

SPIS TREŚCI

SYMBOLE I OZNACZENIA.....	5
TERMINOLOGIA	7
1. WSTEP.....	9
1.1. Rozwój inżynierii mostowej.....	9
1.2. Ciągna w mostach wiszących, podwieszonych i extradosed	10
1.3. Wytrzymałość zmęczeniowa.....	18
1.3.1. Cykle w widmach naprężeń	18
1.3.2. Krzywa zmęczeniowa	20
1.3.3. Wytyczne badań zmęczeniowych	21
1.3.4. Powierzchnie zmęczeniowe	22
1.3.5. Wytrzymałość zmęczeniowa w ujęciu normowym.....	24
1.4. Oddziaływania na konstrukcje mostowe.....	26
1.5. Siły wewnętrzne w wantach.....	27
1.5.1. Statyka ciągna	27
1.5.2. Ciężar własny	30
1.5.3. Obciążenie taborem samochodowym.....	30
1.5.4. Obciążenie tłumem.....	33
1.5.5. Zmiany temperatury	34
1.5.6. Parcie wiatru.....	35
1.5.7. Obciążenia mostów kolejowych.....	35
1.5.8. Wnioski	36
1.6. Probabilistyczne ujęcie procesów zmęczeniowych.....	36
1.7. Systemy monitorowania konstrukcji mostowych	41
2. CELE I ZAKRES PRACY	45
3. MOST RĘDZIŃSKI.....	49
3.1. Charakterystyka obiektu.....	49
3.1.1. Pylon i posadowienie	50
3.1.2. Pomosty.....	50
3.1.3. System podwieszenia	51
3.2. SHM mostu – budowa systemu.....	53
3.3. Praca konstrukcji mostu	56
4. METODYKA PRACY.....	61

4.1.	SHM mostu Rędzińskiego – aplikacja	61
4.2.	Oprogramowanie obliczeniowe.....	64
4.2.1.	MatLab	64
4.2.2.	Wolfram Mathematica.....	64
4.2.3.	Sofistik	65
4.2.4.	Oprogramowanie Microsoft Office	65
4.3.	Model MES mostu Rędzińskiego i wybranych want	65
4.3.1.	Ogólny model mostu	66
4.3.2.	Modele obliczeniowe poszczególnych want	69
4.4.	Oszacowanie parametrów geometrycznych przekroju splotu	72
5.	SIŁY W WANTACH.....	77
5.1.	Analiza statystyczna.....	77
5.2.	Zmiana sił w czasie	85
5.3.	Efekty od obciążeń ruchomych	87
5.4.	Efekty od obciążeń termicznych	92
5.5.	Wpływ osiadań podpór.....	93
5.6.	Wnioski	94
6.	KUMULACJA USZKODZEŃ	95
6.1.	Zliczanie cykli	95
6.2.	Dopasowanie rozkładów prawdopodobieństwa	98
6.3.	Wykorzystanie dopasowanych rozkładów do obliczeń zmęczeniowych.....	103
7.	OCENA TRWAŁOŚCI CIĘGIEN I ZAKOTWIENÍ	108
7.1.	Naprężenia w zakotwieniu	108
7.1.1.	Schemat A	108
7.1.2.	Schemat B	111
7.2.	Ocena trwałości	118
7.3.	Obliczenia niezawodnościowe	126
7.4.	Modyfikacje obciążenia i schematów statycznych	132
7.4.1.	Imperfekcje.....	132
7.4.2.	Wzrost amplitud	134
7.4.3.	Zmiana średniej siły naciągu oraz amplitud.....	135
7.4.4.	Modyfikacja momentu bezwładności.....	136
7.4.5.	Eekt sumaryczny	137
7.5.	Uwzględnienie tłumików drgań	138

7.6.	Wzbudzenie wiatrowe	140
7.7.	Interpretacja parametrów niezawodnościowych	143
8.	PODSUMOWANIE	145
9.	WNIOSKI.....	149
10.	STRESZCZENIE	151
11.	LITERATURA.....	155

SYMBOLE I OZNACZENIA

\hat{y}_i	–	wartość dopasowana,
\bar{y}	–	wartość średnia z próby,
y_i	–	wartość zmierzona,
μ	–	odchylenie standardowe,
C_i	–	stałe równań różniczkowych,
D	–	miara kumulacji uszkodzeń zmęczeniowych,
EI	–	szywność giętna,
F_{fat}	–	zmęczeniowa funkcja niezawodnościowa,
F_{rel}	–	wytrzymałościowa funkcja niezawodnościowa,
h	–	pionowy wymiar geometrii wanty,
H	–	siła naciągu splotu,
k	–	parametr kształtu rozkładu,
l	–	poziomy wymiar geometrii wanty,
m, m'	–	współczynniki nachylenia krzywej zmęczeniowej,
M, V, N	–	oznaczenia sił wewnętrznych: momentu zginającego, siły tnącej i osiowej,
m_{zw}	–	współczynnik zmęczeniowy,
n	–	funkcja opisująca przebieg liczby cykli,
N	–	liczba cykli,
N_0	–	liczba cykli odpowiadająca granicy zmęczenia,
N_c	–	liczba cykli niszczących próbkę w badaniu,
$p(x)$	–	gęstość prawdopodobieństwa zmiennej losowej x ,
$P(\sigma_a)$	–	funkcja prawdopodobieństwa wystąpienia amplitud naprężeń,
q	–	obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż ciągu,
R	–	współczynnik asymetrii cyklu,
R_e lub f_u	–	granica plastyczności,
R_m lub f_y	–	wytrzymałość stali,
x, y	–	współrzędne w układzie kartezjańskim,
Z_g	–	granica wytrzymałości zmęczeniowej,
Z_{rc}	–	granica wytrzymałości zmęczeniowej przy rozciąganiu osiowym,
β	–	współczynnik niezawodności,

β_0, β_{00}	–	współczynniki niezawodności odpowiednio w górnym i dolnym punkcie przekroju,
$\Delta\sigma$	–	zmiana naprężeń w cyklu obciążenia,
λ	–	parametr skali rozkładu,
σ	–	naprężenia w przekroju,
σ_a	–	amplitudy naprężeń,
σ_i, σ_{ii}	–	naprężenia odpowiednio w górnym i dolnym punkcie przekroju,
σ_m	–	średnie wartości naprężeń,
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$	–	ekstremalne wartości amplitud naprężeń.

TERMINOLOGIA

Trwałość: okres, w którym element zachowuje swój projektowany stopień wyężenia.

Cięgno: element konstrukcyjny, którego długość jest znacznie większa od wysokości jego przekroju. Charakteryzuje się małą sztywnością giętną, a przy założeniu jej zerowej wartości przenosi tylko rozciągające siły osiowe.

SHM: ang. *Structrural Health Monitoring*; system monitorowania stanu konstrukcji. Układy czujników pomiarowych instalowanych w elementach konstrukcji mierzące ich odkształcenia i temperaturę.

Zmęczenie materiału: zjawisko polegające na obniżeniu wytrzymałości materiału przez poddawanie go cyklicznym zmianom obciążeń.

Wytrzymałość zmęczeniowa: graniczna wartość amplitud naprężeń, poniżej której nie dochodzi do powstawania uszkodzeń zmęczeniowych.

Niezawodność: miara, która informuje, czy element konstrukcyjny pracuje poprawnie i jaki jest stopień jego zużycia. W rozprawie posłużono się dwiema miarami:

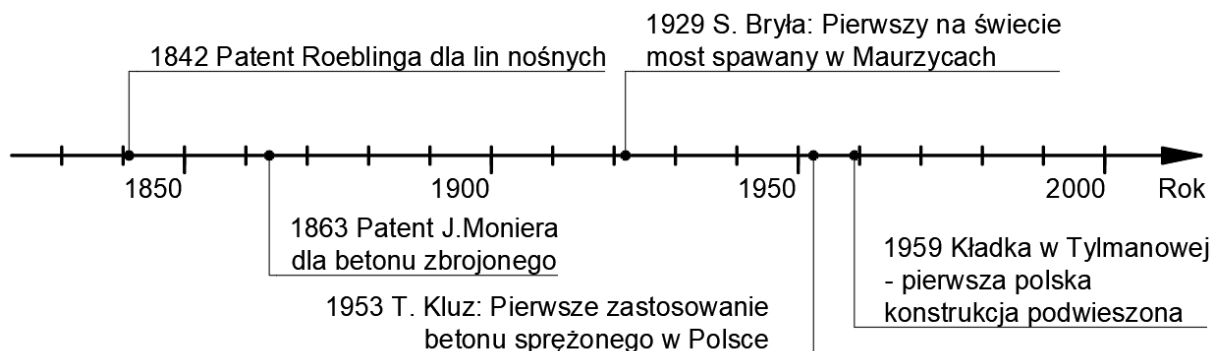
- wytrzymałościową, która pokazuje, czy element narażony jest na zniszczenie z powodu przekroczenia granicy plastyczności przez występujące w nim naprężenia;
- zmęczeniową, która pokazuje, czy cykle zmian naprężeń zbliżają się do granicy zmęczenia.

1. WSTĘP

1.1. Rozwój inżynierii mostowej

Mosty to obiekty, które swoją formą i konstrukcją od zawsze w bezpośredni sposób odzwierciedlały aktualny postęp techniczny. Przełom wieków XVIII i XIX to okres gwałtownego rozwoju w przemyśle i nauce. To od tego okresu można mówić o dziedzinie nauki zwanej mechaniką budowli [51]. Umiejętność przeliczania konstrukcji na podstawie ich schematów statycznych zapoczątkowała okres powstawania zupełnie nowatorskich ustrojów nośnych. W 1842 roku Johann August Roebling (1806–1869) uzyskał patent na produkowanie specjalnych stalowych lin, które zaczął stosować w mostach wiszących swojego autorstwa [89]. Liny stalowe zastąpiły stosowane wcześniej odciągi i liny nośne z łańcuchów oraz stalowych prętów. Roebling był projektantem mostu Brooklińskiego w Nowym Jorku. W tym obiekcie, oprócz podwieszenia głównego przęsła za pomocą wieszaków do liny nośnej, zastosowano ukośne odciągi od pomostu do pylonów, czyli wanty.

W latach trzydziestych XX wieku Fritz Leonhard (1909–1999) i Eugene Freyssinete (1879–1962) dzięki swoim licznym projektom [54, 28] doprowadzili do spopularyzowania betonu sprężonego w budownictwie mostowym, a w konsekwencji do rozwoju nowych sposobów sprężania za pomocą kabli, które są obecnie stosowane również we współczesnych systemach podwieszających.



Rys. 1.1. Ważniejsze wydarzenia w mostownictwie polskim i światowym [10], [51]

W XXI wieku, mając do dyspozycji nowoczesne materiały i programy obliczeniowe, projektanci zmagają się z innymi problemami projektowymi, takimi jak technologie budowy mostów, metody oszacowywania obciążeń działających na konstrukcje czy sposoby oceny trwałości ich elementów. Szczególnie ostatni aspekt stwarza najczęściej kłopotów. Współcześnie można zaobserwować uszkodzenia na mostach kilkudziesięcioletnich, powodowane głównie wzrostem intensywności ruchu samochodowego i kolejowego, którego ówcześni projektanci

nie byli w stanie przewidzieć. Przykładem takiej konstrukcji jest niemiecki podwieszony most z 1965 roku w Leverkusen, autorstwa Fritza Leonharda, gdzie po kilkudziesięciu latach eksploatacji występują poważne uszkodzenia zmęczeniowe, a remont mostu wiąże się z olbrzymimi kosztami finansowymi [58]. W przypadku innej przeprawy – wiszącego mostu w Tancarville we Francji (1959) – podjęto się skomplikowanego remontu [22]. Jego przeprowadzenie było konieczne, ponieważ w 1995 roku doszło do zerwania części liny nośnej w strefie jej zakotwienia. Naprawa polegała na wymianie całej liny nośnej na nowy układ dwóch cięgien. W roku 2018 doszło natomiast do katastrofy budowlanej w Genui, gdzie z powodu uszkodzeń korozyjnych obetonowanych wieszaków zawalił się wiadukt z roku 1967 [22, 26, 61].

Uszkodzenia zaobserwowane w mostach z drugiej połowy XX wieku wymusiły na zarządcach tych obiektów prowadzenie ciągłej obserwacji ich pracy. W związku z tym rozpoczęto instalowanie prostych systemów monitorowania – SHM (ang. *Structural Health Monitoring Systems*) – w miejscach występujących uszkodzeń. Natomiast konstrukcje nowe, o skomplikowanej geometrii czy nowatorskich rozwiązaniach, wyposażane są w duże, kompleksowe systemy SHM, instalowane i uruchamiane już nawet w trakcie budowy. Przykładem takiego systemu są układy czujników zainstalowane na wiadukcie Millau we Francji [98]. W Polsce mosty wyposażone w systemy monitorowania to m.in. most Solidarności w Płocku przez Wisłę (2005) [21], most Jana Pawła II przez Wisłę w Puławach (2008) [13, 14] czy most Rędziański przez Odrę we Wrocławiu (2011) [15]. Systemy monitorowania są nie tylko wygodnym narzędziem ułatwiającym nadzór nad poprawnością pracy konstrukcji, ale stanowią także źródło danych dla opracowań naukowych (por. np. [39, 44, 53, 64, 65, 97, 105]).

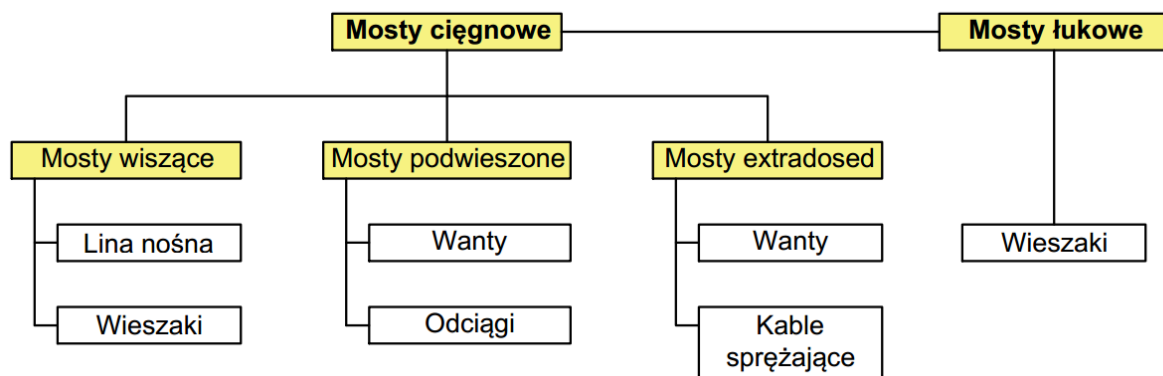
1.2. Cięgna w mostach wiszących, podwieszonych i extradosed

Zgodnie z [35] za cięgno uznaje się element konstrukcyjny, w którym jeden z trzech wymiarów jest znacząco większy od pozostałych, natomiast jego sztywności – giętnej oraz skrętnej – są stosunkowo małe w porównaniu ze sztywnością podłużną. Za cięgno wiotkie uznaje się takie, w którym nie uwzględnia się sztywności giętnej w analizach obliczeniowych, a jego zamocowania są przyjmowane z definicji jako przegubowe. W cięgnie niewiotkim sztywność giętnej jest już uwzględniana, w szczególności w strefie zakotwień, które z tego powodu modelowane są jako zamocowanie sztywne lub sprężyste.

Pierwszymi elementami ciągowymi stosowanymi w mostownictwie były liny z włókien naturalnych, jak np. bawełna czy konopie. Wraz z rozwojem rzemiosła hutniczego zastępowano liny łańcuchami, a pod koniec XIX wieku stosowano wspomniane liny z drutów opracowane przez Roeblinga [89]. Ciągna tego typu nie były wstępnie napinane, lecz stanowiły jedynie swoiste wsparcie konstrukcji belkowych czy kratownicowych, w których wzrost siły naciągu następował przy większym obciążeniu podwieszono przęsła. Przełom w technologii stosowania ciągów nastąpił w XX wieku. Dischinger opracowując nowatorskie na tamte czasy projekty doszedł do wniosku, że ciągna (wanty, wieszaki, liny nośne) powinny być wykonane z wysokowytrzymałej stali i być w trakcie montażu wstępnie naciągane [9, 31, 88]. Takie rozwiązanie pozwoliło na skonstruowanie przęsła o dużo większej sztywności giętnej. To podejście do projektowania mostów ciągowych nadało nowy kierunek rozwoju stosowanych obecnie systemów podwieszania: z prętów ze stali wysokiej wytrzymałości, z lin zwitych, ciągów z drutów prostych oraz ciągów ze splotów (tab. 1.1.).

Według aktualnej klasyfikacji mostów budowanych z wykorzystaniem lin można wyróżnić mosty wiszące, podwieszane i extradosed. Każda z tych grup charakteryzuje się innymi elementami konstrukcyjnymi.

Mosty wiszące to konstrukcje, w których pomiędzy przynajmniej dwoma pylonami umieszczone są liny nośne, kotwione dodatkowo poza przyczółkami lub w skrajnych przęsłach nad podporą. Pomost połączony jest z liną nośną za pomocą wieszaków.

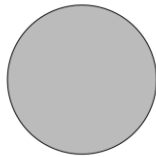
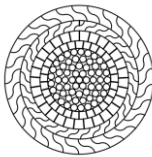
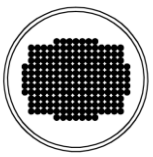
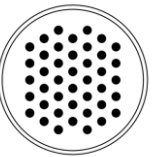
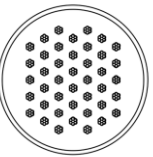


Rys. 1.2. Elementy ciągnowe stosowane w mostownictwie

Mosty podwieszane posiadają jeden lub więcej pylonów, do których za pośrednictwem lin (want) podwieszony jest pomost. Systemy podwieszenia mogą przyjmować różne formy, a w zależności od liczby płaszczyzn podwieszenia stosuje się następujące układy want: promienisty, harfowy, wachlarzowy, gwiazdowy lub jodłowy [9, 87].

Najnowszym rozwiązaniem konstrukcyjnym są mosty typu extradosed, dlatego w dalszym ciągu istnieją rozbieżności dotyczące precyzyjnej i jednoznacznej ich definicji, jednak podobnie jak w mostach podwieszonych występują tu ciąga łączące pomost z pylonem, który w tym przypadku jest bardziej krępy. Kable sprężające wyprowadzone są z dźwigara na niskie pylony, dzięki czemu sprężają go efektywniej poprzez duży mimośród [96].

