. 6.9.



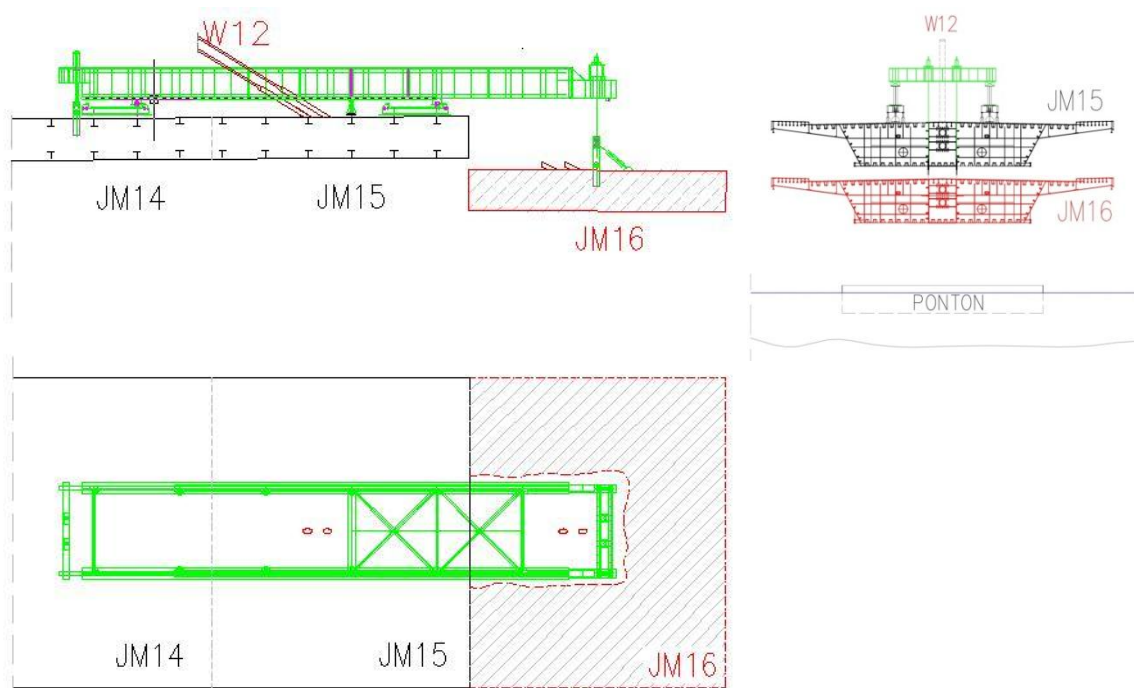
Fot. 6.4. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, sekcja pomostu w trakcie transportu wodnego na pontonach



Rys.6.5. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, przykładowa sekwencja montażowa



Fot. 6.6. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, podnoszenie z pontonu typowego segmentu mostu (HILDEBRAND I INNI [2005])



Rys.6.7. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, operacja podnoszenia segmentu montażowego



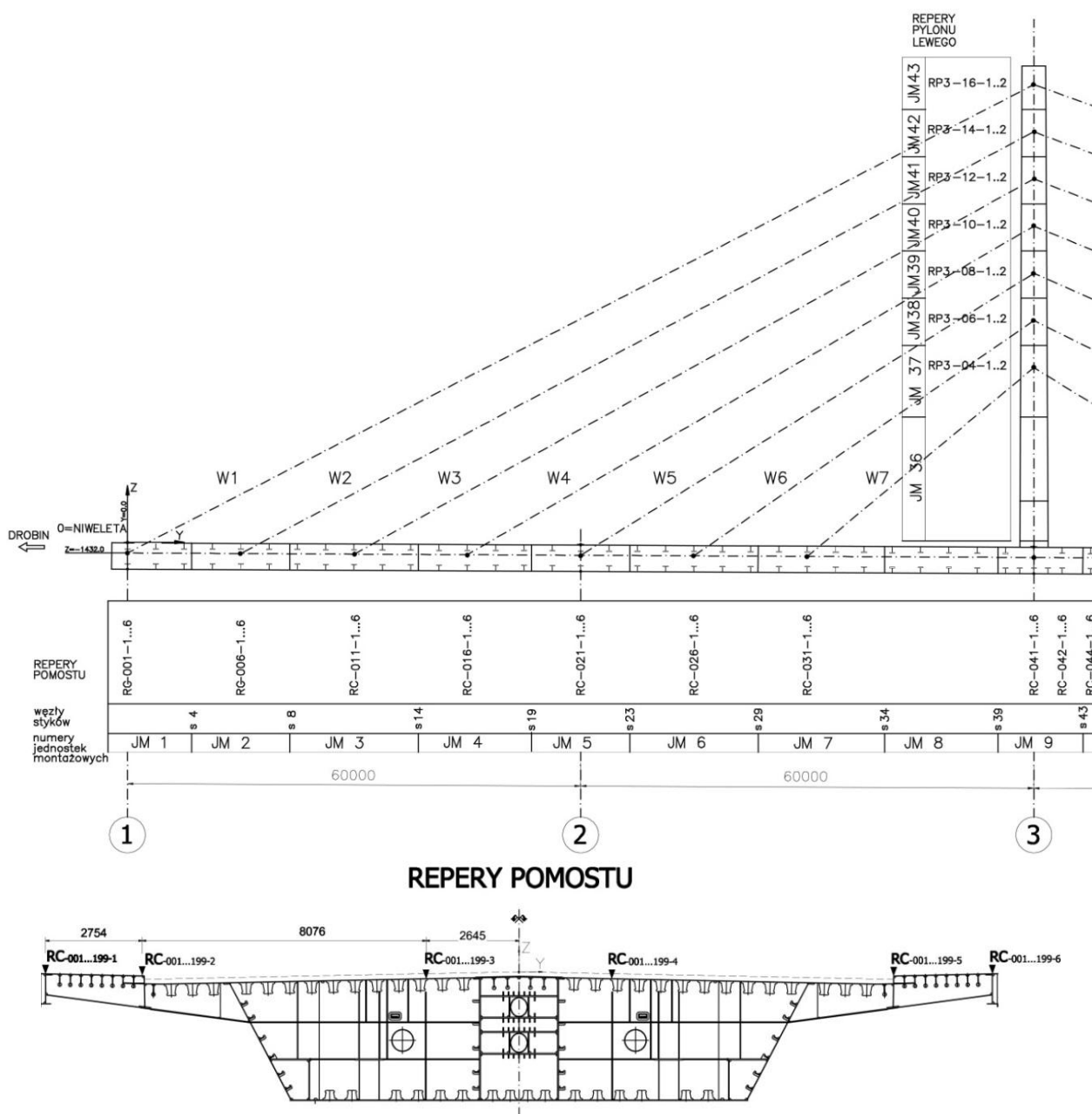
Fot. 6.8. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, podnoszenie zamykającego środkowego segmentu mostu



Fot. 6.9. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, montaż zamykającego środkowego segmentu mostu

Geometria teoretyczna pomostu była zaprojektowana jako prosta nachylona w 0,5% spadku podłużnym. Praktycznie niweleta została skorygowana o podniesienia wykonawcze. Naciąg want na montażu wykonano podobnie jak w moście w Gdańsku jednorazowo na wartościach realizujących siłę docelową bez dodatkowego naciągu.

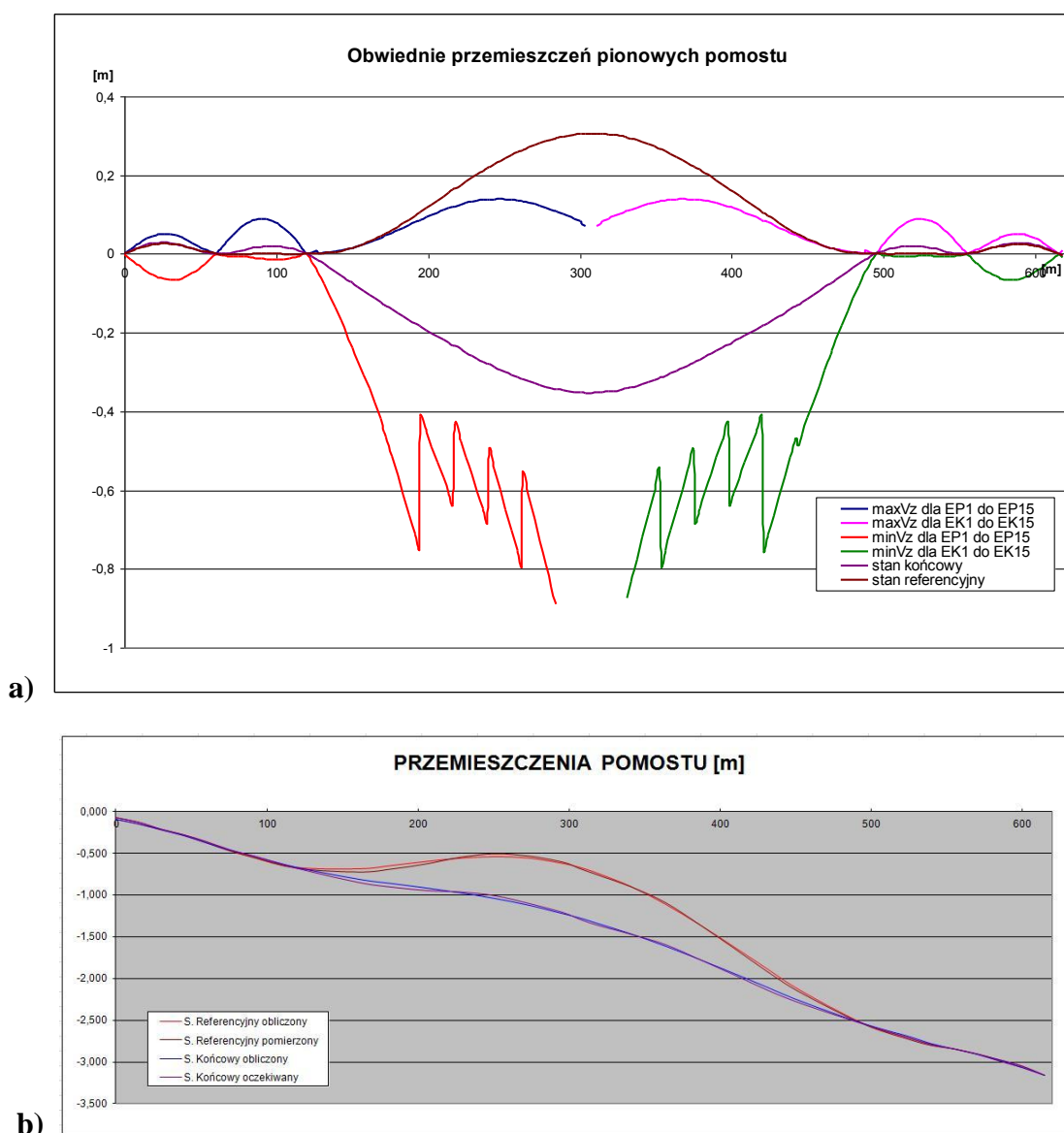
Zastosowany program geometrycznej kontroli montażu obejmował dwie niezależne procedury dla każdego wspornika (pylonu). Ponadto w ramach procedur kontrolnych dokonano kontroli ciężaru własnego pomostu. Różnica pomiędzy założeniami obliczeniowymi wyniosła ~3,5% (zwiększenie), co w podobnym stosunku spowodowało wzrost sił w wantach. Jednak ten efekt w znaczący sposób powodował nieakceptowane rozbieżności geometryczne niwelety pomostu wynoszące ponad ~100mm. System reperów będący podstawą pomiarową programu kontroli geometrii montażu pokazano na rys. 6.10.