Tab. 1.1. Przekroje lin stosowanych w różnych systemach podwieszenia i ich podstawowe parametry wg [9], [91,], [88]

					
Typ kabla (przekroju)	Pełny	Pełny – z drutów o różnych kształtach	Z drutów równoległych	Z prętów równoległych	Ze splotów
Moduł sprężystości E [GPa]	205	160–165	205	210	190–200
Granica plastyczności f_y [MPa]	235–355	880–1140	1470	1350	1570–1670
Wytrzymałość na zerwanie f_u [MPa]	360–680	1000–1300	1670	1530	1770–1960
Wytrzymałość Zmęczeniowa $\Delta\sigma$ [MPa]	105	150	160	160	160

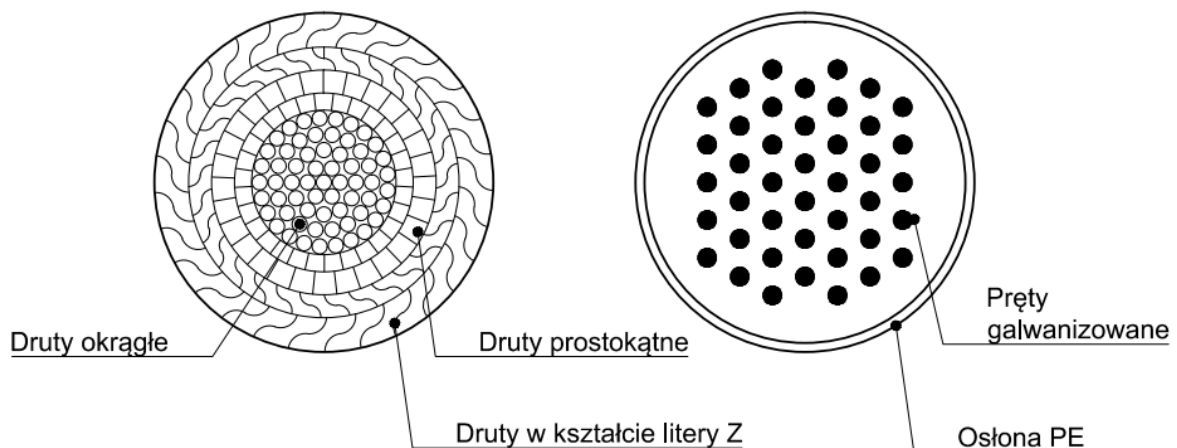
Pręty ze stali o wysokiej wytrzymałości stosowane są głównie jako wieszaki w mostach łukowych. Wyposażone są one dodatkowo w śrubę rzymską pozwalającą regulować siłę naciągu. Końce pręta mogą być kotwione na różne sposoby, jednak preferowane jest tzw. połączenie widelcowe, które zapewnia mocowanie przegubowe w jednej płaszczyźnie na obydwu końcach pręta [72] (rys. 1.3). Pręty mogą być również stosowane jako wanty lub odciągi – głównie w kładkach podwieszonych. Największą zaletą prętów jest ich duża sztywność podłużna wynikająca z ich pełnego przekroju, natomiast zakotwienie w postaci

opisanego wyżej połączenia zapewnia konstrukcję jawnego przegubu, a w związku z tym zerowy moment zginający.



Rys. 1.3. Zamocowanie widelcowe want odciągowych (z prętów pełnych) w kładce przez Dunajec w Sromowcach Niżnych oraz widoczne zaniedbania utrzymaniowe w roku 2016

[źródło własne]



Rys. 1.4. Przekrój liny z drutów o różnych kształtach i z prętów równoległych

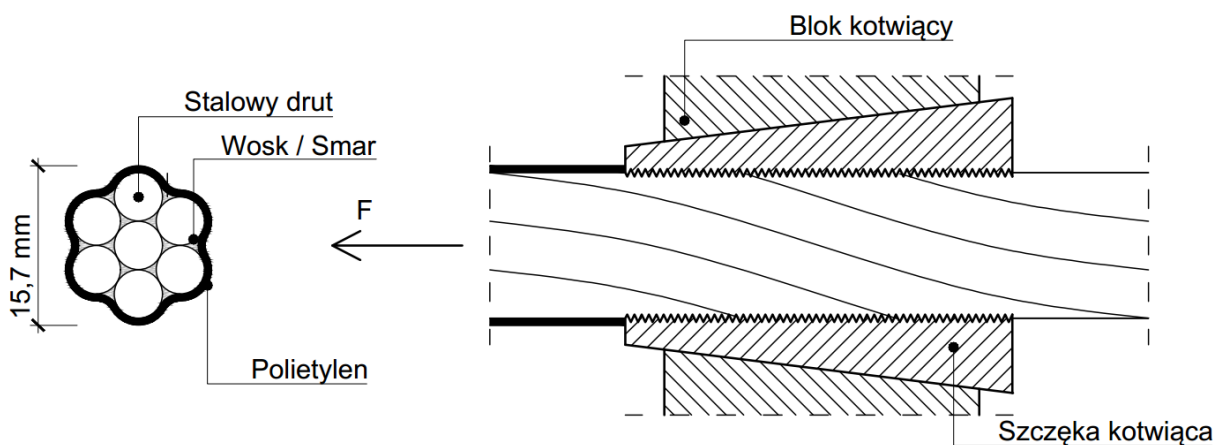
W pierwszych mostach podwieszonych w XX wieku stosowano liny pełne z drutów o różnych elementach składowych. Ze względu na przekrój można wyróżnić ich trzy rodzaje: wewnętrzne o przekroju kołowym, środkowe w kształcie prostokąta i zewnętrzne w formie litery Z (rys. 1.4).

Wszystkie druty są układane warstwami, spiralnie, na przemian wzdłuż osi kabla. Taki sposób produkcji lin sprawia, że po jej naciągnięciu druty zewnętrzne (w kształcie litery Z) zaciskają się i zachodzą na siebie tworząc szczelną zewnętrzną powłokę. Ten rodzaj ciągów jest w całości prefabrykowany. Zakotwienia tychże lin wykonuje się rozdzielając poszczególne

druty i tworząc tzw. szczotkę, którą następnie wprowadza się do głowicy zakotwienia wypełnianej rozgrzanym stopem cynku (93%), aluminium (6%) i miedzi (1%) [88].

W latach sześćdziesiątych XX wieku niemieccy projektanci Fritz Leonhardt i Wolfgang Andrä wprowadzili do swoich projektów ciągła z zastosowaniem drutów równoległych. Druty te, przeważnie o średnicy 7 mm, są uprzednio galwanizowane i w trakcie produkcji kotwione w tarczach stanowiących część zakotwienia. Końcówki drutów, po przełożeniu przez otwory, spęczniane są w odpowiednio większe od średnicy drutu główki uniemożliwiające wysunięcie się kabla z zakotwienia. Przygotowany w ten sposób zestaw drutów osłaniany jest polietylenową rurą, a przestrzenie pomiędzy drutami wypełniane są woskiem. Otrzymuje się w ten sposób ciągno o większej sztywności niż z lin zwitych.

Opisane rozwiązania to ciągła w całości prefabrykowane. Ich wadą, z utrzymaniowego punktu widzenia, jest brak możliwości wymiany pojedynczych drutów lub elementów zakotwienia. Dodatkowo liny zwite narażone są na uszkodzenia mechaniczne i wpływy atmosferyczne, które doprowadzić mogą do korozji i łuszczenia się zewnętrznych drutów. Ich zniszczenie nie tylko prowadzi do zmniejszenia nośności całego ciągła, ale także umożliwia wnikanie wody do jego wewnętrznej struktury. Przykładem mostu, na którym wystąpiła awaria kabli wyżej wymienionego rodzaju, jest most Maracaibo w Wenezueli, gdzie w latach siedemdziesiątych XX wieku zdiagnozowano ponad 500 drutów, w których pojawiły się pęknięcia [81, 88].



Rys. 1.5. Przekrój splotu i schemat jego kotwienia w bloku za pomocą szczęk

Z uwagi na awaryjność opisanych wyżej lin szukano rozwiązania odporniejszego na czynniki atmosferyczne oraz takiego, w którym istniałaby możliwość regulacji napięcia poszczególnych lin lub nawet ich wymiany w trakcie eksploatacji mostu. Sytuacja ta

doprowadziła do opracowania przez firmy takie jak Freyssinet, BBR czy VSL różnych systemów kabli podwieszających ze splotów, takich samych jak stosowane przy sprężaniu konstrukcji kablobetonowych. Pojedynczy splot składa się z 7 drutów o średnicy 5 mm ze stali sprężającej o wytrzymałości 1770 MPa lub 1860 MPa [27, 45, 72]. Sześć galwanizowanych drutów oplata spiralnie prosty siódmy; wszystkie natomiast otoczone są szczelnie polietylenem, a przestrzeń pomiędzy nimi wypełniona jest woskiem lub smarem (rys. 1.5).



Rys. 1.6. Widoczne zakotwienie pierwszego splotu wanty na budowie podwieszono mostu przez Wisłę w ciągu drogi ekspresowej S7 w Krakowie [źródło własne]

Nawinięte na bębny sploty dostarczane są na plac budowy i montowane w poszczególnych ciągach podwieszających. Każda z want składa się, w zależności od typu konstrukcji mostu, z różnej liczby splotów, które osłonięte są docelowo rurą z HDPE stanowiącej ochronę przed wpływem czynników atmosferycznych. Sploty kotwione są za pomocą szcęk w płycie kotwiącej w zakotwieniu czynnym lub biernym. W zależności od wyboru dostawcy ciągów podwieszających sploty można naciągać wszystkie razem lub po kolei, do momentu uzyskania projektowanej wartości siły naciągu [9, 11, 37, 89].

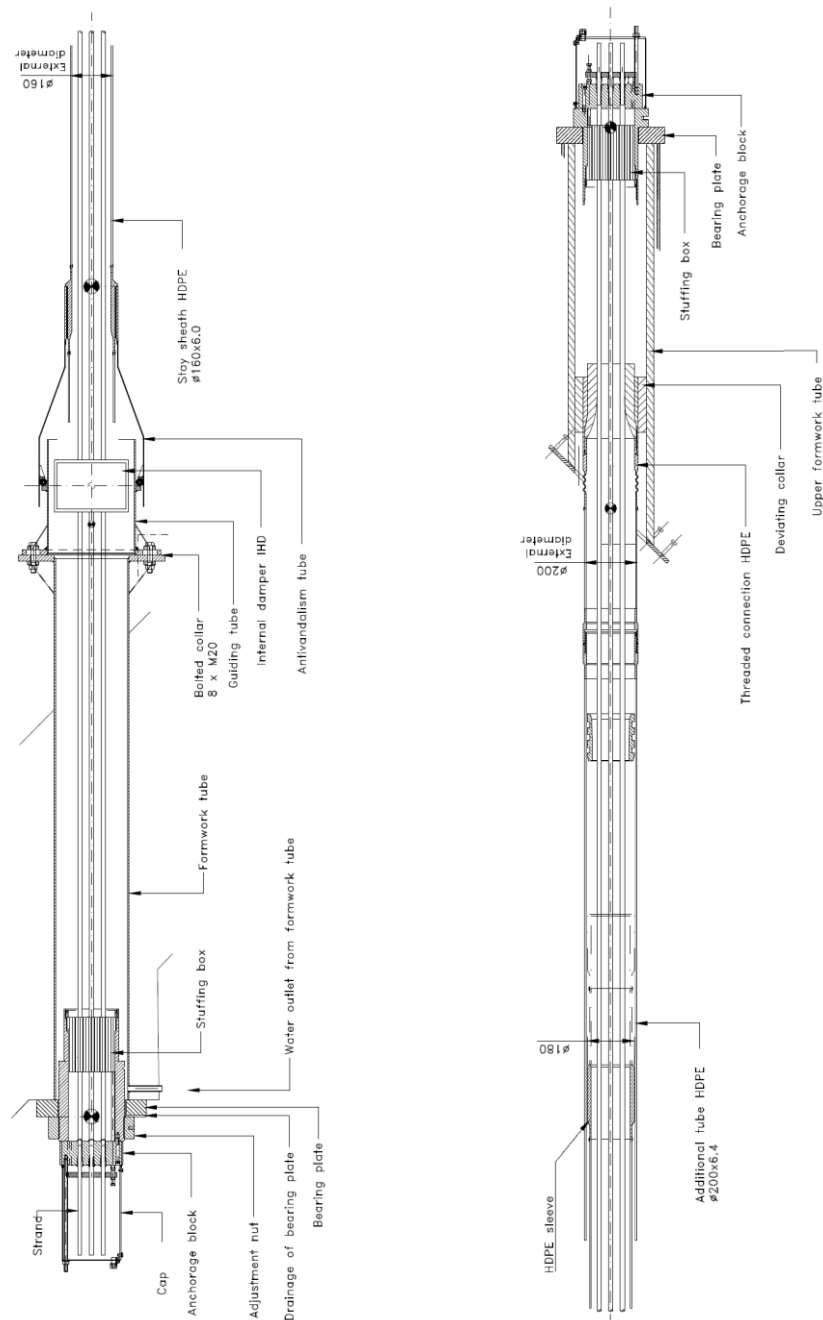
Zakotwienia czynne want powinny być instalowane w miejscach łatwo dostępnych. Nie tylko w celu umożliwienia ich regularnej inspekcji, ale również po to, by móc przeprowadzić

proces regulacji siły naciągu splotów w trakcie ich eksploatacji. Bezpośrednio w sąsiedztwie zakotwień czynnych instalowane są, jeśli jest to wymagane, tłumiki drgań want.



Rys. 1.7. Górna część zakotwienia czynnego (z lewej) wanty i widok kotwienia od spodu konstrukcji pomostu (z prawej). System HD2000 Freyssinet (most Rędziński we Wrocławiu, źródło własne)

Na rysunku 1.8 przedstawiono schematy zakotwień want mostu Rędzińskiego [15]. Zakotwienie czynne zostało w tym moście zainstalowane w dźwigarze pomostu, natomiast bierne w pylonie, w jego stalowym wewnętrznym rdzeniu. Zakotwienie czynne składa się ze stalowej rury zabetonowanej w skrajnej części przekroju płyty pomostowej. Jego dolna część jest dostępna od spodu konstrukcji (rys. 1.7). Tam znajduje się blok kotwiący, w którym zakotwione są poszczególne sploty want również ustabilizowane specjalnym uszczelnieniem. Większą część splotów pozostawiono poza zakotwieniem, co umożliwia korektę ich naciągu. Są one osłonięte specjalną kapą wypełnioną woskiem, który zabezpiecza je przed korozją. Górna część zakotwienia znajduje się nad płytą pomostową i jest dostępna z poziomu chodnika roboczego mostu (rys. 1.7). Na tym odcinku sploty przechodzą przez tłumik drgań wanty, a następnie wchodzi do osłony HDPE wanty. Całość jest ukryta pod osłoną ochronną i tzw. kołnierzem.



Rys. 1.8. Rysunki zakotwienia czynnego (z lewej) i zakotwienia biernego (z prawej). System HD2000 Freyssinet

Zakotwienie biernie umieszczone jest w stalowym rdzeniu pylonu. W przeciwieństwie do zakotwienia czynnego nie ma w nim możliwości regulacji siły naciągu, co skutkuje też mniejszą długością pozostawionych za zakotwieniem splotów. Ze względu na brak tłumika, zamiast kołnierza zastosowano tylko dodatkową rurę osłaniającą.

1.3. Wytrzymałość zmęczeniowa

Projektowanie konstrukcji stalowych według przyjętych norm [67, 71, 73, 74] opiera się w zasadniczej części na teorii stanów granicznych nośności. Stosowanie określonych współczynników materiałowych i obciążeniowych przy obranych schematach statycznych oraz wykonanej analizie statyczno-wytrzymałościowej zapewnia nieprzekroczenie granicy wytrzymałości charakterystycznej (na rozciąganie lub ściskanie) przyjętego w projekcie materiału. W przypadku mostów ważnymi (z uwagi na zjawiska zmęczeniowe) oddziaływaniami są obciążenia zmienne, które w efekcie powodują cykliczne zmiany naprężeń w elementach konstrukcji. Elementy wykazują zawsze pewien średni poziom wyężenia spowodowany ciężarem własnym, natomiast oddziaływanie pojazdów, tłumy czy temperatury powoduje ciągle odchylenia poniżej lub powyżej tego poziomu. Mimo że zakres tych zmian pozostaje w dalszym ciągu poniżej granicy wytrzymałości materiału, cykliczne zmiany naprężeń powodują w jej strukturze defekty na poziomie mikroskopowym, które mogą doprowadzić do znacznych uszkodzeń zwanych pęknięciami zmęczeniowymi. Przykłady takich awarii opisano w [81]. Są to głównie uszkodzenia stalowych elementów pomostów w miejscach, gdzie zaobserwowano znaczną koncentrację naprężeń i cykliczne ich zmiany.

1.3.1. Cykle w widmach naprężeń

Z problemem wytrzymałości zmęczeniowej spotkano się początkowo w elementach stalowych maszyn. Uszkodzenia zmęczeniowe zaczęły się pojawiać w osiach kół pierwszych lokomotyw czy w płatach skrzydeł samolotów. W mechanice pojazdów obciążenia cykliczne są znaczące, a amplitudy zmian naprężeń dużo większe niż w budownictwie, co powoduje szybsze powstawanie uszkodzeń takich elementów. Analizując dostępne dane dotyczące przebiegu zmian naprężeń w maszynach i stalowych konstrukcjach budowlanych, wyróżnić można następujące cykle [48, 90, 91]:

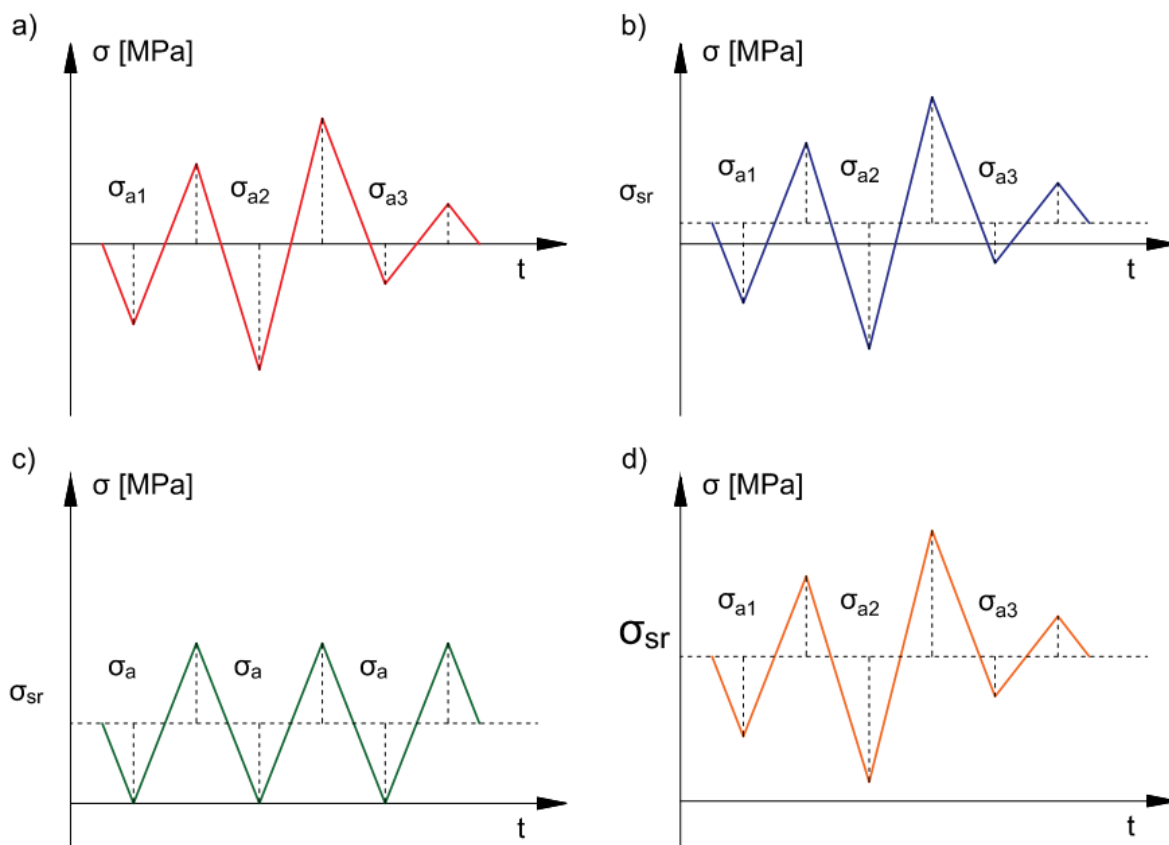
- *dwustronny wahadłowy (symetryczny)*, $R=-1$ lub $R=1$, w którym zmiany naprężeń oscylują wokół wartości zero, a amplitudy w obrębie jednego cyklu mają wartość stałą, lecz przeciwny znak (rys. 1.9.a);

- *dwustronny*, $-1 < R < 0$, gdzie zmiany naprężeń występują wokół wartości różnej od zera, ale powodują jednocześnie zmianę znaku samych naprężeń (rys. 1.9.b);

- *jednostronny odzerowo tętniący*, $R=0$, występuje w przypadku zmian o stałej amplitudzie cyklu, gdzie wartość naprężenia maksymalnego lub minimalnego jest równa zero (rys. 1.9.c);

- *jednostronny*, $0 < R < 1$, w którym naprężenia zmieniają się zgodnie z pojawiającymi się kolejno amplitudami w cyklach, ale zachowują cały czas jeden znak (rys. 1.9.d).

Parametr R to tzw. współczynnik asymetrii cyklu, wyznaczany jako stosunek $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. Jeden cykl wyznaczają dwie kolejne amplitudy σ_{ai} .



Rys. 1.9. Rodzaje cykli występujące w widmach naprężeń

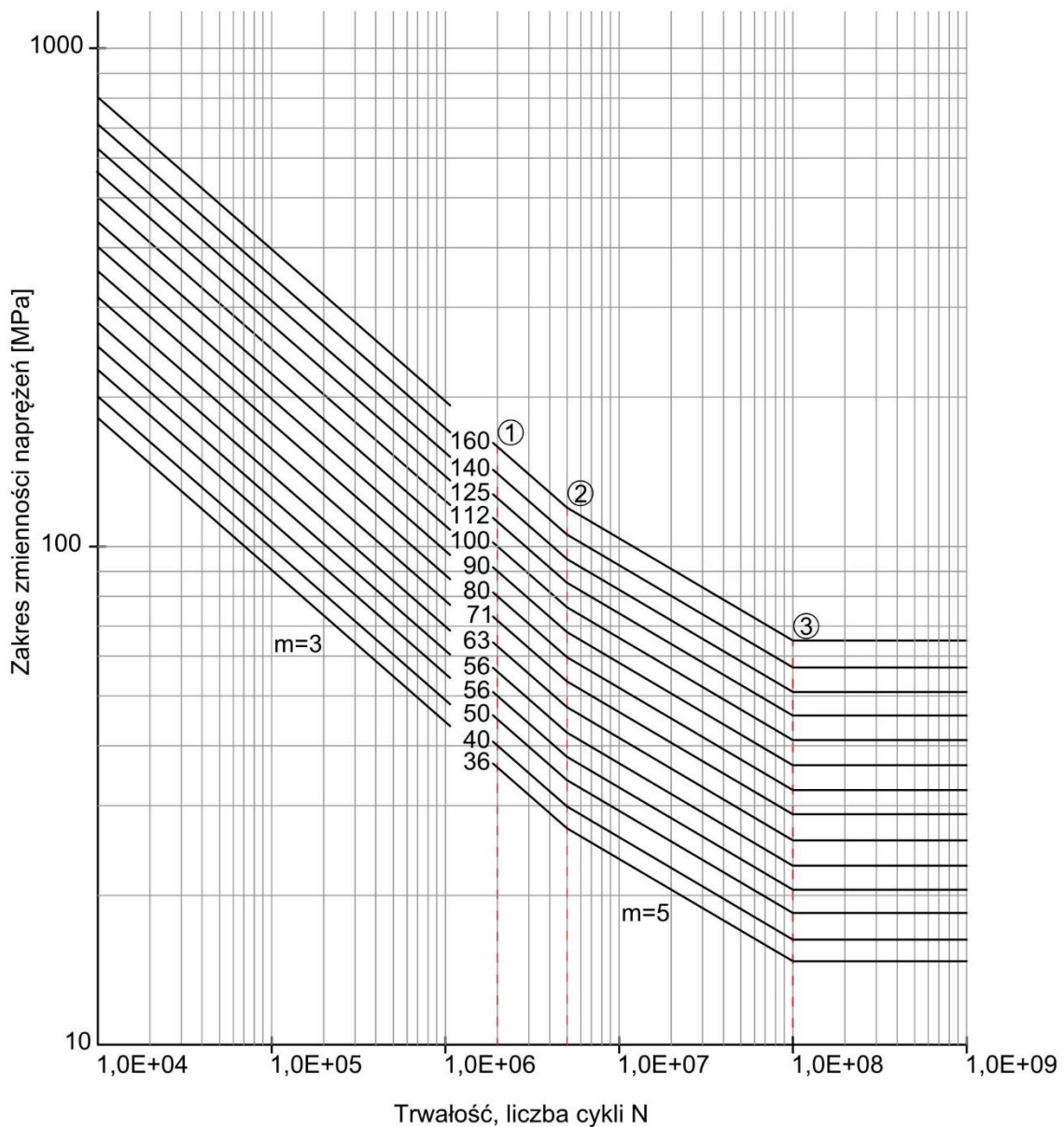
W przypadku elementów ciągowych w mostach występują cykle jednostronne, pojawiające się tylko w środkowych odcinkach want. Pozostałe typy zmian cykli ujawniają się w odcinkach przy zakotwieniach, gdzie oprócz siły osiowej na wartość naprężeń ma również wpływ pojawiający się tam moment zginający ciągnąco. Stałą siłą rozciągającą w wancie zapewnia obciążenie od ciężaru własnego pomostu, natomiast zmiany o określonych amplitudach spowodowane są obciążeniem użytkowym, podmuchami wiatru oraz zmianami temperatury w otoczeniu konstrukcji. Wzrost lub spadek siły naciągu powoduje nieliniowe zmiany momentów zginających w strefie zakotwień ciągów [35].

1.3.2. Krzywa zmęzeniowa

Obserwacja i analiza uszkodzeń doprowadziła do rozwoju licznych teorii opisywania i sposobów zliczania uszkodzeń zmęczeniowych, o których mowa będzie w dalszych rozdziałach niniejszej pracy [90, 91]. Podstawą oceny trwałości zmęczeniowej jest krzywa Wöhlera (rys. 1.10). Nazwa tego wykresu pochodzi od jego autora – niemieckiego inżyniera Augusta Wöhlera (1819–1914). Badanie, które opracował, wykonywane jest w laboratoriach po dziś dzień. Polega ono na tym, że od kilkunastu do kilkudziesięciu identycznych próbek danego metalu umieszcza się kolejno w maszynie wytrzymałościowej, przystosowanej do przekazywania cyklicznych zmian obciążeń. Każda próbka jest wstępnie rozciągana do pewnego stałego poziomu, a następnie na przemian ściskana i rozciągana ze stałą częstotliwością i amplitudą – aż do momentu zniszczenia. Kolejne próbki badane są w ten sam sposób, a jedynie wartość amplitudy przykładanego obciążenia jest inna. Po przeprowadzonym badaniu odnotowuje się dla każdej amplitudy liczbę cykli niszczących. W podobny sposób można przeprowadzić próby dla skręcania i zginania. Podstawowy wykres Wöhlera składa się z dwóch przecinających się prostych, wykreślanych w skali logarytmicznej. Punkt ich przecięcia jest umowną wartością granicy zmęczenia Z_g przy N_0 cykli obciążenia. Powyżej tej liczby cykli występują amplitudy obciążeń mniejsze od Z_g , nieobniżające w teorii wytrzymałości zmęczeniowej materiału.

Rysunek 1.10 przedstawia normową interpretację krzywej Wöhlera [73], a w zasadzie kilka wariantów tego wykresu. Kształt każdej łamanej wynika z kategorii zmęczeniowej, która zależy od analizowanego elementu konstrukcyjnego. Każdej kategorii odpowiada inny zakres zmienności naprężeń cyklicznych. W normowych wykresach Wöhlera pojawiają się 3 odcinki proste. Środkowy z nich uwzględnia modyfikację Haibacha [34], która zostanie opisana w dalszej części rozdziału.

W zależności od liczby cykli niszczących możemy wyróżnić trzy przedziały wytrzymałości zmęczeniowej. Pierwszy z nich od $\frac{1}{4}$ cyklu do 10^4 cykli to tzw. obszar wytrzymałości quasi-statycznej. Zakres zmian w tym przedziale charakteryzuje się dużą wartością amplitud naprężeń, które zbliżone są do granicy plastyczności stali. Dlatego uszkodzenia zmęczeniowe w tym obszarze mają charakter plastyczny. Od 10^4 cykli wzwyż uszkodzenia stali są mniejsze, ale częstsze są zmiany naprężeń. Dodatkowo wydziela się w tym przedziale obszar wytrzymałości niskocyklowej (do 10^5 cykli) oraz wysokocyklowej (od 10^5 cykli).



Rys. 1.10. Przykładowa krzywa Wöhlera wg [73]. Wykres przedstawia wartość zakresu zmian naprężeń (lub amplitud naprężeń) w zależności od liczby cykli niszczących (① – kategoria zmęczeniowa, ② – wytrzymałość zmęczeniowa przy stałej amplitudzie naprężeń, ③ – wytrzymałość zmęczeniowa trwała). Krzywe Wöhlera prezentowane są w skali logarytmicznej

1.3.3. Wytyczne badań zmęczeniowych

W przypadku ciągów podwieszających badania zmęczeniowe prowadzone są według wytycznych PTI, Setra oraz FiB [29, 77, 80]. Parametry przeprowadzanych badań przedstawiono w tabeli 1.2.

Tab. 1.2. Wytyczne badań zmęczeniowych [29], [77], [80]

	fib	PTI	Setra
Zakres zmian naprężeń [MPa] $\Delta\sigma$	200	159	200
Obrót szczęk kotwiących względem osi kabla [mrad] $\Delta\varphi$	10	10	10
Maksymalna częstotliwość zmian naprężeń [Hz] f	8	–	10
Liczba cykli obciążających próbkę N_c	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$
Maksymalne dopuszczalne naprężenie w trakcie próby [MPa] σ_{max}	$0,45 f_a$	$0,45 f_a$	$0,45 f_a$
Minimalne dopuszczalne naprężenie w trakcie próby [MPa] σ_{min}	$0,45 f_a -$ 200	$0,45 f_a -$ 159	$0,45 f_a -$ 200
Minimalna długość badanego splotu [m] L	3,5	3,5	5,0

Dostawca systemów podwieszenia powinien dla każdego swojego ciągu przeprowadzić serię badań zmęczeniowych, by móc przedstawić reprezentatywne krzywe zmęczeniowe.

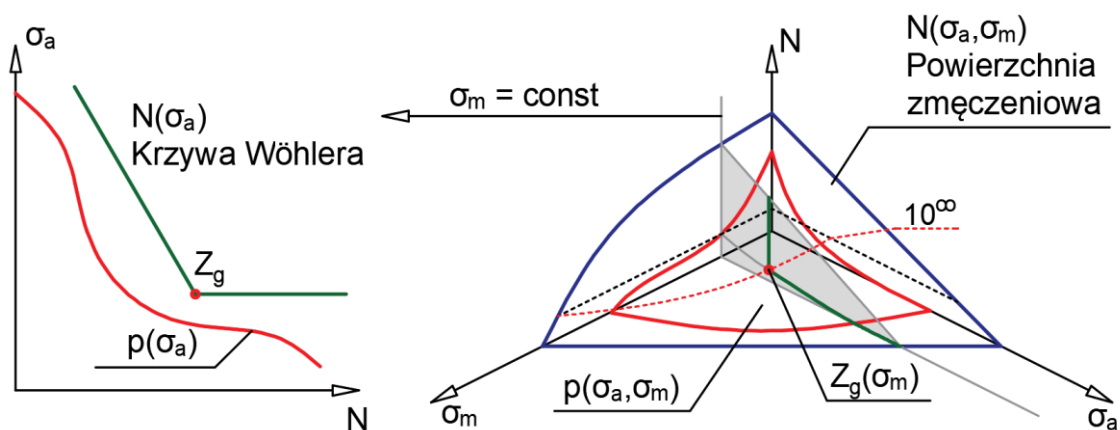
1.3.4. Powierzchnie zmęczeniowe

Badania zmęczeniowe, wykonywane zarówno przez naukowców, jak i przez dostawców systemów podwieszeń, prowadzone są z inżynierskiego punktu widzenia w warunkach ekstremalnych. Stanowią podstawę do określania warunków pracy ciągów pod kątem wytrzymałości zmęczeniowej. W dalszym ciągu brakuje jednak danych dotyczących pracy konstrukcji cięgowych w warunkach rzeczywistych i ich analizy na wpływ wytrzymałości zmęczeniowej [30, 33, 95]. Ponieważ badania zmęczeniowe prowadzone są według ściśle określonych reżimów, mogą one być analizowane zgodnie z odpowiednimi krzywymi Wöhlera. W rzeczywistych konstrukcjach przebieg zmian naprężeń ma charakter stochastyczny, a więc nie da się ustalić jednej wartości średniej i stałego poziomu zmian

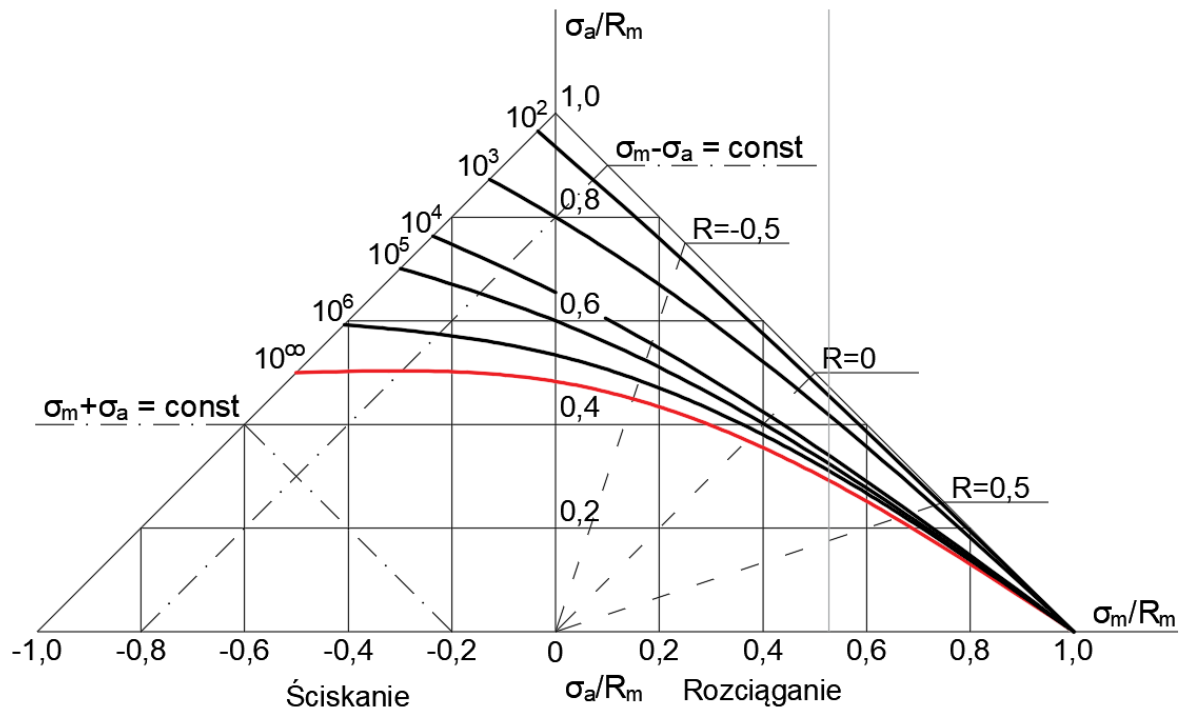
amplitud. Dlatego wiarygodniejszym narzędziem do analizowania pomiarów rzeczywistych zmian naprężeń są powierzchnie zmęczeniowe [91].

Powierzchnie te są wykreślane w trójwymiarowym układzie współrzędnych. Na jednej osi poziomej zaznaczane są średnie wartości naprężeń σ_m , a na drugiej odpowiadające im zmiany amplitud naprężeń σ_a . Oś prostopadła do nich odpowiada liczbom cykli N . W ogólnym ujęciu powierzchnię tę opisuje funkcja $N(\sigma_m, \sigma_a)$. Dokładnego opisu tej powierzchni dokonał Heywood w pracy [38]. Powierzchnia została dodatkowo przecięta warstwicami odpowiadającymi kolejnym liczbom cykli (10^n). Rzut z góry takiej powierzchni przedstawia rysunek 1.12.

Warstwica oznaczona jako 10^∞ wyznacza granicę między obszarem ograniczonej i nieograniczonej wytrzymałości zmęczeniowej. Jej kształt zbliżony jest do wykresu Haigha [91], łączącego zależność między naprężeniami średnimi i ich amplitudami. Wykreślić go można wykonując serie badań zmęczeniowych przy różnych naprężeniach średnich, uzyskując kolejne granice wytrzymałości zmęczeniowych Z_g . Na tej podstawie łatwo zauważyć, że kolejne przekroje pionowe powierzchni zmęczeniowej tworzą krzywe Wöhlera – przekrój zaznaczony szarą linią na rysunku 1.12.



Rys. 1.11. Schematyczne powiązanie między krzywą Wöhlera a powierzchnią zmęczeniową



Rys. 1.12. Wykres zmęczeniowy Heywooda

1.3.5. Wytrzymałość zmęczeniowa w ujęciu normowym

Eurokod [72] dotyczący projektowania elementów ciągowych podaje podstawowe wymagania odnośnie do wymiarowania i ogólnie pojętej trwałości. Stanowi również uzupełnienie stalowej euronormy mostowej i zmęczeniowej [67], [73]. W wymienionej normie wyróżnia się trzy grupy elementów ciągowych przedstawione w tabeli 1.3. W przypadku mostów podwieszonych najbardziej rozpowszechnionymi i najczęściej stosowanymi ciągami są te z grupy C.

Tab. 1.3. Podział ciągów na grupy wg [72]

Grupa	Element składowy ciągu	Konstrukcja ciągu
A	Pręt okrągły	System prętów; pręt do sprężania
B	Druty okrągłe	Lina splotowa jednozwita
	Druty okrągłe i zetowe	Lina zamknięta
	Druty okrągłe i splotki	Lina splotkowa
C	Druty okrągłe	Splotka o linowym styku drutów
	Druty okrągłe	Wiązka równoległych drutów
	Splotka z siedmiu drutów	Wiązka równoległych splotek

W trakcie projektowania cięgien należy spełnić warunki stanów granicznych nośności i użyteczności. Stan graniczny użyteczności zawiera dwa kryteria: deformacji lub drgań oraz stanu sprężystego. Z punktu wytrzymałości zmęczeniowej istotne jest kryterium drugie. Dotyczy ono ograniczenia dopuszczalnych naprężeń w cięgnie w trakcie montażu f_{const} i podczas eksploatacji f_{SLS} . Warunki te przedstawiono w tabeli 1.4, gdzie σ_{uk} odpowiada charakterystycznym naprężeniom pochodzącym od siły zrywającej cięgno. Zgodnie z [45] dla cięgien mostów podwieszających przyjęto $\sigma_{uk} = 1860$ MPa.