Rys.6.10. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, system reperów

Prowadzona kontrola geometryczna montażu podobnie jak w przypadku mostu w Gdańsku identyfikowała niekorzystne efekty, jak wspomniane wcześniej, niedoszacowanie obliczeniowe ciężaru własnego mostu mające wpływ na geometrię montażową.

Na rys. 6.11a pokazano przemieszczenia pionowe pomostu dla etapów montażowych od strony „Płocka” (oznaczone jako „EP”) i od strony Kutna (oznaczone jako „EK”). Dla obu stron stanowiło to po 15 etapów montażowych. Na zbiorczym wykresie przemieszczeń widoczne są względne relacje przemieszczeń pomiędzy poszczególnymi etapami montażowymi.



Rys. 6.11. Most wantowy przez Wisłę w Płocku, przemieszczenia pomostu w stanach montażowych

Na rys. 6.11b pokazano z kolei obliczeniową i rzeczywistą geometrię stanu końcowego montażu mostu i stanu referencyjnego.

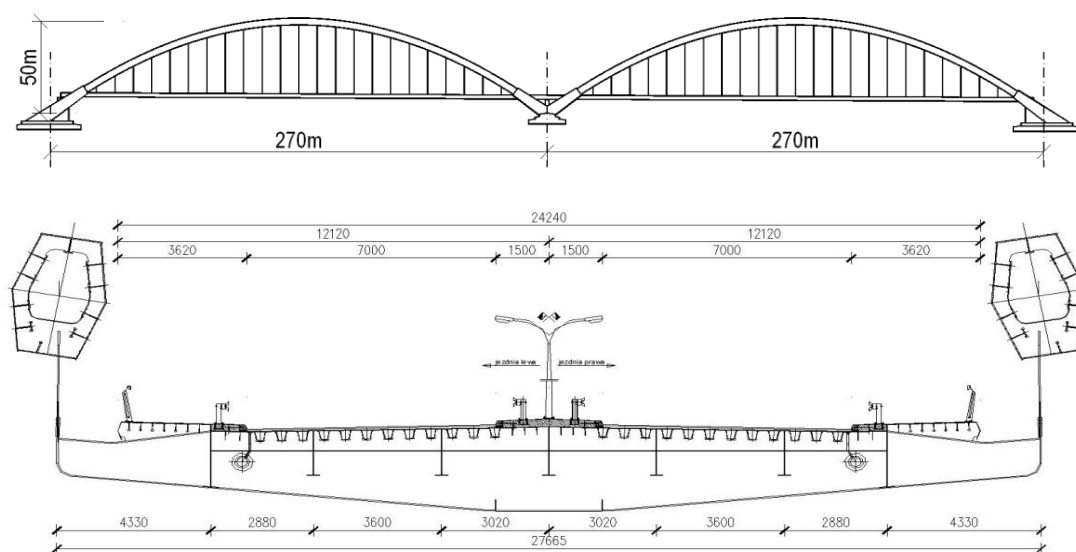
6.2. MOST ŁUKOWY PRZEZ WISŁĘ W TORUNIU

Innym przykładem zastosowania programu kontroli geometrii montażowej jest most przez Wisłę w Toruniu (im. Gen. Elżbiety Zawadzkiej). Jest to most o konstrukcji łukowej dwuprzęsłowej z pomostem podwieszonym za pomocą wieszaków do łuku (rys. 6.12).



Rys. 6.12. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, widok w wizualizacji komputerowej

Stalowe dźwigary zaprojektowano w kształcie sześciokątnego przekroju skrzynkowego. Pomost to ruszt stalowy z płytą ortotropową. Łuki zaprojektowano jako bezprzegubowe bez ściągów, gdzie siłę rozporu przenoszą podpory. Na rys. 6.13 pokazano widok z boku i przekrój poprzeczny mostu WĄCHALSKI I INNI [2010].

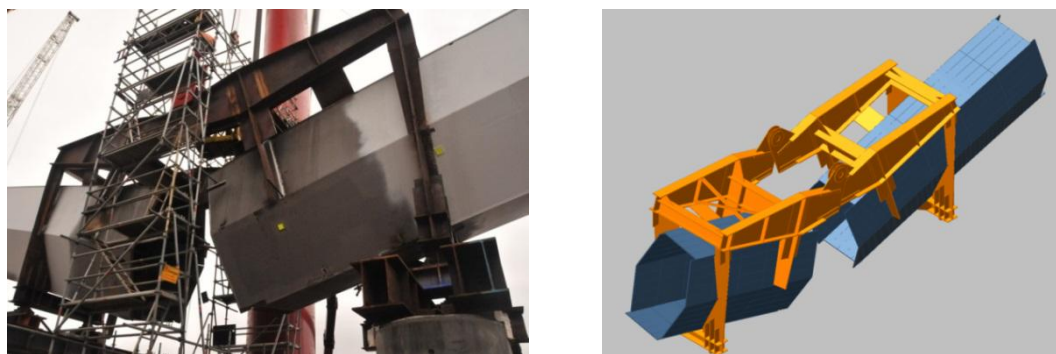


Rys.6.13. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, widok z boku i przekrój poprzeczny

Montaż mostu podzielono na sześć etapów. Etapy od pierwszego do piątego dotyczyły montażu dźwigarów łukowych, zaś etap piąty obejmował montaż pomostu. Montaż dźwigarów

łukowych polegał na scaleniu sekcji skrzynkowych o długości $\sim 10m$ na podporach montażowych. Ze względu na znaczną wyniosłość ($f = 50m$) łuk podzielono w kluczu na dwie jednakowe części. W takim układzie przy niedużej relatywnie wyniosłości każdej z części łuku ($\sim 13m$) scalano poszczególne sekcje na podporach montażowych. Łuki docelowo zaprojektowano o geometrii parabolicznej nachylone do środka mostu. Jednak praktycznie wytwór sekcji mostu bazował na wycinkach łuku kołowego. Docelową parabolę podzielono na osiem części, które lokalnie wytwarzano jako łuki kołowe, a więc o stałym promieniu. Różnica położenia osi łuku przy aproksymowanej paraboli 8 łukami kołowymi nie przekraczała $20mm$. Jednakże takie podejście znakomicie uprościło wytwarzanie i kontrolę procesu scalania sekcji łuków. Powyższe prace stanowiły pierwszy etap montażu mostu.

Po zmontowaniu łuków w „połówkach” przemieszczono je na placu montażowym do miejsca, gdzie zostały razem scalone, był to drugi etap montażu. Po przesunięciu „połówek” łuków w miejsce, gdzie zlokalizowana była wieża montażowa, końce odpowiadające kluczowi zostały tymczasowo wyposażone w duży montażowy zawias (rys. 6.14).



Rys. 6.14. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, zawias montażowy

Poprzez zawias nastąpiło podniesienie łącznie obu połówek na odpowiednią wysokość i spasowanie montażowe ich końców. Ostatecznie nastąpiło zespawanie styku połówek w kluczu na wieży montażowej (rys. 6.15), był to trzeci etap montażu mostu.



Fot. 6.15. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu.
Wieża montażowa - połączenie łuku w kluczu

Najtrudniejszym zarazem najbardziej spektakularnym był etap czwarty, czyli transport wodny łuków z placu montażowego na węzłowania podpór. Operacja transportu wymagała zastosowania dwóch zestawów pływających podpór montażowych połączonych systemem

odciągów z konstrukcją łuków w jedną strukturę pływającą (rys. 6.16). Operacje montażowe w tym transporcie wodnego wykonała firma STRABAG na podstawie projektów montażowych opracowanych przez biuro PONT-PROJEKT pod kierunkiem Autora tej dysertacji. Problem stateczności i pływalności na etapie montażu analizowany był przez wielu ekspertów (zob. GALEWSKI I INNI [2013]).



Rys. 6.16. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu.
Transport wodny łuków

Podpory pływające składały się z pontonów, na których zamontowane były wieże montażowe umożliwiające podnoszenie i opuszczanie łuku. Przez wykopane do tego celu kanały wpłynęły pływające podpory montażowe i na nich oparte zostały dźwigary łukowe. Dźwigary łukowe zostały zdjęte z podpory montażowej środkowego styku. Właściwy transport wodny był kontrolowanym przemieszczaniem konstrukcji łuku opartej na podporach pływających za pomocą systemu lin i dalb.



Rys. 6.17. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, osadzenie łuku na węzłowiach

Etap piąty montażu obejmowała operacja osadzenia łuków na węzłowiach podpór (rys. 6.17). Łuki oparto na tymczasowych konstrukcjach, które miały za zadanie naprowadzić je w odpowiednie miejsce oraz przejąć obciążenia, odciążając lokalnie miejsca spawanych styków dźwigarów. Po wykonaniu styku konstrukcje te zostały zdemontowane.

Ostatnim szóstym etapem był montaż pomostu. Sekcje o długości 30m były dostarczane na pontonach pod miejsce wbudowania transportem wodnym. Następnie były podciągnięte za

pomocą docelowych wieszaków. Po dokonaniu regulacji na wieszakach pospawane zostały styki montażowe wieszaki-sekcje pomostu oraz styki pomiędzy sekcjami pomostu (rys. 6.18).

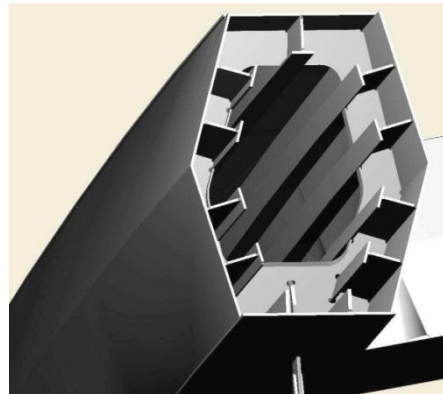


Rys. 6.18. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, montaż pomostu

Zgodnie z projektem montaż mostu podlegał programowi kontroli geometrycznej, której podstawowym celem była ocena prawidłowości scalania poszczególnych sekcji montażowych.