Tab. 1.4. Naprężenia graniczne w cięgnach wg [72] w różnych fazach eksploatacji

Stan montażu cięgien	f_{const}
Kilka godzin po zainstalowaniu cięgien	$0,60\sigma_{uk}$
Po zainstalowaniu pozostałych cięgien	$0,55\sigma_{uk}$
Warunki obciążenia	f_{SLS}
Oddziaływanie zmęczeniowe z uwzględnieniem zginania	$0,50\sigma_{uk}$
Oddziaływanie zmęczeniowe bez uwzględnienia zginania	$0,45\sigma_{uk}$

W przypadku braku badań lub wytycznych do analiz zmęczeniowych cięgien Eurokod podaje krzywą Wöhlera z odpowiednimi parametrami krzywych oraz kategorie zmęczeniowe dla każdej z trzech grup, których wartości wynoszą:

- Grupa A: $\Delta\sigma = 105$ MPa
- Grupa B: $\Delta\sigma = 150$ MPa
- Grupa C: $\Delta\sigma = 160$ MPa

Odpowiednio zwiększone są też współczynniki nachylenia krzywych:

- Dla liczby cykli do 10^6 : $m=4$
- Dla liczby cykli od 10^6 : $m=6$

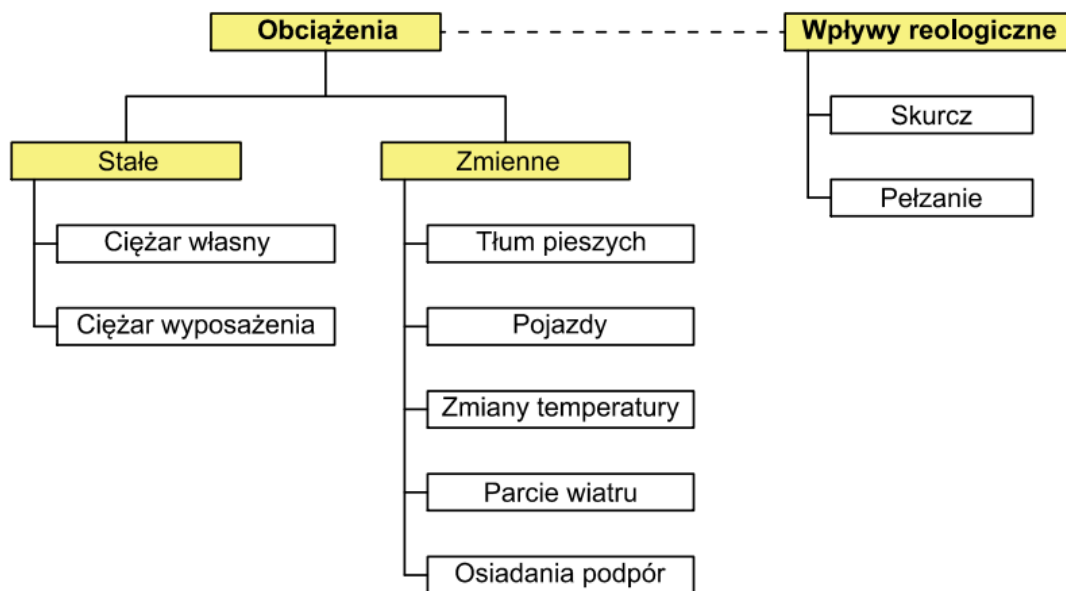
Parametry te są uzupełnieniem zestawu krzywych przedstawionych na rysunku 1.10. Dodatkowo załącznik podaje dane dotyczące badań zmęczeniowych cięgien.

- Maksymalna wartość naprężeń w próbie: $0,45\sigma_{uk}$
- Zakres zmian naprężeń: $1,25\Delta\sigma$
- Obrót szczęk kotwiących: $0 - 10$ mrad
- Liczba cykli obciążających próbkę $2 \cdot 10^6$

Przy uwzględnieniu danych dla grupy C otrzyma się te same wytyczne (zamieszczone w tabeli 1.2), które podają europejskie instytucje, takie jak fib oraz Setra.

1.4. Oddziaływania na konstrukcje mostowe

Współczesne mosty podwieszane to w większości konstrukcje statycznie niewyznaczalne, a co za tym idzie, podatne na działanie zarówno obciążeń mechanicznych, jak i niemechanicznych. Ponadto konstrukcje mostowe cały czas poddawane są znacznym obciążeniom dynamicznym. Na podstawie norm obciążeniowych [68, 70] do obciążeń stałych zalicza się ciężar własny i wyposażenia konstrukcji. Obciążenia zmienne stanowią: ciężar tłumu, pojazdów, zmiany temperatury, parcie wiatru i osiadanie podpór. Z punktu widzenia wytrzymałości zmęczeniowej materiałów najistotniejsze są te oddziaływania na konstrukcję, które w krótkim czasie powodują szybkie zmiany wartości sił wewnętrznych, a co za tym idzie, zmiany naprężeń w wybranych przekrojach elementów konstrukcyjnych.



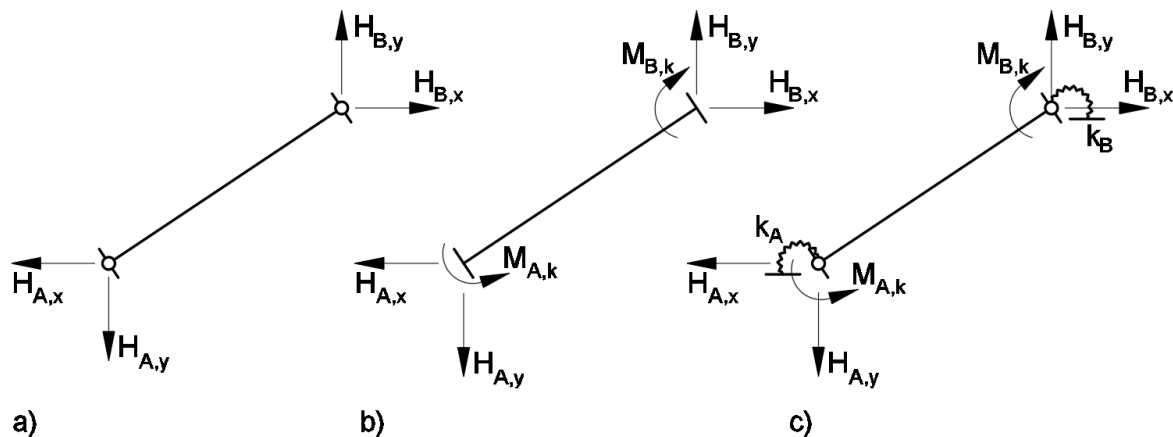
Rys. 1.13. Klasyfikacja sił działających na konstrukcje mostowe wg [68], [70]

Przechodzenie tłumu, przejazd pojazdów i oddziaływanie wiatru wywołują także drgania elementów konstrukcyjnych, powodując ich dodatkowe odkształcenia. Osobną grupą, nie tyle obciążeń, co czynników powodujących zmiany naprężeń w elementach konstrukcyjnych, są siły zastępcze od sprężenia oraz wpływy reologiczne, czyli skurcz i pełzanie. Dokładny wpływ poszczególnych rodzajów obciążeń na wyężenie elementów konstrukcji zostanie przedstawiony w rozdziale 5 rozprawy, gdzie przeprowadzono analizę danych z systemu monitorowania mostu Rędzńskiego w oparciu o jego model MES, w celu ustalenia wpływu poszczególnych rodzajów obciążenia na wyężenie want.

1.5. Siły wewnętrzne w wantach

1.5.1. Statyka ciągna

Zgodnie z przytoczoną w podrozdziale 1.2 definicją ciągna zakłada się w podstawowym modelu obliczeniowym wanty, że przenosi on tylko siły osiowe, natomiast zakotwienia modelowane są jako połączenia przegubowe (rys. 1.14a). Ciężno traktujemy wtedy jako element wiotki ($EI = 0$; $EA \neq 0$). Uproszczenie można stosować w modelach służących do prostych obliczeń wstępnych lub globalnej analizy konstrukcji. Połączenie przegubowe wanty z pomostem lub pylonem jest dozwolone przy zastosowaniu w konstrukcji połączeń widelcowych. Obserwacje i analiza pracy istniejących mostów podwieszonych i extradosed [22, 76, 87] wskazują jednak na problem związany ze zmianą momentów zginających w strefie ich zakotwień.



Rys. 1.14. Schematy statyczne lin podwieszających:

a) zamocowanie przegubowe, b) zamocowanie sztywne, c) zamocowanie sprężyste

W przypadku dużych mostów podwieszonych stosuje się wanty posiadające od kilkunastu do kilkudziesięciu splotów. Założenie, że wartość sztywności na zginie EI wynosi zero, jest błędne, dlatego połączenie pomostu lub pylonu z wantą należy modelować jako połączenie sztywne lub za pomocą rotacyjnych więzi sprężystych o indywidualnie wyliczonych parametrach (rys. 1.14c). Sztywność takiej więzi zależy od rodzaju i liczby splotów oraz od sposobu kotwienia i ewentualnych dodatkowych urządzeń, jak np. tłumiki drgań. W siodłach mostów extradosed, gdzie kable podwieszające przechodzą przez pylon, również dochodzi do zginania splotów.

Moment zginający w zakotwieniu pojawia się głównie z powodu zmian zwisu ciężka, wywołanych spadkiem lub wzrostem siły naciągającej. Zmianę siły naciągu powoduje szereg

czynników. Podstawowym z nich są oczywiście obciążenia ruchome od pojazdów poruszających się po moście. Wpływ na zmianę siły naciągu mają także roczne i dobowe wahania temperatury. Temperatura wpływa również na odkształcenia pomostów i pylonów, w których ciągna są kotwione. W związku z tym zakotwienia doznają przemieszczeń lub obrotów. Długotrwały wpływ mają również zjawiska reologiczne, które powodują zmiany sztywności elementów konstrukcji, a co za tym idzie, redystrybucję sił wewnętrznych we wszystkich jej częściach [16, 17, 18, 19, 20]. Ze względu na trudność ustalenia, który czynnik powoduje największe zmiany, wygodnie jest bazować na pomiarach siły naciągu lub na ustaleniu zakresu jej wartości. Oszacowaną siłą naciągu można wtedy obciążać odseparowany model obliczeniowy wanty w celu określenia wyężenia jej poszczególnych splotów i przekrojów.

Ponieważ zwis, czyli przemieszczenie ciągna, ma wpływ na zmiany występujących w nim sił wewnętrznych, należy do zagadnienia zastosować podejście nieliniowe. W tym przypadku wygodnym narzędziem są obliczenia MES lub zastosowanie równań różniczkowych krzywej zwisu ciągna niewiotkiego [35]. Równanie takie przedstawia się następująco:

$$y = C_1 \operatorname{ch}(kx) + C_2 \operatorname{sh}(kx) + \frac{qx^2}{2H} + C_3x + C_4 \quad (1.1)$$

$$k^2 = \frac{H}{EI} \quad (1.2)$$

gdzie:

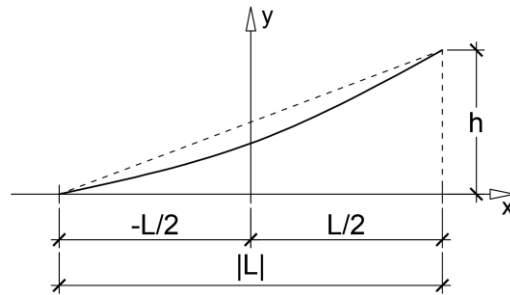
- y,x – współrzędne wg rys. 1.15.
- q – obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż ciągna,
- H – siła naciągu ciągna,
- EI – sztywność giętna ciągna.

Po trzykrotnym zróżniczkowaniu równania zwisu otrzyma się kolejno równania kątów obrotu ciągna, momentów zginających oraz sił tnących.

$$y' = C_1 k \operatorname{sh}(kx) + C_2 k \operatorname{ch}(kx) + \frac{qx}{M} + C_3 \quad (1.3)$$

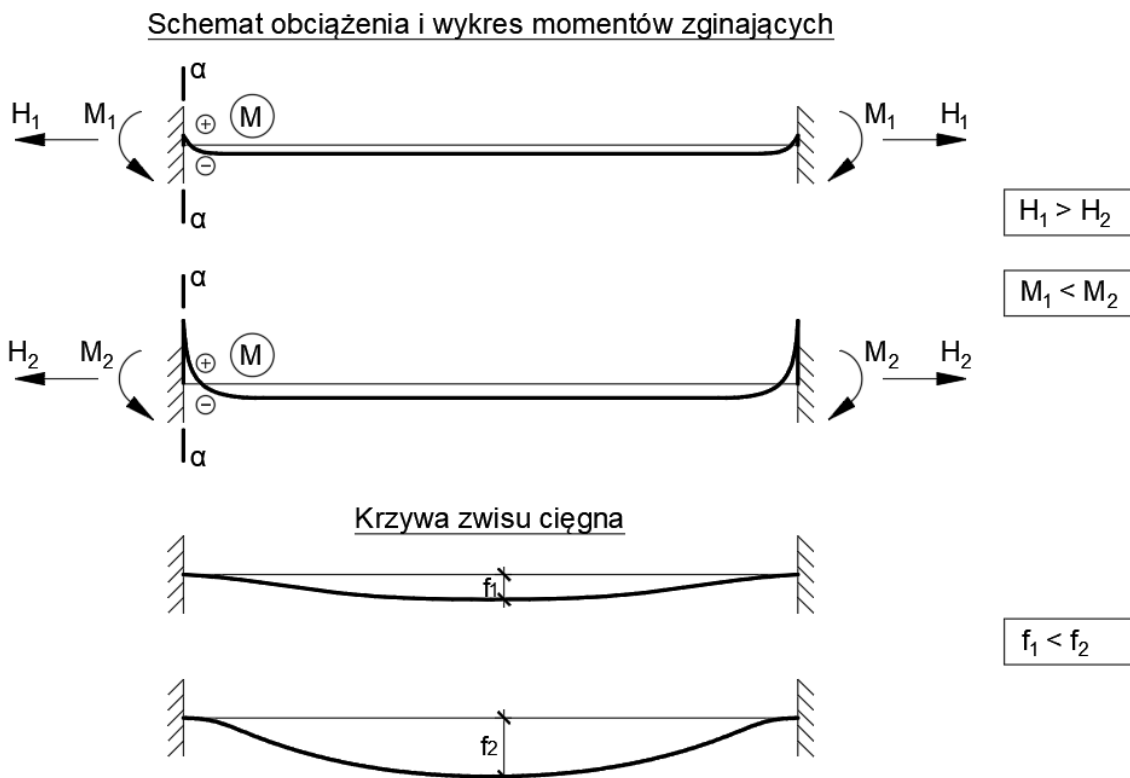
$$y'' = \frac{M}{EI} = C_1 k^2 \operatorname{ch}(kx) + C_2 k^2 \operatorname{sh}(kx) + \frac{q}{H} \quad (1.4)$$

$$y''' = \frac{Q}{EI} = C_1 k^3 \operatorname{sh}(kx) + C_2 k^3 \operatorname{ch}(kx) \quad (1.5)$$



Rys. 1.15. Schemat cięgna niewiotkiego

Interpretując rozwiązania równań różniczkowych niewiotkiego cięgna łatwo zauważyć nieliniowe powiązanie między siłą naciągu, zwisem cięgna i pojawiającym się w strefie zakotwienia wzrostem momentu zginającego. Mniejsza siła naciągu H powoduje większy zwis, który z kolei powoduje pojawienie się wzrostu momentu zginającego w strefie podparcia. Sytuację tę obrazuje rysunek 1.16.



Rys. 1.16. Związek pomiędzy siłą naciągu, zwisem i momentem zginającym w cięgnię niewiotkim

W celu redukcji wpływu momentów zginających w samym zakotwieniu, stosuje się odpowiedni kąt obrotu urządzenia, tak by oś zakotwienia była styczna do początkowej

krzywizny zwisu kabla. Dodatkowo w samych blokach kotwiących wykonuje się specjalne wyokrąglenie (sfazowanie krawędzi) [45]. Takie rozwiązanie nie powoduje jednak zaniku naprężeń pochodzących od momentu zginającego pojawiającego się w zakotwieniu, ale zapewnia ich równomierny rozkład na dłuższym odcinku splotu. Innymi słowy, zapobiega koncentracji naprężeń w jednym punkcie splotu. Dodatkowo stosuje się wstępne obroty samych zakotwień, by ich osiowe ułożenie było możliwie styczne do teoretycznej krzywej zwisu w punkcie podparcia.

W zależności od przyjętego schematu statycznego ciągu obserwuje się zróżnicowany wpływ obciążeń na wartości sił wewnętrznych – zarówno w całym ciągu, jak i w strefie jego zakotwienia. Również rodzaje poszczególnych obciążeń inaczej wpływają na wyężenie, a co za tym idzie, na wytrzymałość zmęczeniową splotów. Analiza takiego wpływu zostanie przedstawiona na przykładzie danych z systemu monitorowania mostu Rędzińskiego w rozdziale 6.

1.5.2. Ciężar własny

W mostach podwieszonych ciężar własny i ciężar wyposażenia jest przekazywany poprzez wanty prawie w całości na pylon. Jest to obciążenie, które ze względu na długotrwałość oddziaływania determinuje siłę naciągu w każdej z want. Zmiany sił naciągu, jakie mogą wynikać z obciążenia stałego, to wpływ efektów reologicznych (pełzania i skurczu betonu oraz relaksacji stali). Skutki tych zjawisk zauważalne są w konstrukcji dopiero po kilku latach od oddania obiektu do eksploatacji [92, 94].

1.5.3. Obciążenie taborem samochodowym

Głównym obciążeniem zmiennym, jakie przenoszą konstrukcje mostowe, jest obciążenie pochodzące od ruchu pojazdów, zarówno samochodowych, jak i kolejowych. Na wielkość zmian wywołanych tym obciążeniem wpływ ma kilka następujących czynników [55]:

- klasa drogi lub kategoria linii kolejowej, w ciągu której most się znajduje,
- wielkość przejeżdżających pojazdów i częstotliwość przejazdów,
- przyjęte rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe.

Współczesne obiekty mostowe projektowane są według Eurokodów, w których problematyka wytrzymałości zmęczeniowej została szeroko przeanalizowana, a mimo to zagadnienie to stanowi wciąż poważny problem [1, 49, 56, 57, 59, 82, 84]. Jednak znaczna część polskich mostów, które zostały oddane do użytku kilka, a nawet kilkadziesiąt lat temu, została zaprojektowana według przepisów zawartych w starych polskich normach [67, 68, 69].

W związku z tym należy przeanalizować i porównać zalecenia krajowe i europejskie. Ze względu na zakres tematyczny rozprawy zostaną w tym punkcie szerzej przeanalizowane obciążenia mostów drogowych.



Rys. 1.17. Podział jezdni na pasy umowne i obszar pozostały (w – szerokość jezdni, w_1 – szerokość pasa umownego, ① ② ③ – numeracja pasów umownych, ④ – obszar pozostały) [68]

W normach europejskich [70] wyróżnia się modele obciążenia zmiennego (oznaczenie LM) służące do podstawowego wymiarowania konstrukcji oraz indywidualne modele obciążenia zmęczeniowego. Wszystkie te modele są natomiast rozmieszczane na trzech takich samych pasach umownych i w obszarze pozostałym. Na rysunku 1.17 pokazano schemat podziału nawierzchni pomostu na takie pasy. Na pasach umieszczane jest zarówno obciążenie ciągłe, jak i skupione, które w normie zostało podzielone na 4 kategorie. Model obciążenia 1 (LM1) składa się z trzech zestawów sił skupionych zwanych tandemami (TS) przypadających na jeden pas oraz z obciążeń ciągłych (UDL). Ich rozmieszczenie na pasach określają załączniki krajowe. Model ten jest stosowany do najbardziej ogólnych sytuacji obliczeniowych. Kolejny zestaw (LM2) odwzorowuje nacisk jednej osi pojazdu. Stosowany jest do sprawdzania krótkich elementów konstrukcyjnych. Model LM3 zawiera zestaw osi obciążenia specjalnego, określanego w załączniku krajowym. Wszystkie określone powyżej modele zawierają w sobie tzw. nadwyżkę dynamiczną w wartościach charakterystycznych obciążeń. Według tak dobranych modeli obciążeniowych po przypisaniu im współczynników bezpieczeństwa według [70] wymiaruje się elementy konstrukcyjne mostów bez uwzględnienia zjawisk zmęczeniowych. W celu przeprowadzenia takiej analizy opracowano w Eurokodach osobne modele obciążenia zmęczeniowego (MOZ) opisane w tabeli 1.5. Modele te służą do określania widm naprężeń i ich ekstremalnych wartości w poszczególnych elementach konstrukcji.