Zastosowanie procedur kontroli geometrycznej miało następujące korzystne skutki:

- 1) umożliwiała scalanie między sobą sekcji na montażu bez koniecznego pasowania styków, tzw. próbnego montażu (rys. 6.19);

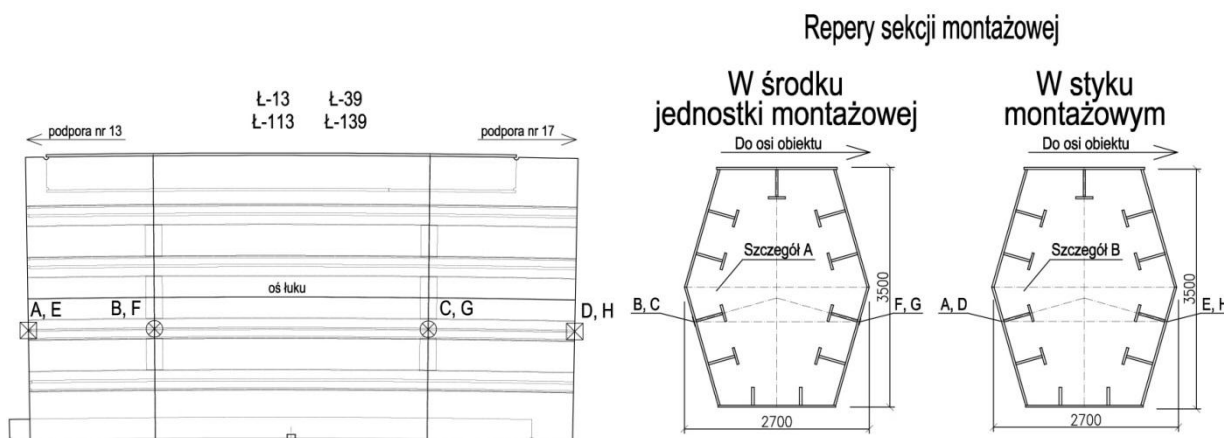


Rys. 6.19. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, sekcja montażowa na placu budowy i wg dokumentacji warsztatowej

- 2) zapewniało ocenę kontrolną geometrii łuku i pracy statycznej łuku w trakcie poszczególnych etapów montażowych oraz docelowo w trakcie prób obciążeniowych i w stanie eksploatacji.

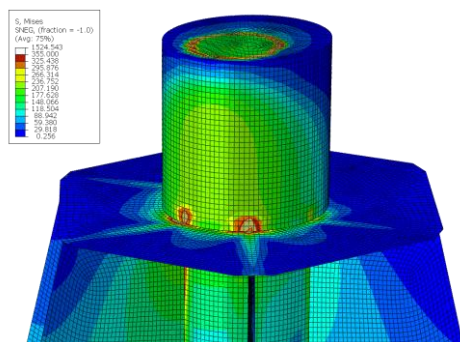
Podstawą kontroli był system pomiarowy oparty na reperach cechujących geometrię każdej sekcji począwszy już od wytwórni. Dzięki takiemu systemowi możliwe było precyzyjne wyznaczenie wirtualnej osi łuku. System reperów w koordynacji z geometrią styków montażowych definiował wzajemne położenie pomiędzy sekcjami. Dzięki temu możliwe było wykonywanie sekcji w kilku wytwórniach niezależnie bez konieczności ich pasowania. Sekcje

łuku, a także późniejsze sekcje pomostu zostały objęte systemem reperów pomiarowych (rys. 6.20).



Rys. 6.20. Most łukowy przez Wisłę w Toruniu, sekcja montażowa rozmieszczenie reperów

Kontrola scalania i montażu mostu przewidywała ponadto monitoring zachowania się połączenia „stal-beton” w miejscu przekazania całkowitych obciążeń ze stalowej części łuku na betonowe węzłowania. Monitoring bazował na pomiarach tensometrycznych poprzez czujniki usytuowanych wewnątrz łuku. Pomiary służyły także ocenie prawidłowości osadzenia łuku na węzłowaniu (rys. 6.21 i rys. 6.22). Monitoring prowadzony był we wszystkich etapach montażowych do momentu zakończenia budowy mostu. Monitoring przeprowadził zespół Katedry Mechaniki Budowli i Mostów Politechniki Gdańskiej (CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2013]).



Rys.6.21. Model komputerowy sworznia (CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2013])



Rys.6.22. Oparcie łuku na węzłowaniu poprzez montażowe sworznie naprowadzające

Wykonany na potrzeby montażu monitoring zakładał wykorzystanie go po odpowiedniej adaptacji również na etapie eksploatacji. Prekursorem takiej zaawansowanej diagnostyki mostów jest autor niniejszej rozprawy. Założenia wykonanego pierwszego monitoringu ujęte były w projekcie mostu przez Martwą Wisłę w Gdańsku i umożliwiały pełną obserwację konstrukcji w początkowym 5-letnim okresie eksploatacji mostu (CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2010], CHRÓSCIELEWSKI I INNI [2011], MALINOWSKI [2003], MALINOWSKI I INNI [2004], MALINOWSKI I INNI [2005]). Podobnie było później w moście wantungowym w Płocku oraz innych mostach jak np. w moście łukowym w Puławach i moście wantungowym we Wrocławiu, tam

również zostały zamontowane systemy monitorujące pracę konstrukcji na etapie ich użytkowania.

Zastosowane systemy monitoringu w wspomnianych mostach posiadały różne podejścia pomiarowe, rejestracyjne i oceny wyników. Przyszłość ciekawych i zarazem konstrukcyjnie skomplikowanych obiektów skazana jest na coraz to bardziej nowoczesne systemy monitorowania i diagnostyki konstrukcji (zob. Rucka [2011]).

ROZDZIAŁ 7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W ramach dysertacji poruszono problemy techniczne dotyczące budowy mostów wantungowych z zastosowaniem metody montażu wspornikowego. Tematyka ta wynika nie tylko z wydajności i efektywności tej zaawansowanej inżyniersko metody, ale także z własnych doświadczeń Autora dysertacji nabytych i wykorzystanych przy projektowaniu oraz wznoszeniu największych w Polsce tego typu obiektów podwieszonych.

W pracy pokazano niektóre szczegóły i wyniki z etapu projektowania oraz budowy dwóch mostów wantungowych zrealizowanych metodą montażu wspornikowego z wykorzystaniem Autorskiego programu kontroli geometrycznej. Na podstawie realizacji mostu wantungowego w Gdańsku pokazano jak w praktyce stosowane są zasady kontroli geometrycznej wzorowane na technikach wykorzystywanych w budowie największych mostów tego typu na świecie. Także dokonano ukierunkowanego przeglądu stanu wiedzy, w odniesieniu do teorii ciągu, tej wiedzy, która stanowi fundament analiz dotyczących kontroli geometrii montażu wspornikowego mostu.

Można przyjąć, że początek budowy ogólnie mówiąc „nowoczesnych” mostów wantungowych to lata 60-te XX wieku. Notuje się od tego czasu powstanie sporej liczby tego typu obiektów. Szczególny typ ustroju, jaki stanowią mosty wantungowe, o smukłej ciągnowej strukturze, niesie duży potencjał architektoniczno-konstrukcyjny i technologiczny. Koncepcja mostów wantungowych w początkowym etapie zastosowań ograniczała się raczej do układów masywniejszych o strukturze z rzadszym układem want (ciągien) i prostej technologii budowy mostów z przęsłami o rozpiętości rzędu 100-200 *m*. Przyczyny tego stanu można upatrywać w ograniczeniach ówczesnego potencjału w zakresie analizy mostów. W miarę postępu w dziedzinie możliwości obliczeniowych i stosowania technik komputerowych wykorzystujących rozwiązania teoretyczne trudnych zagadnień, zaczęły powstawać coraz bardziej zaawansowane konstrukcje mostowe, kończąc na obecnych obiektach o rozpiętościach przęsła ponad 1 *km*. Ten postęp nie byłoby możliwy, gdyby oprócz sfery zaawansowanych analiz projektowych nie wprowadzono zaawansowanej analityki, jako integralnej części procesu budowy. W pracy pokazano główną istotę kontroli geometrycznej montażu mostu wantungowego, który jako konstrukcja smukła oparta na naprężonych ciągach różni się zasadniczo od klasycznych mostów. Należy podkreślić, że w przypadku klasycznych mostów belkowych ich finalna geometria jest istotna zasadniczo tylko ze względów eksploatacyjnych. Ponieważ w przypadku klasycznych mostów, np. belkowych, ważne jest spełnienie wytyczonych założeń projektowych, właściwego ujęcia oddziaływań obciążeniowych oraz zgodności w stosunku do etapowania montażu, bo to one bezpośrednio warunkują bezpieczeństwo pracy ustroju. Odchyłki geometryczne, o ile nie pochodzą z wady samej konstrukcji raczej nie mają większego wpływu na bezpieczeństwo mostu. W tego typu sytuacjach wystarcza, że operacje montażowe bazują na kontroli zgodnej z procesem obliczeniowym ujętym w projekcie. W przypadku mostów wantungowych budowanych metodą wspornikową o przęsłach znacznej rozpiętości, gdzie stosowana jest metoda naciągu want

technologią „splot po splocie”, istotą bezpiecznej pracy mostu staje się konieczność uzyskana właściwej projektowanej geometrii mostu. Ponieważ smukłość konstrukcji wykorzystujących ciężna wprowadzające olbrzymie siły w cały układ wymaga precyzji geometrycznej i właśnie zachowanie tej precyzji jest warunkiem koniecznym i w głównej mierze gwarantuje właściwe bezpieczeństwo mostu. Ten fenomen związany jest bezpośrednio ze sposobem kontroli geometrycznej montażu oraz z oceną bieżącą odchyłek. Wielkość sił naciągu want, ze względu na zapisany w normatywach dopuszczalny relatywnie niski poziom projektowanej siły naciągu w stosunku do jej nośności (poniżej 50%), ma tutaj raczej znacznie drugorzędne. Porównując 2-3% odchyłkę rzeczywistego ciężaru własnego konstrukcji pomostu w stosunku do założeń projektowych (zjawisko powszechne) jest oczywiste, że nie ma większego znaczenia np. w przypadku mostów belkowych. Ponieważ w mostach klasycznych, takie 2-3% różnice ciężaru wywołują na podobnym poziomie zmiany stanu wyężenia i przemieszczeń. Inaczej rzecz się ma w przypadku mostów wantowych. Tutaj, 2-3% różnice ciężaru, generują powstanie wielokrotnie większych przemieszczeń, a więc także układu przejmowania olbrzymich sił z want, i co za tym idzie, zwiększone jest zagrożenie bezpieczeństwu konstrukcji. Za ten stan odpowiada wymagający korekty wstępny naciąg siły w wantach. Niestety w tym przypadku odzwierciedlenie tylko wymagań projektowych z kontrolą sił w wantach i geometrii montażowej z projektowych etapów montażowych nie jest wystarczające, a wręcz nie ma zastosowania. Ponieważ, wiele zmiennych bieżących na etapie montażu uniemożliwia wiarygodność tej oceny na etapie projektowania, nie wspominając już o konsekwencji zmian ciężaru własnego w stosunku do projektowanego. Problem ten wymaga innego podejścia, niż w przypadku „klasycznych” mostów i jest ono związane z niezależną analizą stanu rzeczywistego (mierzonego) na etapie budowy obiektu. Ten proces w przypadku mostów wantowych, bardzo ogólnie mówiąc bazuje na referencyjnej zgodności długości splotów, jako ciężien montowanych sukcesywnie. Trzeba mieć na uwadze, że most wantowy w różnych fazach montażu wspornikowego wykazuje zróżnicowane, większe lub mniejsze efekty nieliniowe. Pośrednie siły montażowego naciągu want są przeważnie znacząco mniejsze od siły docelowej w efekcie występuje znaczący zwis ciężien. Jeszcze większy efekt nieliniowości geometrycznej want widoczny jest podczas naciągu jej kolejnych splotów.

W dysertacji pokazano na przykładzie mostu wantowego w Gdańsku, jakie zasady towarzyszą kontroli geometrii montażu wspornikowego mostu wantowego.

Interesujący rozwój podejścia do opisu teoretycznego ciężien można odnotować w literaturze ostatniego dziesięciolecia, a związany jest on z przestrzennym opisem układów konstrukcyjnych kolejek linowych. Oczywiście przy odpowiednich warunkach brzegowych te zaawansowane rozwiązania redukuje się do znanych klasycznych postaci równań ciężna. Znaczenie tych osiągnięć w przypadku mostów wantowych wzrasta w kontekście planowanych przyszłych rekordowych rozpiętości (około 2 km), gdzie dokładność obliczeń będzie miała niebagatelny wpływ na ich bezpieczeństwo. Precyzja w definicji podstawowego elementu konstrukcji mostu, tj. ciężna jest w tym przypadku niezaprzeczalnie konieczna (modelowanie struktury i oceny

efektów nieliniowych). Ważne jest także teoretyczne uszczegółowienie zachowania ciągu z uwagi na znaczący charakter innych obciążeń, niż pochodzące od ciężaru własnego samej wanty i jej napięcia (np. oddziaływanie wiatru). Ten teoretyczny dorobek wykorzystywany jest także w analizie kontrolnej geometrii montażu.

Tym, co nierozdzielnie związane jest z poszukiwaniem atrakcyjnych architektonicznie konstrukcji mostów (i nie tylko) o skomplikowanym smukłym kształcie wykorzystujących istotę napiętej ciągnowej struktury, silnie uwidacznia się w kontroli ich geometrii, także poruszanej w dysertacji, a związanej z kontrolą wspornikowego montażu mostów wantowych.

Wypracowane podejście wykorzystywanej do kontroli geometrii montażowej mostów wantowych, poprzez analogię pewnych rozwiązań, ma także wymiennie korzystne znaczenie praktyczne w odniesieniu do innych typów mostów. Przykładem jest tutaj omówione w pracy i opracowane przez Autora postępowanie kontroli geometrii dużego stalowego mostu łukowego w Toruniu.

Postawiona teza w dysertacji znajduje jak widać potwierdzenie i to nie tylko do ostatnio zrealizowanych mostów wantowych, ale także staje się wręcz warunkiem koniecznym przy budowie przyszłych nowoczesnych mostów wantowych.

Analityczna kontrola na etapie budowy powinna bezpośrednio łączyć się z etapem projektowania tworząc aplikacje nadzorujące jednocześnie założenia projektowe i budowę, a po zakończeniu budowy dawać podstawy do monitorowania technicznego mostu w trakcie jego wieloletniego użytkowania. Przykład podejścia w tym zakresie, może stanowić most wantowy w Gdańsku, wskazując że taki standard jest możliwy. Rozwój tego kierunku, wobec naturalnej tendencji budowy ciekawych, a co za tym idzie skomplikowanych struktur konstrukcyjnych eliminować będzie długotrwałe procesy zrozumienia przez wykonawcę myśli i intencji projektanta. Zdaniem Autora pracy, ten kierunek powinien być w przyszłości rozwijany, bo u jego podstaw leży zarówno optymalizacja kosztów budowy, jaki i bezpieczeństwo wznoszonych obiektów.

BIBLIOGRAFIA

- ABDEL-LATIF W., KHALIL E., [2012]: *Dynamic Behavior of Ultra Span Cable Stayed Bridges Provided With Cable Nets*. IABSE Symposium Sharm El Sheikh 2012 - Global Thinking In Structural Engineering. IABSE Reports Vol.98 s.23-29.
- ADAMIEC A., MILEWSKI L., SUDAK M., WĄCHALSKI K. [2011]: *Budowa mostu przez Wisłę wraz z dojazdami łączącymi DK-1 z DK-15 i DK-80 w Toruniu*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2011, s.441-454. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2011.
- ADELINE R., AUPERIN M. [1994]: *Monitoring and adjustment of the geometry and cable tension of cable-stayed bridges built using the balanced cantilever method The case of Pont de Normandie*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2 s.379-386. Deauville-France, 1994.
- AUBLANC P., AUGUSTIN V., CHAUVIN A., LE PICARD F., PLACIDI M., REDOULEZ P. [1994]: *The new bridge over The Elorn River, France*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.1 s.265-272. Deauville-France, 1994.
- BENNETT D. [1998]: *The Creation of Bridges*. Chartwell Books. New Jersey.
- BENTLEY BROCHURE [2009]: *The Sutong Bridge. A Structural Analysis*. Bentley Sustaining Infrastructure.
- BIERTY J., REDOULEZ P., CHAUVIN A., AUGUSTIN V. [1994]: *Elorn River Bridge - France. Wind effects modeling and structural analysis*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2 s.153-162. Deauville-France, 1994.
- BIEŃ J., RAWA P. [2002]: *Lasero we pomiar y statycznych i dynamicznych przemieszczeń dużych konstrukcji mostowych*. Inżynieria i Budownictwo 3-4/2002, s. 161-165.
- BIELEWICZ E., CHUDZIKIEWICZ A. [1984]: *Wytrzymałość materiałów*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej.
- BILISZCZUK J., BARCIK W., BIELSKI WŁ., CHRÓSCIELEWSKI J., FLAGA A., FLAMAND O., GRILLAUD G., HILDEBRAND M., JAMROZ K., KOREJWO Z., KOZAKIEWICZ A., MACHELSKI CZ., MALINOWSKI M., MOSSO J., PALINKIEWICZ J., PAWELSKI ST., RUTKOWSKI R., SADOWSKI K., TARGOWSKI M., WĄCHALSKI K., WINIARSKI A., ŻÓLTOWSKI K., ŻURAŃSKI J.A. [2003]: *Most III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w Gdańsku*. Praca zbiorowa pod redakcją Jana Biliszczuka. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. ISBN 83-7125-110-6.
- BILISZCZUK J., BARCIK W., HILDEBRAND M. [2004]: *Obiekty mostowe wybudowane w Polsce w latach 1999-2004*. 50-ta Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB Tom 1 s.9-27. Krynica 2004. 12-17 września 2004.
- BILISZCZUK J. [2005]: *Mosty Podwieszane. Projektowanie i realizacja*. Wydawnictwo Arkady Warszawa 2005.
- BILISZCZUK J., BARCIK W., KLOWAN J., RUDZE J. [2005.1]: *Kładka dla pieszych nad autostrada A4 w Rudzie Śląskiej*. Inżynieria i Budownictwo 4/2005, s.187-190.
- BILISZCZUK J., BARCIK W. [2005.2]: *Mosty podwieszane w Polsce – historia, stan obecny i perspektywy rozwoju*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2005.
- BILISZCZUK J., BARCIK W. [2006]: *Polskie mostownictwo na przełomie wieków*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 9-10/2006. NBI Media Kraków.
- BILISZCZUK J., BARCIK W., CHRÓSCIELEWSKI J., DAWIDOWICZ P., HAJDIN N., HANCYK A., HAWRYSZKÓW P., HILDEBRAND M., KOŃSKI W., KRAWCZYK J., LEWIŃSKI J., ŁAGODA M., MALINOWSKI M., PAWELSKI S., RADOMSKI W., RUDZE J., RUTKOWSKI R., SADOWSKI K., STIPANIĆ B., SUDAK M., WĄCHALSKI K., ŻÓLTOWSKI K. [2007]: *Podwieszony most przez Wisłę w Płocku*. Praca zbiorowa pod redakcją Jana Biliszczuka. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. ISBN 978-83-7125-155-9