Tab. 1.5. Modele obciążeń zmęczeniowych taborem samochodowym wg [70]

Model obciążenia zmęczeniowego	Zakres stosowania	Typ obciążenia
MOZ 1	<ul style="list-style-type: none"> • Wyznaczanie naprężeń ekstremalnych. • Sprawdzenie, czy trwałość zmęczeniową można uznać za nieograniczoną. 	Model obciążenia podobny do LM1. Stanowi on 70% obciążenia skupionego TS i 30% obciążeń równomiernych UDT.
MOZ 2	<ul style="list-style-type: none"> • Wyznaczanie naprężeń ekstremalnych. • Sprawdzenie, czy trwałość zmęczeniową można uznać za nieograniczoną. 	Obciążenie pochodzące od wyidealizowanych „częstych” samochodów ciężarowych.
MOZ 3	<ul style="list-style-type: none"> • Wyznaczanie naprężeń ekstremalnych. • Ocena trwałości zmęczeniowej wg krzywych wytrzymałości zmęczeniowej 	Obciążenie pochodzące od modelowego pojazdu składającego się z zestawu czterech osi.
MOZ 4	<ul style="list-style-type: none"> • Wyznaczenie widma zakresów naprężeń. • Ocena trwałości zmęczeniowej wg krzywych wytrzymałości zmęczeniowej 	Obciążenie pochodzące od wyidealizowanych „standardowych” samochodów ciężarowych.
MOZ 5	<ul style="list-style-type: none"> • Wyznaczenie widma zakresów naprężeń. • Ocena trwałości zmęczeniowej wg krzywych wytrzymałości zmęczeniowej 	Obciążenie określane na podstawie danych z pomiaru ruchu drogowego.

W normie polskiej [68] zdefiniowano natomiast dwa rodzaje pojazdów: K i S, brane do obliczeń statycznych jako układy sił skupionych, oraz obciążenie ciągłe pojazdami S. Zostały one podzielone na 4 klasy: A, B, C, D, definiujące ich wartości charakterystyczne. Obciążenia

od pojazdu K lub S są zwiększane poprzez obliczany według wzorów zawartych w [68] współczynnik dynamiczny i współczynniki bezpieczeństwa, zależne od układu obciążeń (podstawowego, dodatkowego lub wyjątkowego). Takie modele obliczeniowe stanowią podstawę do obliczeń konstrukcji zarówno w zakresie stanów granicznych nośności, jak i użyteczności. W polskiej normie brakuje osobnych modeli obciążeń do obliczania wytrzymałości zmęczeniowej elementów konstrukcyjnych. Problem zmęczenia poruszany jest natomiast w załączniku normy stalowej [67], gdzie zgodnie z zawartą tam procedurą, określany jest współczynnik zmęczeniowy m_{zw} . Naprężenia pochodzące od obciążeń taborem z układu podstawowego dzieli się przez wartość tego współczynnika i dopiero tak skorygowane ich wartości wykorzystuje się do wymiarowania przekroju. Współczynnik m_{zw} zależy od rodzaju stali, długości badanego elementu oraz geometrii i umiejscowienia sprawdzanego przekroju. Dodatkowy parametr ρ będący współczynnikiem asymetrii cykli określa wzór (1.6) i jest stosunkiem naprężeń minimalnych do maksymalnych.

$$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \quad (1.6)$$

W zależności od rodzaju cyklu obciążającego element wartości naprężeń przyjmują różne lub jednakowe znaki. Wartości współczynnika asymetrii mieszczą się w przedziale od -1 do 1 .

W przypadku, gdy wyliczony współczynnik m_{zw} będzie większy od 1 , wpływu zmęczenia nie należy uwzględniać.

1.5.4. Obciążenie tłumem

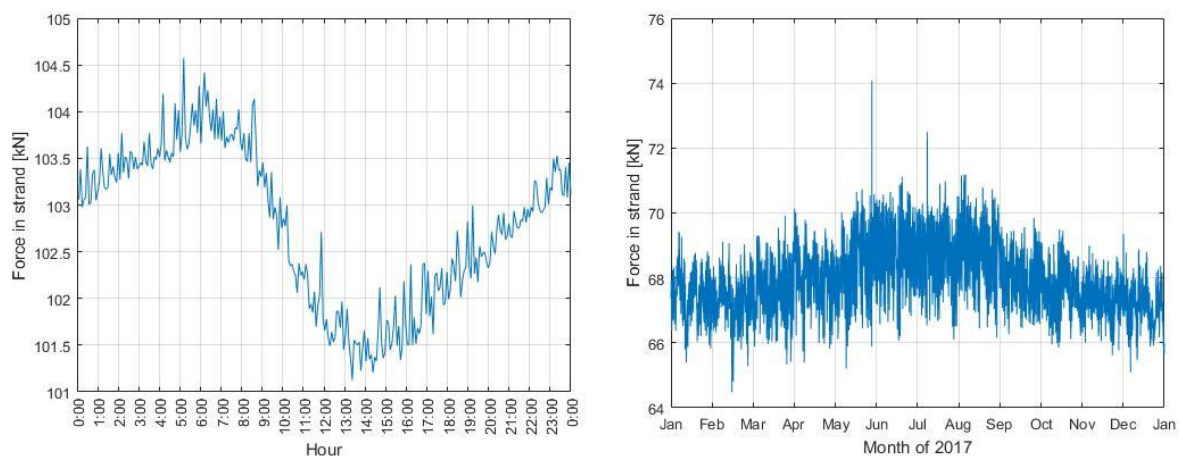
Obciążenie tłumem nie odgrywa znaczącej roli w analizie wytrzymałości zmęczeniowej mostów, w których dominującym obciążeniem są siły od ruchu pojazdów samochodowych, pociągów lub tramwajów. W Eurokodzie przewidziano model obciążenia LM4 dla obciążeń pochodzących od tłumy, a w przepisach krajowych wielkość tego obciążenia zależy od obliczanego elementu konstrukcji [70]. W obydwu przypadkach obciążenie to jest większe w przypadku obliczania kładek dla pieszych, dla których nigdy nie odnotowano poważnych uszkodzeń natury zmęczeniowej, natomiast poważniejszym problemem okazuje się ochrona korozyjna ich elementów [22]. Trwałość kładek, a zarazem ich elementów konstrukcyjnych, w tym również ciągów, zależy przede wszystkim od ich cech dynamicznych [36]. W kładkach wrażliwych na wzbudzenie drgań mogą pojawić się duże przemieszczenia, powodując nagłe uszkodzenia niektórych elementów konstrukcyjnych. Nie są to jednak uszkodzenia natury

zmęczeniowej – długotrwałe, ciągłe i cykliczne zmiany naprężeń. W związku z tym wpływ obciążeń ruchem pieszych nie będzie w niniejszej rozprawie uwzględniany.

1.5.5. Zmiany temperatury

Wpływ zmian temperatury na siły wewnętrzne (naprężenia w elementach konstrukcji) występuje w konstrukcjach statycznie wyznaczalnych i niewyznaczalnych, przy czym w mostach, zbudowanych często z różnych materiałów oraz elementów o innych parametrach geometrycznych, wpływ ten jest szczególnie istotny. Pylony, pomosty i wanty to całkowicie różne elementy, jeżeli określi się ich parametry geometryczne i weźmie pod uwagę materiał, z którego je zbudowano. Co za tym idzie, w inny sposób reagują one na zmiany temperatury. Dodatkowo na różny poziom nagrzewania i oziębiania elementów mają wpływ wymiary ich przekroju poprzecznego czy usytuowanie obiektu mostowego. Przykładowo, temperatury na wierzchołku pylonu i w jego podstawie zmieniają się z inną prędkością. Jeżeli most jest usytuowany równoleżnikowo, to konstrukcja północna i południowa również zachowują się inaczej w zakresie zmian termicznych.

Zmiany temperatur można podzielić na cykle dobowe (dzień/noc) i roczne (lato/zima) (rys. 1.18). Analizując dostępne pomiary z różnych typów konstrukcji [2, 3, 4, 60, 86], można zauważyć, że amplitudy zależności zmian naprężeń od zmian temperatury są dużo większe niż od obciążeń pojazdami. Z punktu widzenia wytrzymałości zmęczeniowej zmiany te nie mają znaczącego wpływu na jej graniczną wartość. Jednak w interpretacji długotrwałych wartości pomiarowych wpływ temperatury należy uwzględnić, ponieważ określa on zmianę średniej wartości siły naciągu w splocie wanty.



Rys.1.18. Dobowy i roczny przebieg naprężeń w splocie losowo wybranej wanty mostu Rędzińskiego

1.5.6. Parcie wiatru

Oddziaływanie wiatru jest, obok obciążenia pojazdami, drugim obciążeniem długotrwałe i intensywnie oddziaływającym na konstrukcje podwieszane. Ze względu na dużą losowość podmuchów wiatru niemożliwe jest określenie jednoznacznego modelu obciążeniowego, a tym bardziej jego zmęczeniowego odpowiednika. Eurokod [72] zaleca, by rozpatrywać osobno efekty statyczne i dynamiczne tego obciążenia. Zjawiska dynamiczne [24, 25], których wystąpienie należy sprawdzić w konstrukcji, to uderzenie przy turbulentnym przepływie powietrza, wzbudzenie wirowe, galopowanie [24]. Zjawiska te powodują duże i gwałtowne zmiany naprężeń w splotach ciągów, co może znacząco obniżyć ich wytrzymałość zmęczeniową, tak jak to miało miejsce m.in. na moście podwieszonym w Dubrowniku w 2005 roku oraz na moście Erazma w Rotterdamie w połowie lat dziewięćdziesiątych XX wieku [88]. Gwałtowna zmiana naprężeń o dużej amplitudzie może prowadzić do istotnych, z punktu niskocyklowej wytrzymałości zmęczeniowej, odkształceń plastycznych.

1.5.7. Obciążenia mostów kolejowych

Eurokod [70] przewiduje 4 modele obciążenia taborem kolejowym:

- model 71 (oraz SW/0) odpowiadający normalnemu ruchowi kolejowemu,
- model SW/2 reprezentujący ciężki ruch towarowy,
- model HSLM dla pociągów pasażerskich poruszających się z prędkością powyżej 200 km/h,
- model „pociągu bez ładunku”.

Inaczej niż w przypadku obciążeń drogowych, współczynnik dynamiczny należy dla pojazdów kolejowych wyliczać indywidualnie, jednak jest on stosowany tylko do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych. Stosowanie go przy obliczeniach zmęczeniowych nie jest dozwolone. W związku z tym załącznik normatywny normy [70] podaje typy tzw. pociągów zmęczeniowych, których jest 12, oraz osobną procedurę obliczeń zmęczeniowych wykorzystujących te modele.

Ponieważ niniejsza rozprawa dotyczy podwieszanego mostu drogowego, nie jest wymagane dokładniejsze opisywanie modeli obciążeń kolejowych. Problem uszkodzeń zmęczeniowych mostów kolejowych stanowi ponadto osobny i złożony problem. Z tego też powodu podwieszane mosty kolejowe, szczególnie na liniach dużych prędkości, nie są powszechne. Zdarzają się jednak projekty i realizacje tramwajowych mostów extradosed, jak np. estakada w ciągu trasy szybkiego tramwaju w Krakowie [62]. Eurokod nie podaje osobnych wytycznych dotyczących obciążeń zmęczeniowych taborem tramwajowym.

1.5.8. Wnioski

Porównując przedstawione sposoby oceny wpływu sił pochodzących od obciążeń pojazdami na wytrzymałość zmęczeniową, widzimy znaczącą różnicę w podejściu do tego problemu pomiędzy normami krajowymi i Eurokodem. Procedura w polskiej normie jest zdecydowanie uproszczona i nie uwzględnia tylu istotnych parametrów ruchu co Eurokod. W przepisach europejskich uwzględniono możliwość oceny trwałości zmęczeniowej na podstawie obserwacji i pomiarów rzeczywistych konstrukcji (model obciążenia zmęczeniowego nr 5), jednak nie sprecyzowano dokładnej procedury. *Niniejsza rozprawa będzie dlatego próbą opracowania wstępnych zasad oceny trwałości zmęczeniowej ciągów w mostach podwieszonych na podstawie danych uzyskanych z systemu monitorowania rzeczywistej konstrukcji mostowej.*

1.6. Probabilistyczne ujęcie procesów zmęczeniowych

Opisane w poprzednim punkcie modele obciążeń w trakcie obliczeń dają wyniki czysto teoretyczne, tzn. widma naprężeń w analizowanych przekrojach przedstawiają powtarzające się, symetryczne cykle o stałym zakresie amplitud. Takie wyniki stanowią pierwszą prognozę wytrzymałości zmęczeniowej projektowanej konstrukcji, a po pewnym czasie od oddania jej do eksploatacji są punktem odniesienia do analiz na podstawie pomierzonych danych.

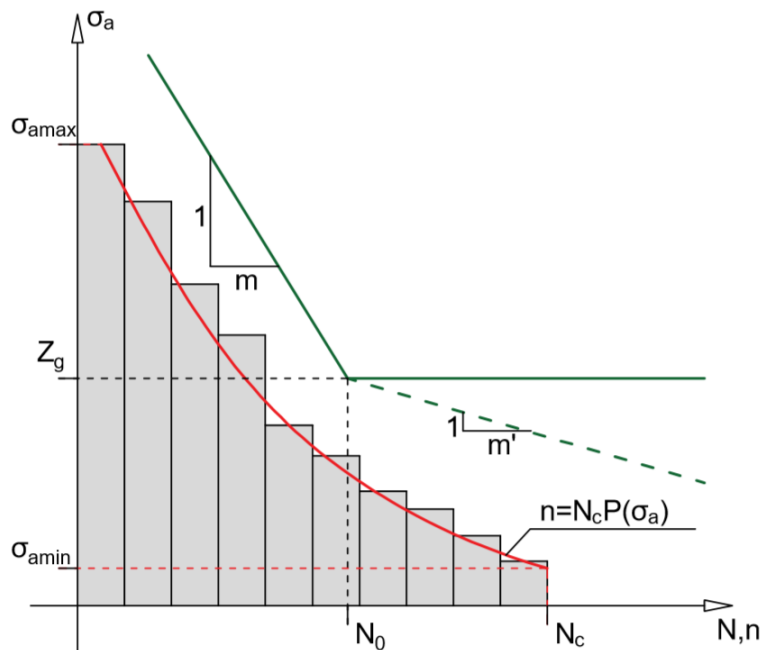
Tab. 1.6. Przykłady i parametry procesów stochastycznych

Typ procesu stochastycznego	Przykładowy wykres przebiegu zmiennych w czasie
Stacjonarny	
Niestacjonarny	

Rzeczywisty przebieg naprężeń to klasyczny przykład procesu stochastycznego [50, 84]. Zgodnie z [23] procesem stochastycznym nazywamy zbiór wielkości losowych zależących od jednego parametru, którym przeważnie jest czas. W przypadku widma naprężeń oznaczenie dla takiego przebiegu można przyjąć jako $\sigma(t)$. Dodatkowo proces stochastyczny dzieli się na stacjonarny i niestacjonarny. W procesie stacjonarnym momenty statystyczne (wartość średnia, wariancja) nie zmieniają się w czasie (tab. 1.6). W procesie niestacjonarnym takiej zależności nie ma.

W obliczeniach wytrzymałości zmęczeniowej na podstawie pomiarów naprężeń konstrukcji należy przy wykorzystaniu widm określić zakres występujących w nich zmian amplitud naprężeń. W przypadku obliczeń na podstawie programowych badań zmęczeniowych znane są ustalone wartości średnich naprężeń, amplitud i narzucona w nich liczba cykli. Porównanie obliczeń i efektów badań jest wtedy możliwe wprost.

Widma rzeczywistych naprężeń nie dostarczają tych informacji w jednoznaczny sposób. Dodatkowo duża liczba różnych wartości zakresu naprężeń pomierzonych na przestrzeni kilku, a nawet kilkunastu lat, nie pozwala ograniczyć się do określonej liczby konkretnych przedziałów wartości amplitud naprężeń. Im więcej jest mierzonych danych, tym mocniejszą niestacjonarnością charakteryzują się te widma. Dlatego najwygodniej jest opisywać przebiegi amplitud za pomocą gęstości rozkładów prawdopodobieństwa, po odpowiednim podzieleniu ich na mniejsze partie pomiarów.



Rys. 1.19. Histogram amplitud na tle odpowiedniej krzywej zmęczeniowej

Oznaczenia na rysunku 1.19:

N	–	liczba cykli,
N_c	–	liczba cykli niszczących próbkę w badaniu,
N_0	–	liczba cykli odpowiadająca granicy zmęczenia,
n	–	funkcja opisująca przebieg liczby cykli,
m, m'	–	współczynniki nachylenia krzywej zmęczeniowej,
Z_g	–	granica wytrzymałości zmęczeniowej,
σ_a	–	amplitudy naprężeń,
$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$	–	ekstremalne wartości amplitud naprężeń,
$P(\sigma_a)$	–	funkcja prawdopodobieństwa wystąpienia amplitud naprężeń.

W przypadku programowych badań zmęczeniowych [48] lub naprężeń mierzonych w konstrukcji, ale charakteryzujących się stacjonarnością ich przebiegu, wykorzystuje się obliczenia oparte na krzywej Wöhlera [91]. Pierwszym krokiem w takiej analizie jest zliczenie cykli. Według Eurokodu [73] oraz opisanych analiz literaturowych [79, 95, 98] zalecanymi narzędziami do zliczania cykli są metoda kropli deszczu (Rain-Flow) lub zbiornikowa. Na tej podstawie tworzone są histogramy amplitud naprężeń, które potem są zestawiane z dobraną krzywą zmęczeniową. Ideę tę przedstawia rysunek 1.19.

Według takiego wykresu można wprost obliczyć parametr D opisany wzorem

$$D = \sum_{i=1}^q \frac{n_i}{N_i} \quad (1.7)$$

gdzie:

n_i	–	liczba zmierzonych amplitud w i -tym przedziale histogramu,
N_i	–	liczba niszczących cykli, według krzywej Wöhlera, dla i -tego przedziału.

Parametr ten można interpretować jako miarę sumy uszkodzeń powodowanych przez kolejne cykle w stosunku do krzywej zmęczeniowej. Według różnych teorii parametr D przyjmuje różne wartości graniczne [91]. Według teorii Palmgren-Minera element dozna uszkodzenia zmęczeniowego, gdy wartość D osiągnie 1 [48, 66].