- BILISZCZUK J., BARCIK W. [2008]: *Mosty stalowe w Polsce. Stan i perspektywy*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2008, s.15-33. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2008.
- BILISZCZUK J., HAWRYSZKÓW P., WĘGRZYNIAK M., MAURY A., SUŁKOWSKI M. [2008.1]: *Podwieszona kładka dla pieszych z drewna klejonego w Sromowcach Niżnych*. Inżynieria i Budownictwo 4/2005, s.187-190.
- BILISZCZUK J., ONYSYK J., BARCIK W., PRABUCKI P., SUŁKOWSKI M., SZCZEPAŃSKI M., TOCZKIEWICZ R., TOMICZEK M., TUKENDORF A., TUKENDORF K., AST A. [2011]: *Most Rędzński w ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2011, s.203-222. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2011.
- BILISZCZUK J., TOCZKIEWICZ R. [2011.1]: *Prognozowanie podniesień wykonawczych dla estakady z betonu sprężonego, realizowanych na rusztowaniach mobilnych*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2011, s.203-222. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2011.
- BILISZCZUK J., TOCZKIEWICZ R. [2013]: *Rosyjski rekord rozpiętości przęsła mostu podwieszonoego*. Inżynieria i Budownictwo tom R.69 nr 4, s.201-204.
- BITSCH N., HAUGE L. [1999]: *Design of Girder and Cables for Train Loads*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.112-113, Sweden 1999.
- BOCHIŃSKI T., WĄCHALSKI K. [2013]: *Krzywoliniowa estakada o konstrukcji podwieszonoej. Wybór czy konieczność?* Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2013, s.121-128. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2013.
- BUONOMO M., SERVANT C., VIRLOGEUX M., CREMER J.C., VILLE DE GOYET V., DEL FORNO J. [2004] : *The design and construction of the Millau Viaduct*. Conference Steelbridge 2004 – Steel bridges extend structural limits. Millau, 23-25 June 2004.
- BROWN D.J. [2005]: *Bridges. Three Thousand Years of Defying Nature*. Octopus Publishing Group Ltd. London 2005.
- CHAUVIN A., ALVARES SOLIS H. [1994]: *The El Canon & El Zapote Bridges – Mexico. Control of geometry during construction*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2 s.405-412. Deauville-France, 1994.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., KOZAKIEWICZ A., MALINOWSKI M., RUTKOWSKI R., ŻÓŁTOWSKI K. [2002]: *Badania mostu III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku*. Inżynieria i Budownictwo nr 12/2002, s. 669-673. ISSN 0021-0315.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., MALINOWSKI M., MIŚKIEWICZ M. ŻÓŁTOWSKI K. [2007]: *Badania mostu głównego przez Wisłę w ciągu obwodnicy Płocka*. Inżynieria i Budownictwo nr 11/2007, s. 587-591. ISSN 0021-031.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., RUCKA M., BANAŚ A., MALINOWSKI M., MIŚKIEWICZ M., RUTKOWSKI R. [2010]: *Systemy monitorowania stanu technicznego konstrukcji na przykładzie dwóch mostów*. 56 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB. Problemy Naukowo - Badawcze Budownictwa, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2010, s.427-434. ISBN 978-83-88906-58-9.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., RUCKA M., BANAŚ A., MALINOWSKI M., MIŚKIEWICZ M., RUTKOWSKI R. [2011]: *Systemy monitorowania stanu technicznego konstrukcji na przykładzie trzech mostów*. Mosty nr 2/2011, s.32-40. ISSN 1896-7663.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., MACIEJEWSKI K., MALINOWSKI M., MIŚKIEWICZ M., SOKOŁOWSKI W. [2011.1]: *Theoretical analysis of the cable-stayed bridge over Brda River in Bydgoszcz*. Bridges. Tradition and Future. University of Technology and Live Sciences Press. Bydgoszcz 2011, s.49-56.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., WITKOWSKI W., BANAŚ A., DASZKIEWICZ K., MALINOWSKI M., WĄCHALSKI K. [2013]: *Założenia systemu i wstępne wyniki z monitoringu podczas montażu pierwszego przęsła mostu łukowego przez rzekę Wisłę w Toruniu*. XXIII Seminarium "Współczesne

- metody budowy, wzmocnienia i przebudowy mostów" Rosnówko 4-5 czerwca 2013. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej / Politechnika Poznańska nr16, s. 37-48.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., BANAŚ A., MALINOWSKI M., RUTKOWSKI R. [2014.1]: *Badania diagnostyczne drogowego mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu*. IV Międzynarodowa Konferencja Mostowa im. Rudolfa Modrzejewskiego, Mosty Tradycja i Nowoczesność, Bydgoszcz, 8-9.05.2014.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., BANAŚ A., MALINOWSKI M., RUTKOWSKI R., JESZKA M., WĄCHALSKI K. [2014.2]: *Próbne obciążenie drogowego mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu. Badania diagnostyczne*. Mosty nr 3/2014, s. 32-39. ISSN 1896-7663.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., MALINOWSKI M., MIŚKIEWICZ M., ŻÓLTOWSKI K. (2014.3): *Modelowanie konstrukcji mostowych w świetle badań*. Pięćdziesiąta pierwsza Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB: „Problemy naukowo-badawcze budownictwa - KRYNICA 2005” 12-17.09.2005, Gdańsk -Krynica, T. 4, 103-112. ISBN 83-921478-9-8.
- COMBAULT J., MORAND P. [1998]: *The exceptional structure of the Rion Bridge in Greece*. IABSE Symposium Kobe, IABSE Reports Vol.79 s.495-499. Japan 1998.
- COMBAULT J., PECKER A., TEYSSANDIER J.P., TOURTOIS J.M. [2005]: *Rion-Antirion Bridge, Greece – Concept, Design, and Construction*. Structural Engineering International IABSE 1/2005, Vol.15 no.1 s.22. February 2005.
- CRUZ J.S., ALMEIDA J.F. [1999]: *A New Model For Cable-Stayed Bridges Control and Adjustment*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.70-71, Sweden 1999.
- CYWIŃSKI Z. [1997]: *Dziś i jutro estetyki mostów*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty w drodze do XXI wieku”, Tom 1 s.137-146. Gdańsk-Jurata 3-5 września 1997.
- CYWIŃSKI Z. [2001]: *Mosty w Japonii*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 5. Kraków 2001.
- ERNST H.J. [1965]: *Der E-modul von selen unter Berücksichtigung des Durchhanges*. Bauingenieur, H2, 40/1965.
- FALLER P., HANSVOLD C., NILSSON H., SVAHN P. [1999]: *Erection of the Uddevalla Bridge*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.58-59, Sweden 1999.
- FIB BIULETIN 30 [2005]: *Acceptance os stay cable systems using prestressing steel*. International Fereration of Structural Concrete, Lausanne, Switzerland.
- FILIPIUK S., STEFANOWSKI T., BILISZCZUK J. [1999]: *Projekt mostu Siekierkowskiego w Warszawie*. XLV Konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Wrocław-Krynica 1999.
- FLAGA A., FLAGA K., MICHAŁOWSKI T. [1996]: *Problemy aerodynamiki mostów podwieszonych i wiszących*. Inżynieria i Budownictwo 9/1996.
- FLAGA A., PODGÓRSKI J., BŁAZIK-BOROWA E., BĘC J., BOSAK G, MICHAŁOWSKI T. [2000]: *Kompleksowe obliczenia aerodynamiczne mostu podwieszzonego im. H. Sucharskiego w Gdańsku*. Politechnika Lubelska i Politechnika Krakowska, 2000.
- FLAGA K., MENDERA Z. [2000]: *Mosty we Francji*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 4. Kraków 2000.
- FLAMAND O. [2000]: *Stabilité aerodynamique du tablier du Pont Sucharski a Gdansk*. EN-AEC 00.38C, CSTB, Nantes.
- FRANCIS A.J. [1965]: *Single Cable Subjected to Loads*. Civil Engineering Transaction. Institution of Engineers. Vol. CE7, 10/1965, s.173-180, Australia.
- FREJ G., MALORDY J. [2010]: *Wykonanie pylonu wiaduktu WD-467a*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2010. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2010.
- FURTAK K., RYŚ R. [1998]: *Ocena wpływów termicznych w kładce podwieszanej cięgnami różnych rodzajów*. Inżynieria i Budownictwo 5/1998, s.261-264.

- FURTAK K. [1999]: *Mosty zespolone*. PWN Warszawa-Kraków 1999.
- FURTAK K. [2004]: *Mosty w Niemczech*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 6. Warszawa - Kraków 2004.
- GALEWSKI T., DEPTUŁA T., ŻÓLTOWSKI K [2013]: *Technologia montażu mostu przez Wisłę w Toruniu metodą transportu wodnego*. „Mosty” nr 6/2013, s.40-43.
- GIMSING N.J. [1999]: *History of Cable-Stayed Bridges*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.10-11, Sweden 1999.
- GIMSING N.J., GEORGAKIS CH.T. [2012]: *Cable Supported Bridges: Concept and Design*. Third Edition. John Wiley and Sons, Chichester 2012.
- GŁOMB J., FURTAK K., SKOPLAK Z., SOBCZYK M., WĄCHALSKI K. [1997]: *Most przez rzekę Regalicę w Szczecinie*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty w drodze do XXI wieku”, Tom 1 s.181-194. Gdańsk-Jurata 3-5 września 1997.
- GŁOMB J., FURTAK K., SKOPLAK Z., SOBCZYK M., WĄCHALSKI K. [2002]: *Most przez rzekę Regalicę w Szczecinie jako element trasy Miejskiej*. Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna „Aktualne osiągnięcia budownictwa mostowego w Polsce”, Zeszyt 97 s.61-72, SITK Oddział w Krakowie. Zakopane 13-15 czerwca 2002.
- GODYCKI-ĆWIRKO, T. WOJDAK, R. [2007]: *Problemy konstrukcyjne projektowania i realizacji budynków wysokich na przykładzie trzech wieżowców w Gdańsku*. Przegląd Budowlany 4/2007, s.38-42.
- GRABOWSKI A., PODHORECKI A.[2002]: *Obliczenia statyczne układów cięgnowych*. Zeszyty naukowe. Mechanika. ATR w Bydgoszczy nr 53, rok 2002, s.91-100.
- GRECO L., CUOMO M. [2012]: *On the force density method for slack cable nets*. International Journal of Solids and Structures 49, s.1526-1540.
- GRECO L., IMPOLLONIA N., CUOMO M. [2014]: *A procedure for the static analysis of cable structures following elastic catenary theory*. International Journal of Solids and Structures 51, s.1521-1533.
- GRILLAUD G. [2000]: *The vibration of cables of a stayed-cable bridges. Application for the Sucharski Bridge in Gdańsk (Drgania odciągów mostów wantowych. Zastosowanie do mostu im. Sucharskiego w Gdańsku)*. Researches performed in CSTB, Nantes, France.
- GWIZDAŁA K., DYRKA I. [2004]: *Osiadanie pali i fundamentów palowych*. Seminarium Polskiego Komitetu Geotechniki. Zagadnienia posadowienia na fundamentach palowych, s.53-74, Gdańsk 25 czerwiec 2004.
- GWIZDAŁA K. [2013.1]: *Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia*. Tom 1, wyd.2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- GWIZDAŁA K. [2013.2]: *Fundamenty palowe. Badania i zastosowania*. Tom 2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- HAJDIN N. [2002]: *Destruction and Reconstruction of the Sloboda Bridge in Novi Sad*. First International Conference on Bridge Maintenances, Safety and Management (IABMAS 2002) s. 1-8. Barcelona, 14-17 July 2002.
- HAJDIN N., STIPANIC B., KRAWCZYK J., WĄCHALSKI K. [2004]: *The Roadway Bridge over Vistula River in Plock (Poland) – Design and construction*. 5th International Conference on bridges across the Danube 24-26 June 2004, Vol. I s.359-370. Novi Sad, Serbia & Montenegro.
- HAJDIN N., STIPANIC B., KRAWCZYK J., WĄCHALSKI K. [2005]: *Konstrukcja mostu podwieszzonego przez rzekę Wisłę jako część główna drogowej przeprawy mostowej w Płocku*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2005, s.154-162. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2005.
- HAJDIN N., STIPANIC B., KRAWCZYK J., WĄCHALSKI K. [2006]: *The Cable-Stayed Bridge Over Vistula River in Plock*. International Conference on bridges 21-24 May 2006, s.135-142. Dubrovnik, Croatia.