W przypadku dużej zmienności naprężeń należy szerokość przedziałów histogramu n_i odpowiednio zmniejszać. Często zmiana ta prowadzi do tak małych odległości pomiędzy słupkami histogramu, że wygodnie jest przejść na funkcję ciągłą n i parametr D obliczać jako całkę.

$$D = \int \frac{dn}{N} \quad (1.8)$$

Krzywa zmęczeniowa opisywana jest w skali logarytmicznej, zatem postać jej nachylnego odcinka można opisać układem równań

$$\begin{cases} \log(N) = -m \log(\sigma_a) + A \\ \log(N_0) = -m \log(Z_g) + A \end{cases} \quad (1.9)$$

Ogólne równanie tej prostej opisane jest według współrzędnych (σ_a, N) , m jest jej współczynnikiem kierunkowym. Wyraz wolny A obliczamy na podstawie punktu granicy zmęczeniowej (Z_g, N_0) . Po rozwiązaniu układu równań (1.9) zależność przyjmie postać

$$N = \frac{Z_g^m \cdot N_0}{\sigma_a^m} \quad (1.10)$$

Do opisu przebiegu zmian amplitud naprężeń n należy wykorzystać funkcję prawdopodobieństwa ich wystąpienia $P(\sigma_a)$, przemnożoną przez liczbę cykli odpowiadającą maksymalnej amplitudzie w widmie N_c :

$$n = N_c P(\sigma_a) \quad (1.11)$$

Ponieważ w dalszych obliczeniach używana będzie funkcja gęstości prawdopodobieństwa, równanie (1.11) należy obustronnie zróżniczkować, w wyniku czego otrzymujemy zależność

$$\frac{dn}{d\sigma_a} = N_c p(\sigma_a) \quad (1.12)$$

Najczęściej spotykane i stosowane rozkłady gęstości prawdopodobieństwa to rozkłady log-normalny, Weibulla oraz wykładniczy. Podstawiając równania (1.10) i (1.12) do równania (1.8) otrzymuje się następującą zależność:

$$D = \frac{N_c}{N_0} \int \left(\frac{\sigma_a}{Z_g} \right)^m p(\sigma_a) d\sigma_a \quad (1.13)$$

W zależności od stosowanej hipotezy kumulacji uszkodzeń zmienia się wartość parametru D oraz granice całkowania.

Według hipotezy Palmgrena-Minera (1924, 1945) [91] parametr D ma wartość równą 1, a granice całkowania przyjmuje się tylko w zakresie wytrzymałości wysokocyklowej, czyli od granicy zmęczenia do maksymalnej amplitudy, która pojawia się w widmie. Całka przyjmie wtedy następującą postać:

$$D = \frac{N_c}{N_0} \int_{Z_g}^{\sigma_a^{max}} \left(\frac{\sigma_a}{Z_g} \right)^m p(\sigma_a) d\sigma_a = 1 \quad (1.14)$$

Modyfikacja Serensena-Kogayeva (1975) [79] wprowadza wcześniej opisaną modyfikację parametru D , zastępując go mniejszą od 1 wartością współczynnika korekcyjnego a zależnego od ekstremalnych naprężeń w widmie. Wartość całki wyniesie wtedy

$$D = \frac{N_c}{N_0} \int_{Z_g}^{\sigma_a^{max}} \left(\frac{\sigma_a}{Z_g} \right)^m p(\sigma_a) d\sigma_a = a \quad (1.15)$$

Inną modyfikacją, która zakłada, że poniżej granicy zmęczenia również dochodzi do mikrouszkodzeń zmęczeniowych, jest propozycja Haibacha (1970) [34]. Nachylenie krzywej na tym odcinku jest mniejsze niż tej właściwej, dlatego wprowadza się w kolejnym przedziale całkowania parametr $m' = 2m - 1$. Parametr D wynosi 1.

$$D = \frac{N_c}{N_0} \left(\int_{\sigma_{a min}}^{Z_g} \left(\frac{\sigma_a}{Z_g} \right)^{m'} p(\sigma_a) d\sigma_a + \int_{Z_g}^{\sigma_a^{max}} \left(\frac{\sigma_a}{Z_g} \right)^m p(\sigma_a) d\sigma_a \right) = 1 \quad (1.16)$$

Stosując odpowiednią hipotezę, przy przyjętych założeniach obciążania próbki można wyliczyć N_c jako liczbę cykli zmian naprężeń potrzebną do zniszczenia materiału w warunkach określonych przez hipotezę.

Powyższe teorie i wzory nie mogą zostać użyte wprost do obliczeń zmęczeniowych na podstawie danych użytych z systemu monitorowania, ale stanowią wyjściową podstawę do dalszych formuł użytych w kolejnych rozdziałach rozprawy. Znając ich założenia, można przejść do uogólnionej metody liniowej hipotezy sumowania uszkodzeń [91], która ze względu na swoją uniwersalność lepiej przedstawia pracę ciągów pod kątem wytrzymałości zmęczeniowej. Wynika to głównie z faktu, że oddzielnymi funkcjami opisuje się w niej przebieg naprężeń średnich σ_m i zmian amplitud σ_a . Dlatego też zamiast krzywej wprowadza

się pojęcie powierzchni zmęczeniowej, którą można zapisać jako zależność $N(\sigma_a, \sigma_m)$. Również prawdopodobieństwo wystąpienia cykli o poszczególnych amplitudach musi zostać opisane według dwóch zmiennych, czyli $P(\sigma_a, \sigma_m)$. Natomiast funkcja n przyjmie postać

$$n(\sigma_a, \sigma_m) = n_1 \cdot t \cdot P(\sigma_a, \sigma_m) \quad (1.17)$$

We wzorze tym n_1 oznacza liczbę cykli w jednostce czasu t . Różniczka tej funkcji wygląda następująco:

$$\frac{\partial n}{\partial \sigma_a \partial \sigma_m} = n_1 \cdot t \cdot p(\sigma_a, \sigma_m) \quad (1.18)$$

Parametr D w dalszym ciągu liczony będzie jako całka, ale podwójna, a obszar jej całkowania będzie ograniczony przez przedziały $(\sigma_{a_{min}}, \sigma_{a_{max}})$ i $(\sigma_{m_{min}}, \sigma_{m_{max}})$. Ze wzorów (1.8), (1.17), (1.18) wynika zależność

$$D = n_1 t \int_{\sigma_{a_{min}}}^{\sigma_{a_{max}}} \int_{\sigma_{m_{min}}}^{\sigma_{m_{max}}} \frac{p(\sigma_a, \sigma_m)}{N(\sigma_a, \sigma_m)} d\sigma_a d\sigma_m \quad (1.19)$$

Założenia co do wartości parametru D pozostają takie same jak w przypadku obliczeń na wykresach dwuwymiarowych. Sposób obliczania i doboru rozkładów prawdopodobieństwa na podstawie wykresów naprężeń i charakterystyka powierzchni zmęczeniowej N zostaną omówione w dalszej części rozprawy.

1.7. Systemy monitorowania konstrukcji mostowych

Pierwsza połowa XX wieku to okres, w którym pojawiło się wiele nowatorskich rozwiązań konstrukcyjnych w budownictwie i zostały one szeroko zastosowane również w mostownictwie [51]. Jednak po kilkudziesięciu latach użytkowania doszło do pierwszych katastrof budowlanych wynikających zarówno z błędów konstrukcyjnych, jak i zbyt optymistycznych prognoz trwałości [81].

Niewątpliwie jedną z najbardziej znanych i niechlubnie spektakularnych katastrof jest zawalenie się mostu Tacoma Bridge w USA w 1940 roku [81]. Tutaj podstawowym błędem było złe ukształtowanie pomostu porzecznego, gdzie dolne pasy blachownic pomostu nie zostały ze sobą połączone, co sprawiło, że most był niezwykle wrażliwy na podmuchy wiatru.

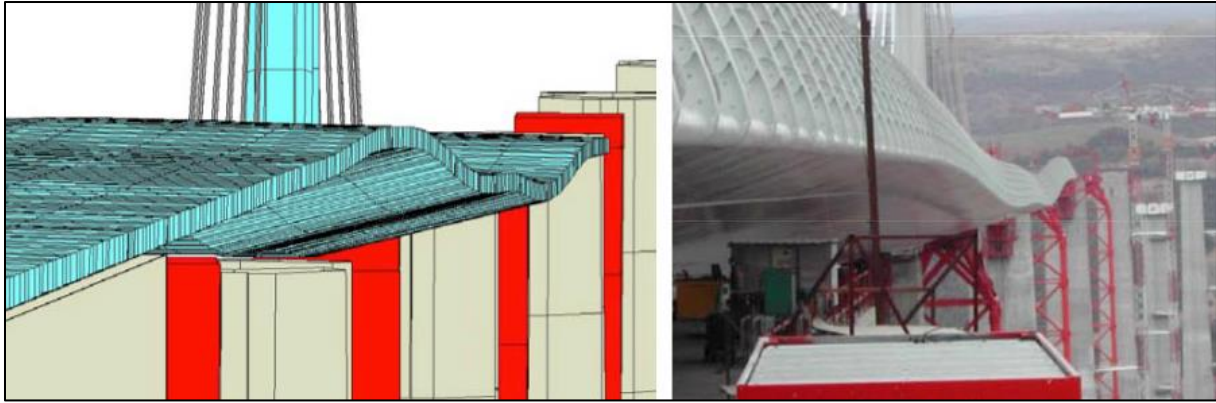
Obecnie stosowane, zamknięte przekroje pomostów mostów wiszących są oczywistością. Inną znaczącą katastrofą budowlaną, tym razem w Europie, było zawalenie się mostu nad Dunajem (*Reichsbrücke*) w Wiedniu, w roku 1976 [43]. Niespodziewane podmycie podpory sprawiło, że konstrukcja momentalnie utraciła swoją geometryczną niezmiennność i wpadła do rzeki. Tego typu przykładów opisano w literaturze [26, 51, 81] o wiele więcej. Przytoczone przykłady pokazują, że takie wydarzenia są nieprzewidywalne, a zagrożenie ze strony konstrukcji nie może być często zauważone jedynie na podstawie oceny opartej na obserwacji wizualnej.

Tragiczne w skutkach katastrofy zmieniły z biegiem czasu podejście do sposobu oceny trwałości konstrukcji. W obiektach, w których w trakcie inspekcji zauważono niebezpieczne lub budzące wątpliwości uszkodzenia, zaczęto instalować różnego rodzaju czujniki, które trwale zaczynały mierzyć odkształcenia konstrukcji. Tak powstały pierwsze, proste systemy monitorowania konstrukcji: systemy SHM (ang. *Structural Health Monitoring systems*) [100].

Przykładem takiej konstrukcji jest most w Leverkusen w Niemczech. Jest to stalowa konstrukcja podwieszona z roku 1965. W tamtym okresie pierwsze mosty podwieszane miały małą liczbę want. Z uwagi na możliwości obliczeniowe odpowiadały one układom statycznie wyznaczalnym. Po kilkunastu latach eksploatacji ruch na obiekcie wzrósł gwałtownie. Doprowadziło to do powstania uszkodzeń zmęczeniowych w stężeniach pomostu [58]. Ponieważ most znajduje się w ciągu intensywnie uczęszczanej autostrady A1, nie jest możliwe jego natychmiastowe zamknięcie i remont lub przebudowa. Ta sytuacja wymusiła zainstalowanie w nim systemu ciągłej obserwacji zmian zachodzących w jego konstrukcji.

Podobna sytuacja miała miejsce w moście Europa w Austrii zbudowanym w 1963 roku w ciągu autostrady A13, która stanowi ważny alpejski szlak komunikacyjny. W ostatnich latach ruch na tym odcinku gwałtownie wzrósł, co spowodowało pojawienie się uszkodzeń zmęczeniowych w stalowej konstrukcji skrzynkowego przęsła [100]. Również tutaj został zainstalowany system monitoringu w celu ciągłej obserwacji zachowania się konstrukcji.

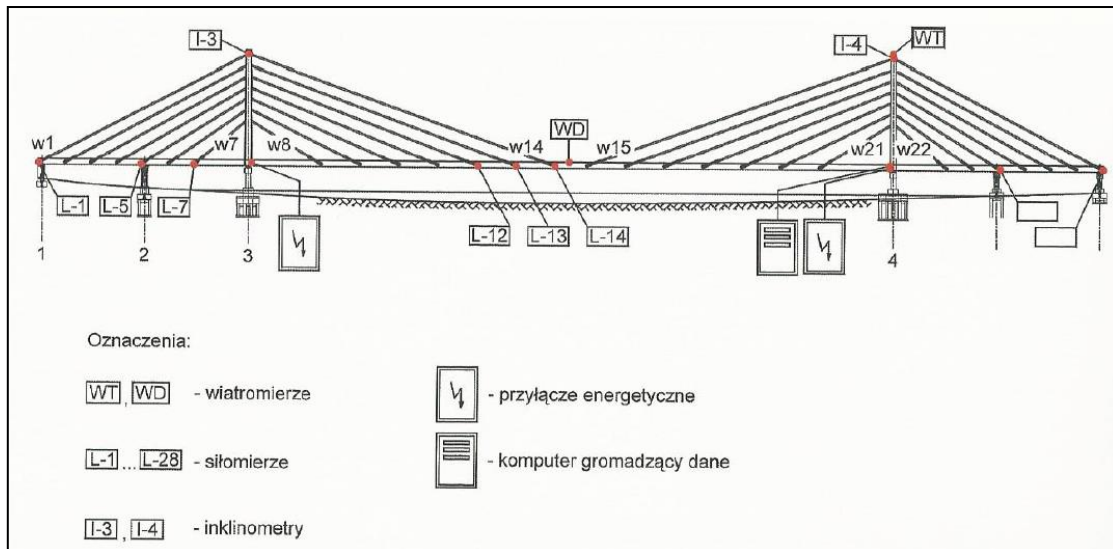
Współcześnie, oprócz monitorowania konstrukcji wiekowych, które wykazują się widocznymi uszkodzeniami, obserwacji poddaje się także obiekty nowatorskie lub o skomplikowanej konstrukcji. Przykładem takiego mostu jest najwyżej położony na świecie wiadukt w Milllau [98], na którym system monitorowania uruchomiono już w trakcie jego budowy. Ponieważ stalowy pomost nasuwano podłużnie na filary razem z pylonami, cała operacja wymagała dokładnego nadzoru. Po zakończeniu budowy obiekt został wyposażony w pozostałe czujniki, a system mógł zbierać dalej dane podczas eksploatacji mostu.



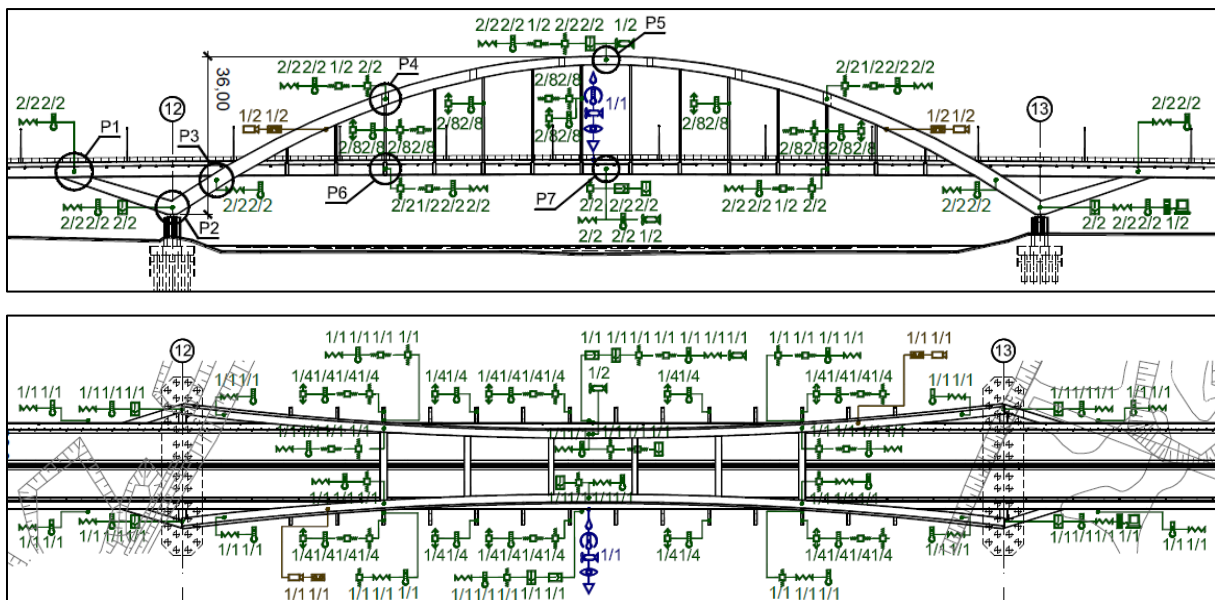
Rys 1.20. Porównanie modelu obliczeniowego i konstrukcji nasuwanej wiaduktu w Millau [źródło: <http://www.highestbridges.com>]

Liczne awarie związane ze zbyt intensywną eksploatacją obiektów, głównie mostowych, doprowadziły do tego, że monitorowanie konstrukcji stało się osobnym zagadnieniem z zakresu nauk technicznych [4, 30, 60, 65, 86, 93]. W pracy [100] można znaleźć szeroki opis różnych rodzajów systemów SHM. Składają się one zarówno z czujników instalowanych w konstrukcji, jak i monitoringu wizyjnego i meteorologicznego. Najczęściej stosowanymi czujnikami są elektrooporowe, strunowe i światłowodowe. Każda konstrukcja wymaga dokładnej analizy i indywidualnego projektu takiego systemu. Na rynku pojawiły się także z czasem odpowiednie pakiety oprogramowania wspierające monitoring, np. Pontis, Danpro+ czy Brimos [60].

W Polsce systemy monitorowania zaczęto stosować na szeroką skalę po roku 2000, kiedy to nastąpił gwałtowny rozwój infrastruktury komunikacyjnej, głównie drogowej. Powstały liczne obiekty mostowe, z których największe zostały wyposażone w systemy monitorowania. Do najbardziej znanych obiektów, które są pod stałą obserwacją, należą most Solidarności przez Wisłę w Płocku (2005), most Jana Pawła II przez Wisłę w Puławach (2008) i most Rędziański przez Odrę we Wrocławiu (2011). Most przez Wisłę w Płocku posiada najdłuższe przęsło stalowe w kraju (375 m). Z tego powodu wyposażony został w jeden z pierwszych w Polsce systemów monitorowania. Z kolei most łukowy w Puławach był do roku 2013 największym stalowym mostem łukowym w Polsce. Most Rędziański posiada zaś największy system podwieszający dwa betonowe pomosty do jednego pylonu. Dzięki szybkiemu rozwojowi systemów monitorowania konstrukcji te dwa ostatnie obiekty posiadają już typowy, współczesny system umożliwiający obserwację i analizę danych poprzez aplikacje internetowe [3].



Rys 1.21. Schemat systemu monitorowania mostu Solidarności w Płocku [21]



Rys 1.22. Schemat systemu monitorowania mostu Jana Pawła II w Puławach [42]

Systemy monitorowania, oprócz tego że służą zarządcom obiektów do wygodnej i pewnej obserwacji pracy tych obiektów, są też źródłem danych do badań stanu technicznego ich konstrukcji. Stanowią swojego rodzaju laboratorium, w którym pomiary wykonywane są w warunkach rzeczywistych. Analiza literatury [3, 39, 44, 64, 65, 97, 98] pokazuje, że za ich pomocą można określać wyężenie konstrukcji w różnych fazach pracy oraz analizować wpływ poszczególnych czynników, takich jak obciążenie taborem, zmiany temperatury czy obciążenia wiatrem. Możemy też monitorować długotrwały proces zmian reologicznych w konstrukcjach z betonu sprężonego.