- HAJDUK J., OSIECKI J. [1970]: *Ustroje ciągnowe. Teoria i obliczanie*. WNT Warszawa 1970.
- HAUGE L., PETERSEN A. [1999]: *Detailed Design of the Cable-Stayed Bridges for Öresund Link*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.30-31, Sweden 1999.
- HILDEBRAND M., BERGER A., WĄCHALSKI K., SUDAK M. [2005]: *Wybrane aspekty montażu przęseł mostu podwieszonoego przez Wisłę w Płocku*. Inżynieria i Budownictwo 4/2005 s.183-186.
- HSBA HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY [1999]. The Tataru Bridge. Design and Construction Technology for the World's Longest Cable-Stayed Bridge. Japan.
- IMPOLLONIA N., RICCIARDI G., SAITTA F. (2011): *Statics of elastic cables under 3D point forces*. International Journal of Solids and Structures 48, s.1268-1276.
- INFANTI S., PAPANIKOLAS P., BENZONI G., CASTELLANO M.G. [2005]: *Rion-Antirion Bridge. Design and Full-Scale Testing of the Seismic Protection Devices*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004. Paper No. 2174.
- IRVINE H.M. [1981]: *Cable structures*. M.I.T. Press, 1981.
- ITO M., FUJINO Y., MIYATA T., NATITA N. [1991]: *Cable-stayed bridges. Recent developments and their future*. Proceeding of the seminar in Yokohama, Japan 10-11 December 1991.
- ITO M. [1999]: *Stay Cable Technology: Overview*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.18-19, Sweden 1999.
- JAROMINIAK A.[1997]: *Mosty podwieszono*. Oficyna wydawnicza PR, Rzeszów 1997.
- JAYARAMAN H.B., KNUDSON W.C. [1981]: *A curved element for the analysis of cable structures*. Computers and Structures 14, s.325-333. 1981.
- JODIDIO P. [2001]: *Santiago Calatrava*. Taschen. Koln 2001.
- KACZURIN W.K. [1965]: *Teoria konstrukcji wiszących*. Arkady, Warszawa 1965.
- KAROUMI R. [1998]: *Response of Cable-Stayed and Suspension Bridges to Moving Vehicles. Analysis methods and practical modeling technique*. TRITA-BKN Bulletin 44, Dept. of Structural Eng., Royal Institute of Technology, Stockholm, 1998.
- KAROUMI R. [2000]: *Modeling of cable-stayed bridges for analysis of traffic induced vibrations*. IMAC -XVIII, s.842-848.
- KOPERSKI A., WĄCHALSKI K. [2013]: *Most łukowy przez Wisłę w Toruniu. Wybrane zagadnienia*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2013, s.121-128. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2013.
- KORN G.A., KORN T.M. [1983]: *Matematyka dla pracowników naukowych i inżynierów*. PWN Warszawa 1983.
- KORZENIOWSKI P., KONDRAT J. [2014]: *Analiza możliwości wykorzystania trójosiowego stanu naprężenia w betonie ściskanych słupów żelbetowych*. Inżynieria Morska i Geotechnika 5/2014, s. 512-518.
- KOWALCZYK R. [1999.1]: *Mosty w Portugalii*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 2. Kraków 1999.
- KOWALCZYK R. [1999.2]: *Mosty w Hiszpanii*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 3. Kraków 1999.
- KRASIŃSKI A. [2004]: *Obliczenia statyczne fundamentów palowych*. Seminarium Polskiego Komitetu Geotechniki. Zagadnienia posadowienia na fundamentach palowych, s.33-52, Gdańsk 25 czerwiec 2004.
- KRASIŃSKI A. [2013]: *Pale przemieszczeniowe wkręcane. Współpraca z niespoistym podłożem gruntowym*. Politechnika Gdańska, Monografie nr 134, 2013.
- LEONHARDT F., ZELLNER W. [1970]: *Cable Stayed Bridges: Report on Latest Developments*. Canadian Structural Engineering Conference. Canadian Steel Industrial Construction Council. Ontario, Canada 1970.

- LUTOMIRSKA M., NOWAK A. [2011]: *Live load model for long span bridges*. Bridges. Tradition and Future. University of Technology and Live Sciences Press. Bydgoszcz 2011, s. 155-168.
- ŁAGODA M., ŁAGODA G.[1998]: *Most podwieszony przez Narew w Ostrołęce*. Inżynieria i Budownictwo 5/1998, s. 253-256.
- MACHELSKI C., ONYSYK J.[1998]: *Wytyżenie przęseł betonowanych wspornikowo w aspekcie czynników losowych*. Inżynieria i Budownictwo 5/1998, s.274-276.
- MADAJ A., WOŁOWICKI W. [2002]: *Mosty betonowe. Wymiarowanie i konstruowanie*. WKiŁ Warszawa 2002.
- MALINOWSKI M. [2003]: *Monitoring der "Brcke des III. Jahrtausends" in Danzig*. Stahlbau 8/2003, s. 567-573, Monitoring mostu Trzeciego Tysiąclecia w Gdańsku 2003. ISSN 0038-9145.
- MALINOWSKI M., RUTKOWSKI R. (2004): *System monitorowania obiektów inżynierskich w trakcie ich eksploatacji na przykładzie Mostu III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w Gdańsku*. International Workshop Rehabilitation of Existing Urban Building Stock. Gdańsk, Poland, June 17-19, 2004. Editors.: T. Godycki-Ćwirko, M. Niedostatkiwicz. Gdańsk: CURE (Centre Urban Construction Rehabilitation, Faculty of Civil and Environmental Engineering Gdańsk University Technology, s. 267-270.
- MALINOWSKI M., RUTKOWSKI R. [2005]: *Badania mostu III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w Gdańsku w trakcie trzyletniej eksploatacji*. Inżynieria i Budownictwo 6/2005, 323-326.
- MANABE Y., HIROHARA N., MUKASA N., YABUNO M. [1999]: *Accuracy control on the construction of Tataru Bridge*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.98-99. Sweden 1999.
- MANNINI C. [2006]: *Flutter Vulnerability Assessment of Flexible Bridges*. Braunschweig, Techn. Univ., and Florence, Univ., Dissertation, 2006, Sygn. 3498-7351
- MARCHETTI M., REGALLET D., BERTOCCHI C., HOCHET G. [1994]: *Elorn Bridge, Stay and geometry adjustment*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2. s.363-370, Deauville-France, 1994.
- MARCHETTI M., LECINQ B. [1999]: *Stay Adjustment: From Design Perspective To On Site Practice*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.123-124, Sweden 1999.
- MARCHETTI M. [2002]: *Bridge crossing over Martwa Wisla Rriver. Cable stayed bridge. Adjustment software*. Dematieu at Bard, Gdańsk [2000].
- MICHALSKI P. [2012]: *S7-Południowa Obwodnica Gdańska*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 5/2012, s.60-62
- MIYATA T., FUJIWARA T., YAMADA H., HOJO T. [1998]: *Wind-resistant of Cables for the Tataru Bridges*. IABSE Symposium Kobe, IABSE Reports Vol.79 s.51-56. Japan 1998.
- MOLL U. [1983]: *Brücken in Deutschland*. Bildatlas Spezial. HB Verlags und Vertriebs-Gesellschaft mbH. Hamburg 1983.
- NAGRODZKA-GODYCKA, K. SEROKA, D. SIKORSKA, M. [2010]: *Wsporniki zbrojone trzpieniami stalowymi*. Inżynieria Morska i Geotechnika 2/2010, s.313-320.
- NOWACKI W. [1976]: *Mechanika budowli*. PWN Warszawa 1976.
- NOWAK A., SZERSZEŃ M.[1998]: *Stany graniczne i bezpieczeństwo mostów*. Inżynieria i Budownictwo 5/1998, s.269-271.
- NIEMIERKO A. [2006]: *Budowa mostów w Polsce 1995-2005*. Drogownictwo nr 2/2006 s.50-61. Warszawa 2006.
- PAŁKOWSKI S. [1994]: *Konstrukcje ciągnowe*. WNT, Warszawa 1994.
- PARK J.I., BYUN H.K., SEO J.W. [1994]: *Control system and post processing in erection of composite cable-stayed bridges*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2 s.371-378. Deauville-France, 1994.

- PAULIK L., DESCHAMPS D. [1994]: *Construction and geometry control of The Mezcala cable-stayed bridges. Mexico*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2 s.395-404. Deauville-France 1994.
- PAWELSKI S., LEWIŃSKI J., RUDZE J. [2005]: *Wybrane aspekty montażu przęsła mostu podwieszonoego przez Wisłę w Płocku*. Inżynieria i Budownictwo 4/2005 s.178-182.
- PODHORECKI A., DOBISZEWSKA M. [2011]: *Live load model for long span bridges*. Bridges. Tradition and Future. University of Technology and Live Sciences Press. Bydgoszcz 2011, s.191-200.
- PODHORECKI A., NOWAK A. [2011.1]: *Bridges. Tradition and Future (praca zbiorowa redagowana pod kierunkiem autorów)*. University of Technology and Live Sciences Press. Bydgoszcz 2011.
- PODOLNY W. JR. [1971]: *Static analysis of cable-stayed bridges*. Ph.D. Thesis, University of Pittsburgh 1971.
- PODOLNY W., SCALZI J. [1976]: *Construction and design of cable-stayed bridges*. John Wiley & Sons. Toronto, Canada 1976.
- PTI CABLE-STAYED BRIDGE COMMITTEE [2007]: *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Vol. V. Phoenix, USA 2007.
- PULKKINEN P. [1999]: *Swietokrzyski Bridge, Warsaw*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.94-95, Sweden 1999.
- PUTZMEISTER SITE REPORT [2008]: *Brutal concrete mixture at the Sutong Bridge in China*. No. BP 4173GB
- RADOMSKI W. [1992]: *Współczesne osiągnięcia budownictwa mostowego w Japonii. Część I Konstrukcje mostów wiszących i podwieszonych*. Drogownictwo 12/1992.
- ROIK K., ALBRECHT G., WEYER U. [1986]: *Schragseilbrücken*. Ernest & Sohn. Berlin 1986.
- RUCKA M., WILDE K. [2003]: *Flatter jednoprzęsłowej wiszącej kładki dla pieszych*. XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "Problemy naukowo-badawcze budownictwa" - KRYNICA 2003. Warszawa-Krynica, 14-19 września 2003 r., t. 2 Teoria konstrukcji. Konstrukcje metalowe, s.115-122.
- RUCKA M. [2011]: *Wave propagation in structures. Modelling, experimental studies and application to damage detection*. Rozprawa habilitacyjna. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2011.
- RUCKA M., ŻMUDA-TRZEBIATOWSKI, Ł. [2013]: *Identyfikacja parametrów modalnych kładki dla pieszych przy użyciu wzbudzenia impulsowego*. Inżynieria i Budownictwo 7-8/2013, s. 412—415.
- RYMSZA J. [2014]: *Dziela polskich inżynierów: mosty III RP = Masterpieces by the Polish engineers: bridges in Poland since 1989*. Polska Izba Inżynierów Budownictwa, Warszawa 2014.
- RYŻYŃSKI A., WOŁOWICKI W., SKARZEWSKI J., KARLIKOWSKI J.[1984]: *Mosty stalowe*. PWN Warszawa -Poznań 1984.
- SCHLAICH J. [1999]: *Cable-Stayed Bridges with Special Features*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.16-17, Sweden 1999.
- SETRA [2002]: *Cable stays. Recommendations of French interministerial commission on Prestressing*. Service d'Etudes Techniques des Roates et Autoroutes, Bagneux Ceredex France 2002.
- SIWOWSKI T., ŻÓŁTOWSKI P. [2011]: *Strengthening bridges with prestressed CFRP strips. Two case studies. ive load model for long span bridges*. Bridges. Tradition and Future. University of Technology and Live Sciences Press. Bydgoszcz 2011,s. 213-222.
- SIWOWSKI T., ZIEMIEROWICZ A. [2013]: *Most przez San w Przemyślu. Pierwszy podwieszony most na Podkarpaciu*. Toruniu. "Mosty" 4/2013, s.48 – 51.
- SK MOST [2008-2014]: *Construction of a cable-stayed bridge to the Russky Island across the Eastern Bosphorus Strait in Vladivostok*. Brochure of SK MOST.
- SOBCZAK-PIĄSTKA J., PODHORECKI A.[2014]: *Niektóre aspekty projektowania betonu wysokowytrzymałego o niskim skurczu*. Materiały Budowlane 7/2014, s.36-38.

- SOKOŁOWSKI T., SOCHACKI J., GOTOWSKI M., MIŚKIEWICZ M., CHRÓŚCIELEWSKI J. [2014]: *Montaż Mostu Uniwersyteckiego w Bydgoszczy*. Seminarium – Międzynarodowa Konferencja im. R. Modrzejewskiego 2014.
- SORENSEN L., THORSEN N.E. [1999]: *The Öresund Bridge, Erection of the Cable-Stayed Main Span*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.34-35, Sweden 1999.
- SOLETANCHE-FREYSSINET [2012]: *Vladivostok Bridges*. Freyssinet, PEFC 6/2012, Velizy Villacoubly. Francja.
- SVENSSON H.S. [1999]: *The Development of Composite Cable-Stayed Bridges*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.100-101, Sweden 1999.
- TADLA J., ERDIS A. ERDOGA J.E. PYSZ J. [2014]: *Budowa mostów podwieszonych metodą wspornikową*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2011, s.441-454. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2014.
- THAI H.T., KIM S.E. [2011]: *Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures*. Finite Elements in Analysis and Design 47, s.237-246.
- THUL H. [1972]: *Entwicklungen im Deutschen Schrägseilbrückenbau*. Der Stahlbau 6/1972, s.161-171 Berlin Juni 1972.
- TOMASZEWICZ A., JENSEN J.J. [1999]: *Mosty w Norwegii: historia, rozwój i zadania mostownictwa norweskiego*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 1. Kraków 1999.
- TROITSKY M.S. [1988]: *Cable-stayed bridges. Theory and design*. BSP Professional Books, Blackwell Scientific Publications Ltd., Oxford, England 1988.
- TZONIS A. [2005]: *Calatrava Bridges (Architecture & Design S.)*. Thames and Hudson Ltd. 2005.
- ULSTRUP C.C., TANG M.CH., BIENKIEWISZ B., GIMSING N.J., ITO. M., JOEHNH G., KULICKI J.M., LI G., MCCABE R.J., PODOLNY W., WARDLAW R.L., ZELNER W.K. [1992] : *Guidelines for the design of cable-stayed bridges*. ASCE, New York, USA 1992.
- VEJRUM T. [2008]: *Danish Engineers behind the World's largest Cable Stayed Bridges - Sutong and Stonecutters Bridge*. Norsk Ståldag, Oslo 29 October 2008.
- VIRLOGEUX M. [1994]: *Erection of cable-stayed bridges. The control of the desired geometry*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2. s.321-350. Deauville-France, 1994.
- VIRLOGEUX M., FOUCRIAT J.C., LAWNICKI J., MAURY Y., PAULIK L. [1994]: *Design of the Normandie Bridge*. International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.1 s.605-630. Deauville-France, 1994.
- VIRLOGEUX M. [1996]: *Structural and Architectural Design of Bridge*. Structural Engineering International IABSE 2/1996, Vol.6 no.2 s.80-83. May 1996.
- VIRLOGEUX M., SERVANT C., CREMER J.C., MARTIN J.P., BUONOMO M [2005] : *Millau Viaduct France*. Structural Engineering International IABSE 1/2005, Vol.15 no.1 s.4-7. February 2005.
- VIRLOGEUX M. [2001]: *Bridges with Multiple cable-Stayed Spans*. Structural Engineering International IABSE 1/2001, Vol.11 no.1 s.61-82. February 2001.
- WALTHER R., HOURIET B., ISLER W., MOIA P. [1988]: *Cable stayed bridges*. Thomas Telford. Londyn 1988.
- WĄCHALSKI K., SOBczyk M. [1997]: *Przeprawa mostowa przez Martwą Wisłę w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty w drodze do XXI wieku”, Tom 2 s.837-846. Gdańsk-Jurata 3-5 września 1997.
- WĄCHALSKI K., SOBczyk M. [1998]: *Most przez Martwą Wisłę w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku*. Inżynieria i Budownictwo nr 6/1998.
- WĄCHALSKI K. I INNI [1998.1]: *Projekt budowlano-wykonawczy mostu podwieszonoego przez Martwą Wisłę w Gdańsku*. BPBK SA Gdańsk 1998.

- WĄCHALSKI K., KAMINSKI J., SUDAK M. [1999]: *Some aspects of the design of Martwa Wisla River Bridge in Gdansk, Poland*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.90-91. Sweden 1999.
- WĄCHALSKI K. [2002.1]: *III Millennium Bridge In Gdansk, Poland*. Structural Engineering International IABSE 3/2002, Vol.12 no.3 s.166-168. August 2002.
- WĄCHALSKI K. [2002.2]: *Montaż mostu podwieszonoego przez Martwą Wisłę w Gdańsku*. Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna Zakopane 13-15 czerwca 2002. Zeszyty Naukowo-Techniczne Oddziału SITK w Krakowie, Materiały konferencyjne nr 50, s.229-243.
- WĄCHALSKI K., SUDAK M. [2004]: *Projekt zamienny mostu podwieszonoego przez Wisłę w Płocku*. PONT-PROJEKT Gdańsk 2004.
- WĄCHALSKI K., SUDAK M. [2004.1]: *Przykłady wybranych realizacji obiektów mostowych w infrastrukturze miejskiej*. V Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna Wrocław 2-3 grudnia 2004. Problemy projektowania, budowy oraz utrzymania mostów małych i średnich rozpiętości s.392-401. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2004.
- WĄCHALSKI K. [2004]: *The Bridge over Regalica River in Szczecin (Poland)*. Design and Construction. 5th International Conference on bridges across the Danube 24-26 June 2004, Vol. I s.353-358. Novi Sad, Serbia & Montenegro.
- WĄCHALSKI K., SUDAK M. [2008]: *Projekt mostu przez Wisłę w Toruniu*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2008, s.171-184. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2008.
- WĄCHALSKI K., SUDAK M. [2009]: *Projekt budowlano-wykonawczy mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu*. PONT-PROJEKT Gdańsk 2008.
- WĄCHALSKI K., SUDAK M. [2010]: *Most przez Wisłę w Toruniu*. "Mosty" 3/2010, s.38 – 43.
- WEI P., BINGNAN S. JINCHUN T. [1999]: *A catenary element for the analysis of cable structures*. APPLIED MATHEMATICS AND MECHANICS VOL. 20 ISSUE 5 s.532-534. Shanghai 1999.
- WILDE K. [2002]: *Passive aerodynamic control of wind induced instabilities in long span bridges*. Rozprawa habilitacyjna. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2002.
- WILDE K., KOZAKIEWICZ A. [2003]: *Modelowanie testów dynamicznych skokiem z progu wykonanych na moście wantungim w ciągu ulicy Sucharskiego w Gdańsku*. 49-ta Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Tom 5 s.119-116. Krynica 2003. 14-19 września 2003.
- WILDE K., RUCKA M., CHRÓŚCIELEWSKI J., MIŚKIEWICZ M., JASINA M., MALINOWSKI M. [2009.1]: *System monitoringu technicznego Hali Sportowo - Widowiskowej "Olivia" w Gdańsku (SMT OLIVIA2)*. 55 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Krynica 2009”. Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa. Kielce - Krynica 20-25 września 2009 red. Z. Rusin. - Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Świętokrzyskiej Kielce: Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskie 2009, s. 671-678. ISBN 978-83-88906-72-5.
- WILDE K., RUCKA M., CHRÓŚCIELEWSKI J., MIŚKIEWICZ M., MALINOWSKI M., JASINA M. [2009.2]: *System ciągłej obserwacji stanu technicznego hali "Olivia" w Gdańsku*. Inżynieria i Budownictwo nr 10/2009, s.552-556. ISSN 0021-0315.
- YANAKA Y., TAKAZAWA T., HIRAHARA N. [1998]: *Erection of The Tatara bridge's superstructure*. IABSE Symposium Kobe, IABSE Reports Vol.79 s.75-80. Japan 1998.
- YOU Q., HE P., DONG X., ZHANG X., WU S. [2008]: *Sutong Bridge-The Longest Cable-Stayed Bridge in the World*. Structural Engineering International IABSE 4/2008, Vol.18 no.4 s.390-395. November 2008.
- ZHANG H., YANG B., HUANG S., YOU X. [2009]: *Dynamic Geometry Monitoring System in Sutong Bridge Construction*. IABSE International Conference Helsinki, IABSE Reports Vol.94 "Monitoring case studies": s.1-8.