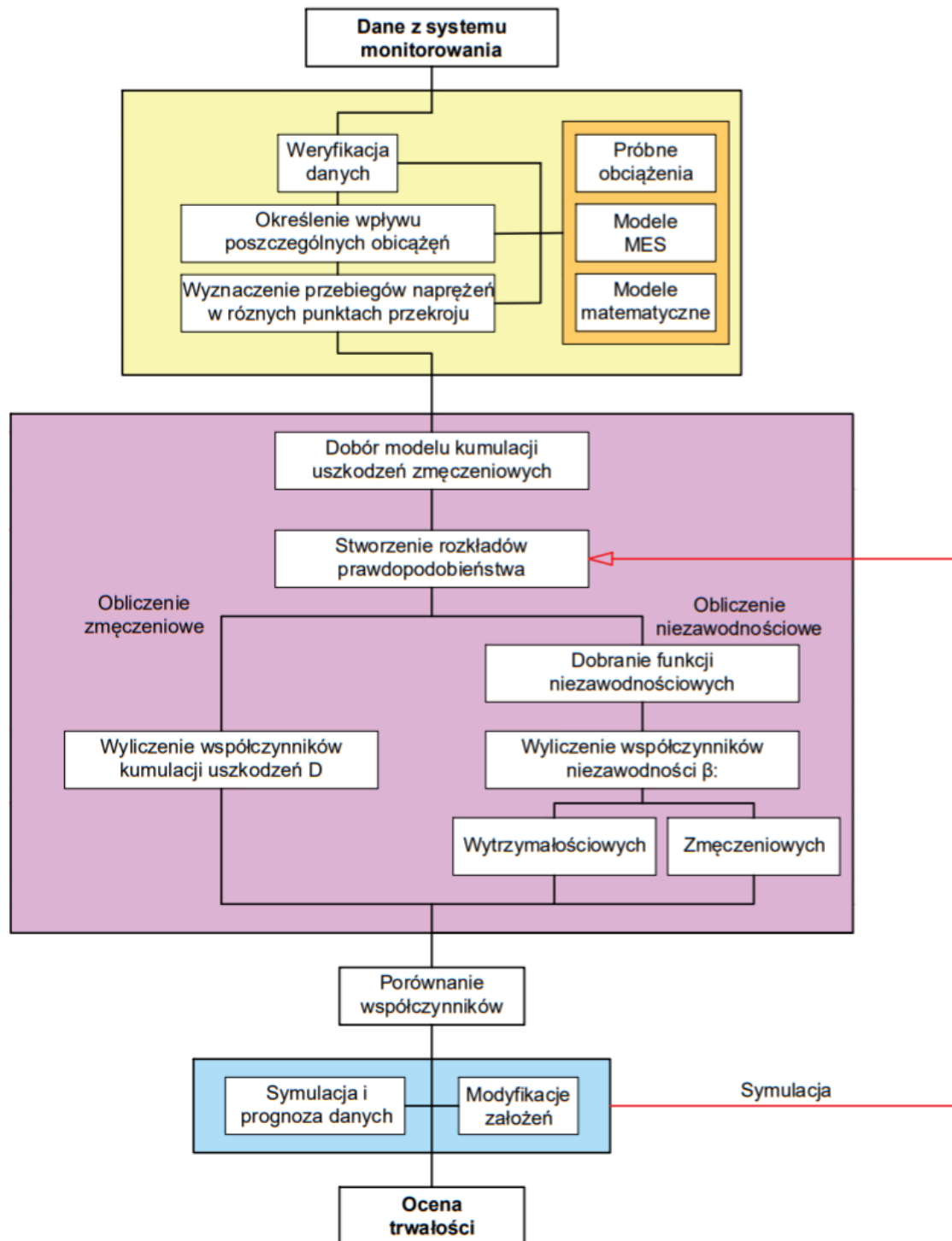
2. CELE I ZAKRES PRACY

Opisane w rozdziale 1 obciążenia i zjawiska pokazują, jak złożonym problemem są oddziaływania na wyężenie i trwałość zmęczeniową konstrukcji, w tym ciągów, oraz skutki tych oddziaływań. Współczesne normy w szczegółowy sposób opisują już, jak do tego zagadnienia podchodzić z projektowego punktu widzenia. Procedury normowe zbudowane są na podstawie obwiedni obejmującej efekty ekstremalne. Rzeczywiste widma sił wewnętrznych lub naprężeń są znacznie niższe od wartości projektowych, w związku z czym ocena trwałości zmęczeniowej powinna opierać się na analizie wartości rejestrowanych przez systemy SHM w realnych warunkach eksploatacji budowli. W dodatku każda konstrukcja, nie tylko mostowa, która zawiera elementy ciągowe, zachowuje się inaczej i należy podejść do jej projektowania indywidualnie. W związku z tym należy wykorzystywać i analizować informacje pochodzące z systemów monitorowania w jak najszerszym zakresie.

Dane z systemów monitorowania gromadzone są w sposób ciągły i stanowią duże zbiory. Dlatego pierwszym celem tej pracy będzie *opracowanie algorytmu pozwalającego na weryfikację i analizę danych gromadzonych przez SHM*, po to by móc je efektywnie wykorzystywać do dalszych obliczeń i tworzenia nowych wytycznych.

Kolejnym celem jest próba *ustalenia wpływu poszczególnych rodzajów obciążeń na wyężenie i wytrzymałość zmęczeniową ciągów* w mostach podwieszonych. Procedura taka umożliwi porównanie efektów z modelami obciążeniowymi proponowanymi w normach. Dostępne dane pomiarowe z systemu monitorowania konstrukcji mostu Rędzińskiego zgromadzone na przestrzeni ponad siedmiu lat stanowią dobrą bazę *dla przeprowadzenia symulacji i prognozy obciążeń i sił* mogących wystąpić w konstrukcji w kolejnych latach jej eksploatacji.

W elementach ciągowych najbardziej wrażliwymi strefami narażonymi na uszkodzenia zmęczeniowe są ich zakotwienia. Pojawiają się w nich dodatkowe naprężenia wynikające z występującego tam momentu zginającego. Systemy monitorowania nie umożliwiają pomiaru naprężeń (odkształceń) w tym wrażliwym punkcie. Dlatego, na podstawie siły naciągu splotu want i ich parametrów geometrycznych, *zostanie obliczony moment zginający w strefie zakotwienia*. Analiza ta pozwoli dodatkowo określić podatność węzłów ciągów, przyjmowanych w modelach obliczeniowych jako czyste przeguby. W programie wykorzystującym MES zostanie wykonana analiza porównawcza różnych modeli zakotwień. Analiza pozwoli również określić trwałość poszczególnych punktów przekroju splotów want.



Rys. 2.1. Schemat proponowanego algorytmu

Wszystkie obliczenia i analizy będą przeprowadzane równolegle i zostaną ze sobą porównane. Zakres pracy przedstawia schemat zamieszczony na rysunku 2.1. Analiza oceny trwałości będzie przebiegać w dwóch etapach. W pierwszym z nich, na podstawie zgromadzonych przez system monitorowania danych z lat 2011–2018 zostaną przeprowadzone

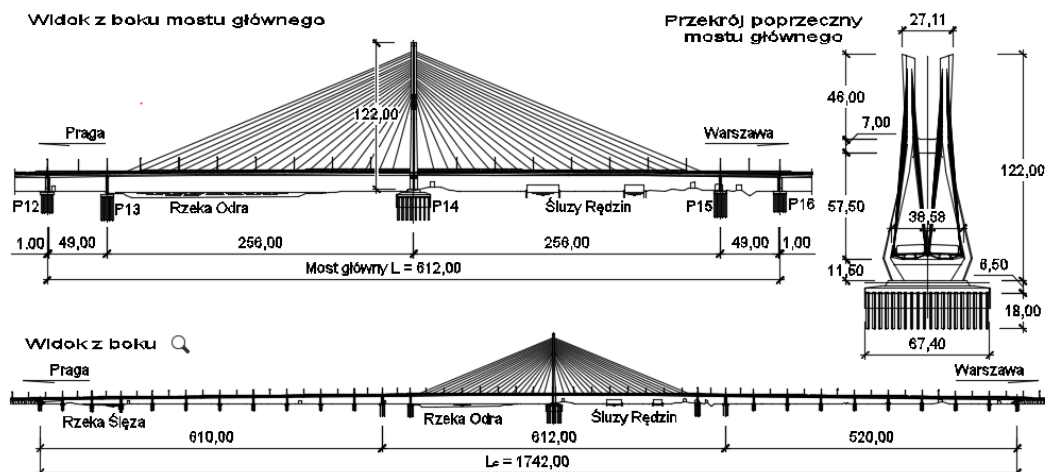
obliczenia trwałości zmęczeniowej ciągów i zakotwień. Następnie zostaną przeprowadzone symulacje danych w obszarze lat 2011–2018. Po opracowaniu metody symulacyjnej i ewentualnych jej modyfikacjach analiza obejmie etap drugi, czyli obliczenia dla lat 2025, 2050 i 2075. Dane z systemu SHM będą weryfikowane dodatkowo na stworzonym modelu MES mostu Rędzińskiego. Model posłuży również do modyfikacji procedur symulacyjnych np. w zakresie uzupełnienia brakujących danych, których nie można odczytać wprost z systemu monitorowania. Luki w danych są skutkiem braku zasilania lub awarii systemu.

Efektem opisanych obliczeń będzie **uniwersalny algorytm pozwalający oszacować trwałość elementów ciągowych na podstawie danych z systemu monitorowania konstrukcji.**

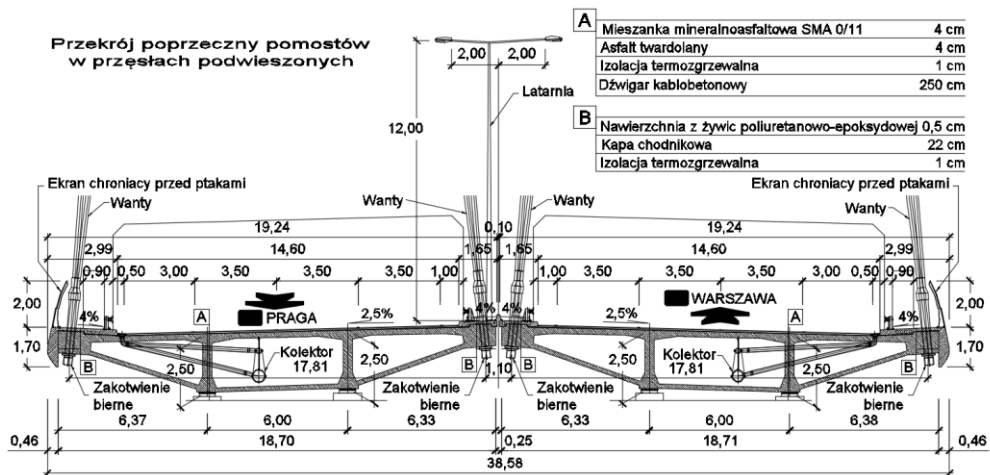
3. MOST RĘDZIŃSKI

3.1. Charakterystyka obiektu

Most Rzędziński, oddany do użytku 31 sierpnia 2011 roku, to największy obiekt w ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia usytuowany nad stopniem wodnym Rzędzin rzeki Odry [11, 12, 15]. Jest to czteroprzęsłowy obiekt o konstrukcji podwieszanej i długości prześł 50 m + 2 × 256 m + 50 m = 612 m.



Rys. 3.1. Widok ogólny mostu Rzędzińskiego



Rys. 3.2. Przekrój poprzeczny mostu Rzędzińskiego [15]

Dwa oddzielne pomosty o przekroju skrzynkowym pod każdą jezdnią wykonano z betonu sprężonego i podwieszono do jednego pylonu mierzącego 122 m wysokości. Pomosty obiektu zostały zbudowane metodą nasuwania podłużnego i podwieszono do pylonu za pomocą 80 par want. Ciężna podwieszające zakotwiono czynnie w pomoście, a biegnie w pylonie [37].

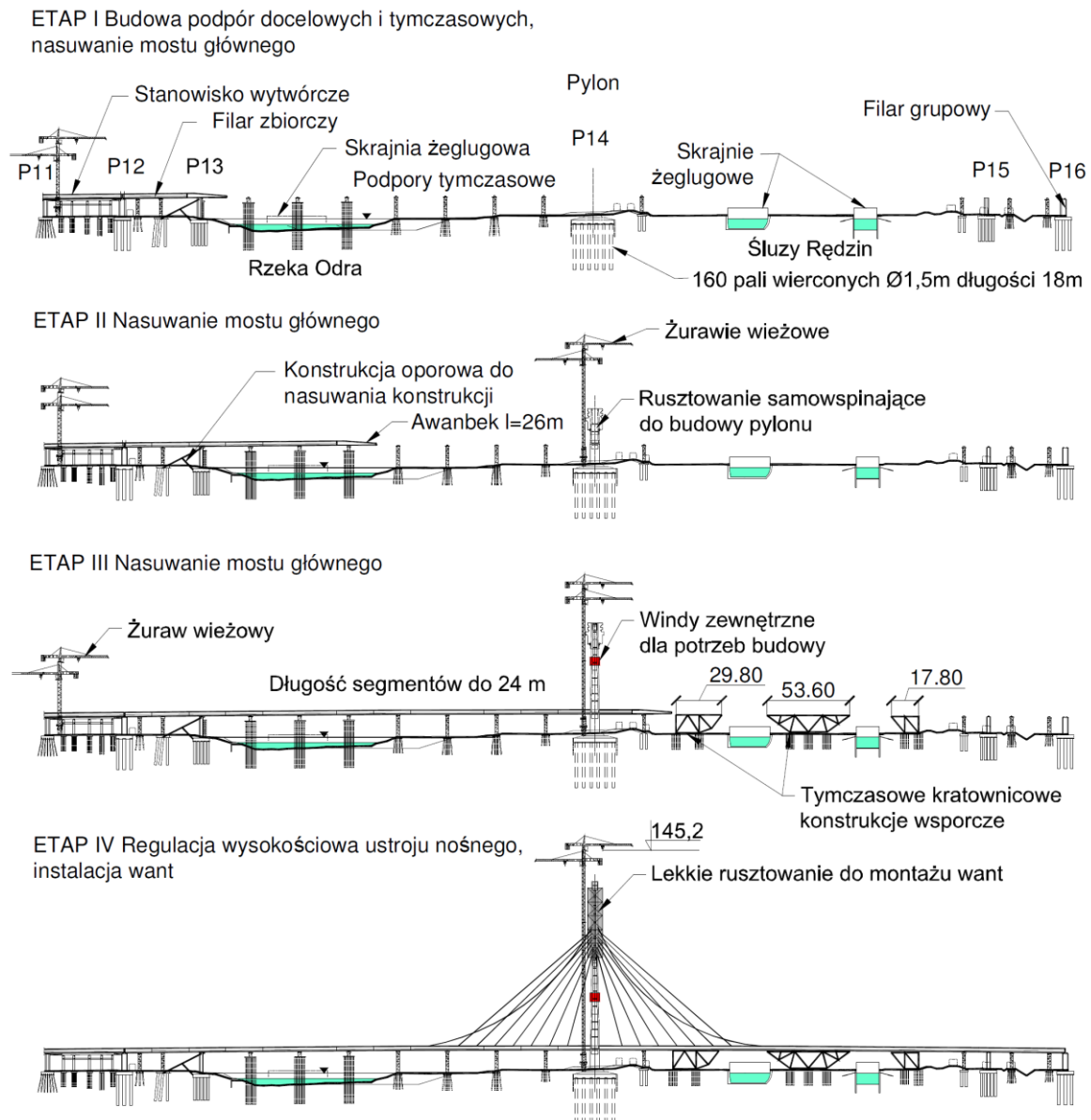
3.1.1. Pylon i posadowienie

Pylon, który przenosi znaczną część obciążeń w moście Rędzińskim, posadowiono na masywnej stopie fundamentowej o wymiarach $67,4 \times 28,0$ m. Jej grubość zmienia się od 2,5 m do 6,5 m. Posadowienie tej stopy wykonano jako pośrednie na 160 betonowych palach wierconych. Ramiona pylonu i jego górny rygiel tworzą kształt litery H rozszerzającej się od rygla pylonu do poziomu pomostów. Pod nimi znajduje się jeszcze jeden rygiel. Od tego miejsca do fundamentu ramiona znowu się zwężają. Ten odcinek określa się jako nogi pylonu. Z uwagi na taką formę architektoniczną pylon dzieli się na pięć stref o różnych rozwiązaniach konstrukcyjnych.

Nogi pylonu zostały wykonane jako masywne żelbetowe bryły. Umowna ich wysokość od poziomu fundamentu to 12,24 m. Rygiel dolny, na którym opierają się oba pomosty, jest poddany siłom rozciągającym i zginającym. Z tego powodu został on sprężony podłużnie trzydziestoma kablami 31L15,7. Przekrój ramion pylonu jest prostokątnym przekrojem skrzynkowym o zmiennej wysokości. Na początkowym odcinku o długości 25,30 m jest to przekrój żelbetowy. W wyższej jego części, na odcinku 79,06 m, przekrój został wzmocniony stalowym, prostokątnym rdzeniem, wykonanym z blach o grubości 30 mm poniżej rygla górnego i o grubości 20 mm powyżej jego poziomu. W stalowym rdzeniu umieszczono również stalowe rury, stanowiące miejsce osadzenia zakotwień górnych want. Rygiel górny, z uwagi na podwieszenie do jednego pylonu dwóch pomostów, narażony jest na duży moment skręcający. By zapewnić mu wystarczającą sztywność skrętną, został on także wykonany jako konstrukcja zespolona ze stalowej skrzynki oraz betonowego płaszcza.

3.1.2. Pomosty

Z uwagi na obowiązujące ówczesne przepisy [78], mówiące o tym, że w ciągu mostów autostradowych pod każdą jezdnią powinna znajdować się osobna konstrukcja przęseł, zdecydowano się na podwieszenie do jednego pylonu dwóch osobnych pomostów. Każdy z nich wykonano jako podłużnie sprężoną trójkomorową skrzynię o przekroju trapezowym. Zastosowano do ich budowy metodę nasuwania podłużnego. W tym celu wykonano 15 zestawów stalowych podpór tymczasowych, z czego trzy były dużymi konstrukcjami kratownicowymi. Stanowiska wytwórcze segmentów zlokalizowane były za południową podporą mostu.



Rys. 3.3. Schemat i etapy budy mostu [15]

Długości 27 wytwarzanych segmentów wyniosły od 14 m do 24 m, a ich betonowanie trwało od 9 do 14 dni. Wytwarzanie segmentu podzielono na cztery etapy. Najpierw układano boczne, prefabrykowane płyty. Następnie betonowano płytę dolną skrzyni, środniki i przepony. Ostatnim elementem była płyta pomostowa. Tak wytworzony element był sprężany centrycznie i poddawany nasuwaniu. Po nasunięciu pomostu wykonano pogrubienie stref przypodporowych [12] oraz otwory pod zakotwienia czynne want.

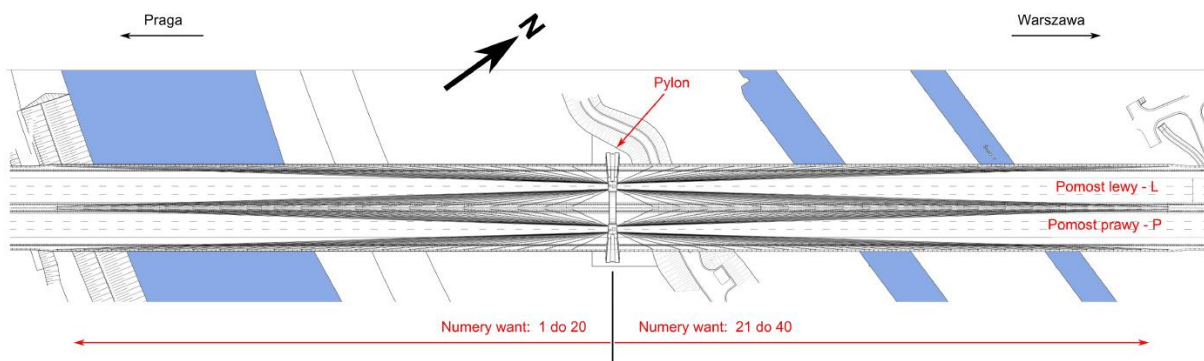
3.1.3. System podwieszenia

Podwieszenie mostu Rędzińskiego składa się ze 160 want systemu Freyssinet HD2000. Każda z want składa się z różnej liczby splotów. Dane przedstawiono w tabeli 3.1. Numeracja

want rośnie od 1 do 20 w kierunku południowym od pylonu i od 21 do 40 w kierunku północnym, zgodnie z rysunkiem 3.4. Sploty są kotwione biernie w pylonie i czynnie w pomoście. Sploty chronione są rurą HDPE. Wszystkie wanty wyposażono w tłumiki instalowane powyżej zakotwień czynnych. Trzy najdłuższe pary want zostały zabezpieczone tłumikami radialnymi IRD, a pozostałe tłumikami hydraulicznymi IHD.