- ZHETONG H.[2003]: *A Guide to Chinese Bridges*. Foreign Languages Press. Beijing China 2003.
- ZOBEL H., SOBALA D. [2000]: *Temperatura konstrukcji mostowych i ich odkształcenia termiczne*. Inżynieria i Budownictwo 7/2000, s.392-395.
- ZOBEL H. [2001]: *Problemy projektowe i wykonawcze w realizacji mostów podwieszonych*. Konstrukcje stalowe 3/2001, s.13-15.
- ZOBEL H., ALKHFAJI T. [2012]: *Mosty w Chinach*. Biblioteczka ZMPR – Zeszyt nr 10. Kraków 2012.
- ŻÓŁTOWSKI K. [2001]: *Podwieszona kładka dla pieszych nad ulicą Wilczą w Szczecinie*. Inżynieria i Budownictwo nr 5/2001, s. 264-267.
- ŻÓŁTOWSKI K., MALINOWSKI M., HILDEBRAND M. [2009]: *Monitoring mostów podwieszonych*. „Mosty” nr 3/2009, s.16-24. ISSN 1896-7663.
- ŻURAŃSKI J. [2000]: *Studium oddziaływania wiatru na konstrukcję mostu na Wiśle w Gdańsku - Analiza Klimatyczna*, ITB Warszawa, 2000.

SPIS PUBLIKACJI AUTORA**PUBLIKACJE W RECENZOWANYCH CZASOPISMACH ZAGRANICZNYCH I POLSKICH**

- FURTA K., SOBCZYK M., WACHALSKI K. [1998]: Nowe generacje łączników w mostach zespolonych. *Inżynieria i Budownictwo* **5**, 239-243.
- WACHALSKI K., SOBCZYK M. [1998]: Most przez Martwą Wisłę w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku. *Inżynieria i Budownictwo* **6**, 312-314.
- WACHALSKI K. [2002]: III Millennium Bridge In Gdansk, Poland. *Structural Engineering International IABSE* **12(3)**, 166-168.
- HILDEBRAND M., BERGER A., WACHALSKI K., SUDAK M. [2005]: Wybrane aspekty montażu przęseł mostu podwieszonoego przez Wisłę w Płocku. *Inżynieria i Budownictwo* **4**, 183-186.
- SZAFRAŃSKI M., WASILEWSKI B., WACHALSKI K., ŻÓLTOWSKI K. [2006]: Modernizacja historycznego wiaduktu drogowego nad torami kolejowymi w Gdańsku. *Inżynieria i Budownictwo* **11**, s.583-586.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., BANAŚ A., MALINOWSKI M., RUTKOWSKI R., JESZKA M., WACHALSKI K. [2014]: Próbné obciążenie drogowego mostu łukowego przez Wisłę w Toruniu. Badania diagnostyczne. *Mosty* **3**, 32-39.

PUBLIKACJE W RECENZOWANYCH WYDAWNICTWACH ZBIOROWYCH ZAGRANICZNYCH I POLSKICH

- GŁOMB J., FURTA K., SKOPLAK Z., SOBCZYK M., WACHALSKI K. [1997]: *Most przez rzekę Regalicę w Szczecinie*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty w drodze do XXI wieku”, Tom 1 s.181-194. Gdańsk-Jurata 3-5 września 1997.
- WACHALSKI K., SOBCZYK M. [1997]: *Przeprawa mostowa przez Martwą Wisłę w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty w drodze do XXI wieku”, Tom 2 s.837-846. Gdańsk-Jurata 3-5 września 1997.
- WACHALSKI K., KAMINSKI J., SUDAK M. [1999]: *Some aspects of the design of Martwa Wisla River Bridge in Gdansk, Poland*. IABSE International Conference Malmo, IABSE Reports Vol.82 s.90-91. Sweden 1999.
- WACHALSKI K. [2002]: *Projektowe aspekty mostu przez Martwą Wisłę w Gdańsku*. I Podkarpackie Spotkanie Dyskusyjne „Mosty - Budowa i utrzymanie”, s.48-54, Arłamów 6-8 marca 2002.
- GŁOMB J., FURTA K., SKOPLAK Z., SOBCZYK M., WACHALSKI K. [2002]: *Most przez rzekę Regalicę w Szczecinie jako element trasy Miejskiej*. Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna Zakopane 13-15 czerwca 2002. Zeszyty Naukowo-Techniczne Oddziału SITK w Krakowie Aktualne osiągnięcia budownictwa mostowego w Polsce”. Materiały konferencyjne nr 50 (zeszyt 97), s.61-72
- WACHALSKI K. [2002]: *Montaż mostu podwieszonoego przez Martwą Wisłę w Gdańsku*. Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna Zakopane 13-15 czerwca 2002. Zeszyty Naukowo-Techniczne Oddziału SITK w Krakowie Aktualne osiągnięcia budownictwa mostowego w Polsce”. Materiały konferencyjne nr 50 (zeszyt 97), s.229-243.
- WACHALSKI K., SUDAK M. [2003]: *Nowe obiekty mostowe w Gdyni*. II Podkarpackie Spotkanie Dyskusyjne „Budowa i utrzymanie mostów”, s.233-250, Krasiczyn 15-17 października 2003.
- HAJDIN N., STIPANIC B., KRAWCZYK J., WACHALSKI K. [2004]: *The Roadway Bridge over Vistula River in Plock (Poland) – Design and construction*. 5th International Conference on bridges across the Danube 24-26 June 2004, Vol. I s.359-370. Novi Sad, Serbia & Montenegro.

- WACHALSKI K. [2004]: *The Bridge over Regalica River in Szczecin (Poland). Design and Construction*. 5th International Conference on bridges across the Danube 24-26 June 2004, Vol. I s.353-358. Novi Sad, Serbia & Montenegro.
- WACHALSKI K., SUDAK M. [2004]: *Przykłady wybranych realizacji obiektów mostowych w infrastrukturze miejskiej*. V Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna Wrocław 2-3 grudnia 2004 - Problemy projektowania, budowy oraz utrzymania mostów małych i średnich rozpiętości s.392-401. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2004.
- HAJDIN N., STIPANIC B., KRAWCZYK J., WACHALSKI K. [2005]: *Konstrukcja mostu podwieszonoego przez rzekę Wisłę jako część główna drogowej przeprawy mostowej w Płocku*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2005, s.154-162. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2005.
- HAJDIN N., STIPANIC B., KRAWCZYK J., WACHALSKI K. [2006]: *The Cable-Stayed Bridge Over Vistula River in Plock*. International Conference on bridges 21-24 May 2006, s.135-142. Dubrovnik, Chorwacja.
- WACHALSKI K. [2007]: Projekt najdłuższego stalowego mostu łukowego w Polsce. Most przez Wisłę w Toruniu. IV Podkarpackie Spotkanie Dyskusyjne „Budowa i utrzymanie mostów”, s.59-67, Rzeszów-Jasionka 10-12 października 2007.
- WACHALSKI K., SUDAK M. [2008]: *Projekt mostu przez Wisłę w Toruniu*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2008, s.171-184. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2008.
- ADAMIEC A., MILEWSKI L., SUDAK M., WACHALSKI K. [2011]: *Budowa mostu przez Wisłę wraz z dojazdami łączącymi DK-1 z DK-15 i DK-80 w Toruniu*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2011, s.441-454. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2011.
- CHRÓŚCIELEWSKI J., WITKOWSKI W., BANAS A., DASZKIEWICZ K., MALINOWSKI M., WACHALSKI K. [2013]: *Założenia systemu i wstępne wyniki z monitoringu podczas montażu pierwszego przęsła mostu łukowego przez rzekę Wisłę w Toruniu*. XXIII Seminarium "Współczesne metody budowy, wzmacniania i przebudowy mostów" Rosnówko 4-5 czerwca 2013. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej / Politechnika Poznańska nr16, s. 37-48.
- BOCHIŃSKI T., WACHALSKI K. [2013]: *Krzywoliniowa estakada o konstrukcji podwieszonoej. Wybór czy konieczność?* Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2013, s.121-128. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2013.
- KOPERSKI A., WACHALSKI K. [2013]: *Most łukowy przez Wisłę w Toruniu. Wybrane zagadnienia*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2013, s.121-128. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2013.
- ROHDE M., WACHALSKI K. [2013]: *Łożyskowanie estakad dojazdowych do mostu łukowego w Toruniu*. Seminarium - Wrocławskie Dni Mostowe 2013, s.121-128. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2013.

MONOGRAFIE I ROZDZIAŁY W MONOGRAFIACH

- BARCIK W., BILISZCZUK J., CHRÓŚCIELEWSKI J., DAWIDOWICZ P., HAJDIN N., HANCYK A., HAWRYSZKÓW P., HILDEBRAND M., KOŃSKI W., KRAWCZYK J., LEWIŃSKI J., ŁAGODA M., MALINOWSKI M., PAWELSKI S., RADOMSKI W., RUDZE J., RUTKOWSKI R., SADOWSKI K., STIPANIĆ B., SUDAK M., WACHALSKI K., ŻÓŁTOWSKI K. [2007]: *Podwieszony most przez Wisłę w Płocku*. Praca zbiorowa pod redakcją Jana Biliszczuka. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.
- BARCIK W., BIELSKI WŁ., BILISZCZUK J., CHRÓŚCIELEWSKI J., FLAGA A., FLAMAND O., GRILLAUD G., HILDEBRAND M., JAMROZ K., KOREJWO Z., KOZAKIEWICZ A., MACHELSKI CZ., MALINOWSKI M., MOSSO J., PALINKIEWICZ J., PAWELSKI ST., RUTKOWSKI R., SADOWSKI K., TARGOWSKI M., WACHALSKI K., WINIARSKI A., ŻÓŁTOWSKI K., ŻURAŃSKI J.A. [2003]: *Most III Tysiąclecia im. Jana Pawła II w Gdańsku*. Praca zbiorowa pod redakcją Jana Biliszczuka. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.

ABSTRAKTY

WACHALSKI K. [2000]: *Most podwieszony przez Martwą Wisłę w Gdańsku. Projekt i Realizacja* (wersja elektroniczna). Krajowa Narada Mostowa. Augustów 2000.

WACHALSKI K. [2011]: *Most łukowy przez Wisłę w Toruniu. Technologia budowy* (wersja elektroniczna). II Seminarium Naukowo-Techniczne. Technologia w budownictwie. Stare Jabłonki k.Ostródy 7-8 grudnia 2011. ZMRP O/Gdańsk.

WACHALSKI K. [2011]: *Most łukowy przez Wisłę w Toruniu* (wersja elektroniczna). I Seminarium Naukowo-Techniczne. Wybrane problemy projektowania, budowy i monitorowania realizowanych obecnie obiektów mostowych. Gdańsk 15 czerwca 2011. ZMRP O/Gdańsk.

CHRÓŚCIELEWSKI J., WITKOWSKI W., BANAŚ A., MALINOWSKI M., DASZKIEWICZ K., WACHALSKI K. [2013]: *Kontrola i monitoring tensometryczny w trakcie budowy mostu łukowego przez rzekę Wisłę w Toruniu*. Współczesne metody budowy, wzmacniania i przebudowy mostów: XXIII seminarium Poznań-Rosnówko, 4-5 czerwca 2013, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, Związek Mostowców Rzeczypospolitej Polskiej Oddział Wielkopolski, s.29-30.