Tab. 3.1. Projektowe wartości siły naciągu w wantach wg [11]

Nr wanty	Liczba splotów		Nr wanty	Liczba splotów
1/21	24		11 / 31	48
2/22	28		12 / 32	48
3 /23	28		13 / 33	48
4 / 24	30		14 / 24	48
5 / 25	32		15 / 25	48
6 / 26	34		16 / 26	48
7 / 27	38		17 / 27	48
8 / 28	40		18 / 28	48
9 / 29	46		19 / 29	48
10 / 30	48		20 / 40	40



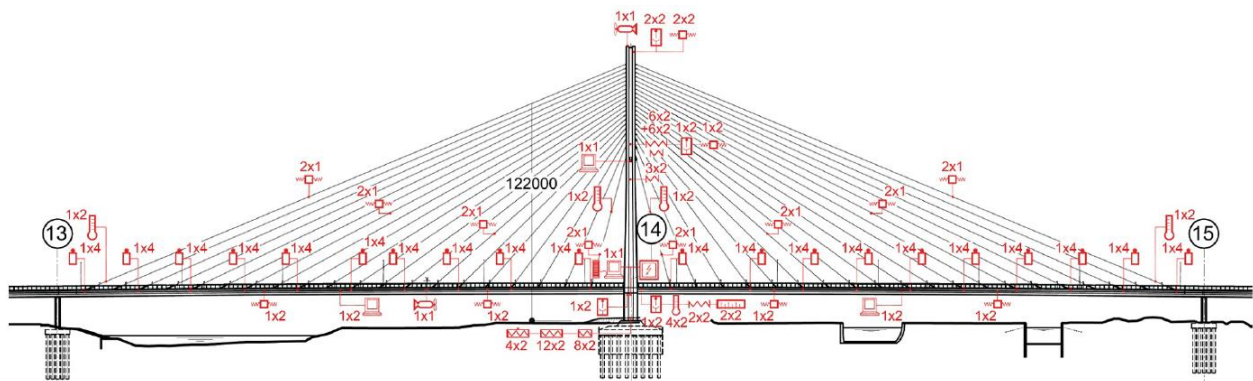
Rys. 3.4. Oznaczenie pomostów i numeracja want [11]















Podwieszanie pomostów rozpoczęto po ich nasunięciu, rozpoczynając od want przy pylonie. Kolejne pary instalowano naprzemiennie po obydwu stronach pylonu. Plan instalacji naciągu przewidywał montaż czterech want dziennie. Do podwieszania want zastosowano metodę Isotension opracowaną przez dostawcę, która zapewnia jednakową siłę w każdym splocie wanty. Proces podwieszania rozpoczynało rozłożenie osłony na pomoście. Następnie wprowadzano do niej pierwszy splot zwany referencyjnym. Taki zestaw był podnoszony dźwigiem z jednej strony i unoszony na poziom zakotwienia biernego w pylonie, gdzie

kotwiono pierwszy splot. Po zainstalowaniu dolnego końca w szczękach kotwiących rozpoczynano od dołu podawanie przez osłonę kolejnych splotów. Ostatecznie instalacja całego systemu podwieszenia trwała dwa i pół miesiąca.

3.2. SHM mostu – budowa systemu

Ze względu na skomplikowaną konstrukcję, rozmiar i znaczenie most zaopatrzoneo w system monitorowania (ang. SHM – *Structural Health Monitorig*). Został on podzielony na dwa podsystemy: monitoring konstrukcji i monitoring meteorologiczny. Schemat rozmieszczenia i opis czujników przedstawiono na rysunku 3.5.



-  - **F** Czujnik do pomiaru siły w ciągach (80 szt.)
-  - **Tt** Czujnik do pomiaru przemieszczeń kątowych (10 szt.)
-  - **Tr** Czujnik do pomiaru przemieszczeń liniowych (4 szt.)
-  - **W** Czujnik do pomiaru kierunku i prędkości wiatru (2 szt.)
-  - **Te** Czujnik do pomiaru temperatury konstrukcji (16 szt.)
-  - **Sc** Czujnik do pomiaru odkształceń na powierzchni betonu (16 szt.)
-  - **A** Czujnik do pomiaru przyspieszeń (30 szt.)
-  - **CGD** Centrum Gromadzenia Danych (1 szt.)
-  - **EN** Przyłącze energetyczne (1 szt.)
-  - **Sc1** Czujnik do pomiaru odkształceń wewnątrz betonu (24 szt.)
-  - **Sc2** Czujnik do pomiaru naprężeń w betonie (8 szt.)
-  - **Si** Czujnik do pomiaru odkształceń na powierzchni stali (18 szt.)
-  - **Si1** Czujnik do pomiaru odkształceń prętów zbrojeniowych (16 szt.)
-  - **SAD** Lokalna Stacja Akwizycji Danych (5 szt.)

Rys. 3.5. Schemat rozmieszczenia czujników systemu monitoringu wraz z oznaczeniem poszczególnych symboli czujników oraz ich liczba na moście [3]

Tabela 3.2. Opis i wygląd czujników [3]

Lp.	Oznaczenie	Funkcja	Wygląd czujników
1.	Czujniki strunowe Zintegrowane z czujnikami temperatury – Geokon model 4000	Pomiar odkształceń i temperatury w pylonie oraz pomostach	
2.	Czujniki strunowe zintegrowane z czujnikami temperatury – Geokon model 4000	Pomiar odkształceń i temperatury w pylonie oraz osłonie warty	
3.	Czujniki strunowy zintegrowane z czujnikami temperatury – Geokon model 4420	Pomiar przemieszczeń liniowych	
4.	Akcelerometry – Haneywell model MA321	Pomiar przyspieszenia konstrukcji w jednej płaszczyźnie	
5.	Czujniki temperatury – Geokon model 3800	Pomiar temperatury poszczególnych elementów konstrukcji	
6.	Inklinometry strunowe – Geokon model 6350	Pomiar przemieszczeń kątowych	
7.	Siłomierze	Pomiar sił w wantach	<i>Brak rysunku</i>

W moście Rędzińskim zastosowano czujniki strunowe. Pomiar wszystkich wielkości statycznych odbywa się w tej samej chwili, z możliwością zmiany odstępu czasowego pomiędzy odczytami od 10 do 60 minut. Wielkości dynamiczne – przyspieszenia i siły – mierzone są z częstotliwością 100 Hz. Sygnały z nich przekazywane są do sześciu lokalnych

serwerów (SAD). Następnie zapisywane są na twardych dyskach i przesyłane do centrum gromadzenia danych (CGD) zlokalizowanego w Centrum Zarządzania AOW [3]. W elementach betonowych i stalowych konstrukcji mostu mierzone są odkształcenia, które przeliczane są na naprężenia. Pomiary systemu są dodatkowo wspierane ciągłym pomiarem geodezyjnym osiadań stopy pylonu [16–20].

Tabela 3.3. Przykładowe oznaczenia czujników

Wielkość mierzona	Przykładowe oznaczenie	Opis
Siła naciągu w wantach	W16-LW/F	Czujnik umieszczony na wancie nr 16 (W16), podtrzymującej lewy pomost (L) od strony wewnętrznej (W), mierzy siłę naciągu wanty (F).
Temperatura	W21-LZ/Te	Czujnik umieszczony na wancie nr 21 (W21), po lewej stronie (L) od zewnątrz (Z), mierzy temperaturę (Te).

Tabela 3.4. Projektowe wartości siły naciągu w wantach wg [11]

Nr wanty	Liczba splotów	Maksymalna siła występująca w ciągu	Maksymalna siła występująca w splocie
1 / 21	24	2656 kN	110,67 kN
4 / 24	30	3727 kN	124,23 kN
6 / 26	34	4452 kN	130,94 kN
8 / 28	40	5254 kN	131,35 kN
10 / 30	48	6295 kN	131,15 kN
12 / 32	48	6291 kN	131,06 kN
14 / 34	48	6341 kN	132,10 kN
16 / 36	48	6351 kN	132,31 kN
18 / 38	48	6224 kN	129,67 kN
20 / 40	40	4461 kN	92,94 kN

Każdy czujnik ma tzw. adres. Jest to kod, który wskazuje miejsce jego montażu w konstrukcji, typ mierzonej wielkości i sposób pomiaru. W tabeli 3.3 przedstawiono sposób

oznaczania czujników na pomoście, pylonie i w wantach. Czujniki mierzące wielkości w wantach oznaczono literą W. Wanty numerowane są od pylonu na zewnątrz. Dodatkowe oznaczenie literami L i P wskazuje na pomost, do którego wanty są doprowadzone. Litery W i Z oznaczają zamocowanie wanty odpowiednio przy wewnętrznej albo zewnętrznej krawędzi pomostu.

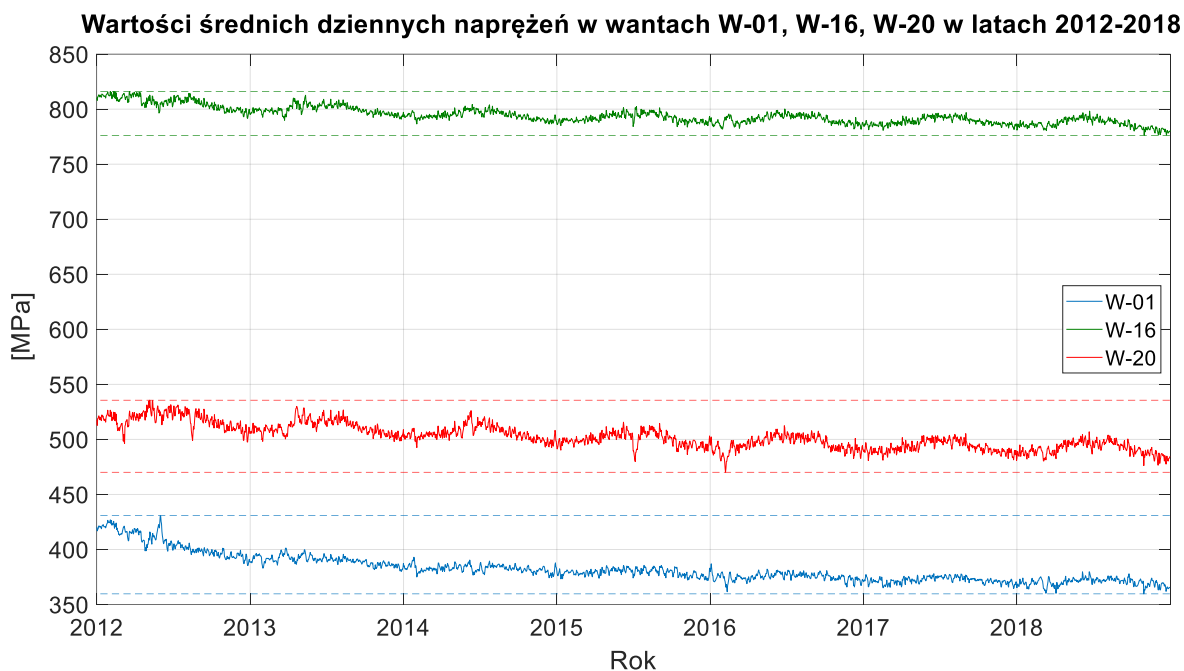
Czujniki mierzące siłę naciągu zainstalowano tylko w splocie referencyjnym wanty. Metoda montażu Isotension pozwala na oszacowanie w prosty sposób siły naciągu w całej wancie. W tabeli 3.4 przedstawiono projektowane siły naciągu w wantach, które zostały wyposażone w czujniki pomiaru sił.

3.3. Praca konstrukcji mostu

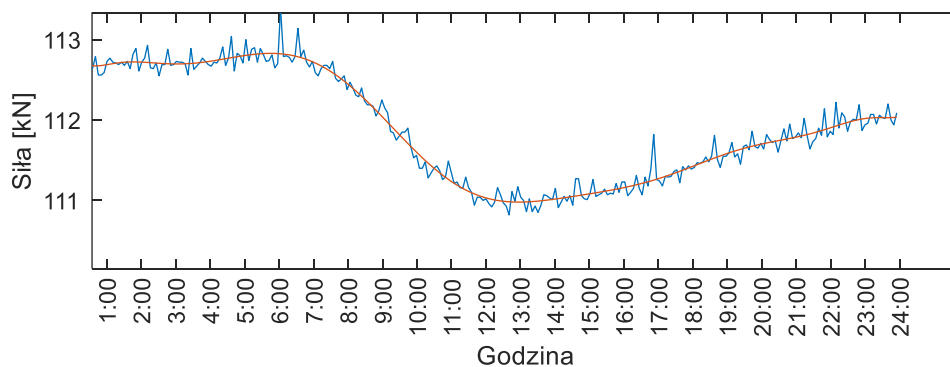
W celu opisanego zachowania się mostu Rędzińskiego od momentu jego oddania do eksploatacji, czyli od sierpnia 2011 roku, w roku 2016 przeprowadzono pierwszą, kompleksową analizę danych zgromadzonych przez system monitorowania konstrukcji [92, 94]. Od tamtej pory wykonywane są regularne raporty roczne z przebiegu pomiarów na moście Rędzińskim [16–20].

W moście tej klasy najbardziej wrażliwym elementem konstrukcyjnym jest system podwieszenia. Dlatego pierwszy etap analizy dotyczył want. Po prześledzeniu wyników systemu monitorowania stwierdzono na przestrzeni pięciu lat stopniowy spadek sił naciągu w części ciągów podwieszających, który w ciągu kolejnych trzech lat zmalał. Jest to zjawisko naturalne, wynikające z relaksacji stali oraz zmian reologicznych zachodzących w betonie konstrukcji pylonu i pomostów [92]. Sprawdzenie tego zjawiska okazało się istotne dla dalszych obliczeń. Na podstawie obserwacji stwierdzono cykliczną zmianę siły naciągu w wantach. Wzrasta ona w okresie letnim, natomiast maleje w okresie zimowym. Rysunek 3.6 przedstawia jej wartość przeliczoną na naprężenia średnie w splotach referencyjnych want. Analogiczne wahania występują w cyklu zmian dobowych, z tą różnicą, że tu w ciągu dnia następuje spadek siły, a w nocy jej wzrost (rys. 3.7). Zjawisko to jest wynikiem odkształceń pylonu i pomostu na skutek zmian temperatury. W cyklach dobowych na siłę naciągu wpływa odkształcenie samej wanty, natomiast różnica siły średniej naciągu między latem i zimą wynika z przemieszczeń zakotwień na pylonie i pomostach. Lokalne i gwałtowne zmiany siły naciągu są spowodowane przejazdami ciężkich pojazdów lub nakładającymi się na siebie efektami poszczególnych obciążeń ruchomych. Skutki tego typu zauważalne są w obrębie całej grupy

want, znajdujących się w strefie obciążenia pomostów. Taka charakterystyka przebiegu naprężeń pozwoliła na przypisanie mu cech procesu stochastycznego.



Rys. 3.6. Przebieg średnich miesięcznych wartości naprężeń w splotach wybranych want



Rys. 3.7. Przykładowy dobowy przebieg wartości naprężeń

W celu uzyskania pełnego opisu charakteru pracy konstrukcji mostu dodatkowo sprawdzono zmiany ekstremalnych temperatur rocznych w poszczególnych elementach konstrukcji oraz przeprowadzono analizę osiadań stopy fundamentowej pylonu.

Do analizy termicznej przyjęto charakterystyczne punkty w konstrukcji:

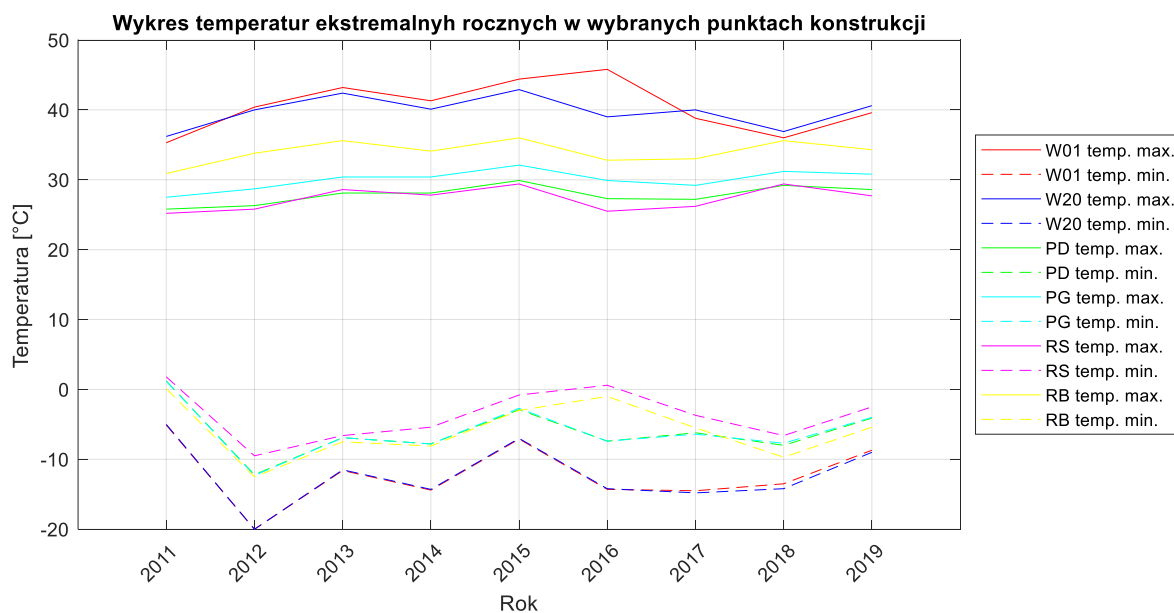
- najdłuższą wantę (symbol W-20),
- najkrótszą wantę (symbol W-01),
- dół przekroju pomostu (symbol PD),

- górę przekroju pomostu (symbol PG),
- stal w ryglu górnym pylonu (symbol RS),
- beton w ryglu górnym pylonu (symbol RB).

Tabela 3.5. Zestawienie ekstremalnych temperatur rocznych w wybranych punktach konstrukcji

Punkt	W-01		W-20		PD		PG		RS		RB	
	Temp.		Temp.		Temp.		Temp.		Temp.		Temp.	
	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.
2011*	35,3	-5,1	36,2	-5,0	25,8	1,2	27,5	1,2	25,2	1,8	30,9	0,1
2012	40,4	-20,0	40,0	-20,0	26,3	-12,2	28,7	-12,3	25,8	-9,5	33,8	-12,5
2013	43,2	-11,6	42,4	-11,5	28,1	-6,9	30,4	-6,9	28,6	-6,6	35,6	-7,5
2014	41,3	-14,4	40,1	-14,3	28,1	-7,8	30,4	-7,8	27,8	-5,4	34,1	-8,1
2015	44,4	-7,1	42,9	-7,0	29,9	-2,9	32,1	-2,7	29,4	-0,8	36,0	-3,0
2016	45,8	-14,3	39,0	-14,2	27,3	-7,4	29,9	-7,4	25,5	0,6	32,8	-1,0
2017	38,8	-14,5	40,0	-14,8	27,2	-6,2	29,2	-6,4	26,2	-3,7	33,0	-5,5
2018	36,0	-13,5	36,9	-14,2	29,2	-8,0	31,2	-7,7	29,4	-6,6	35,6	-9,7
2019**	39,6	-8,7	40,6	-9,0	28,6	-4,1	30,8	-4,0	27,7	-2,5	34,3	-5,4

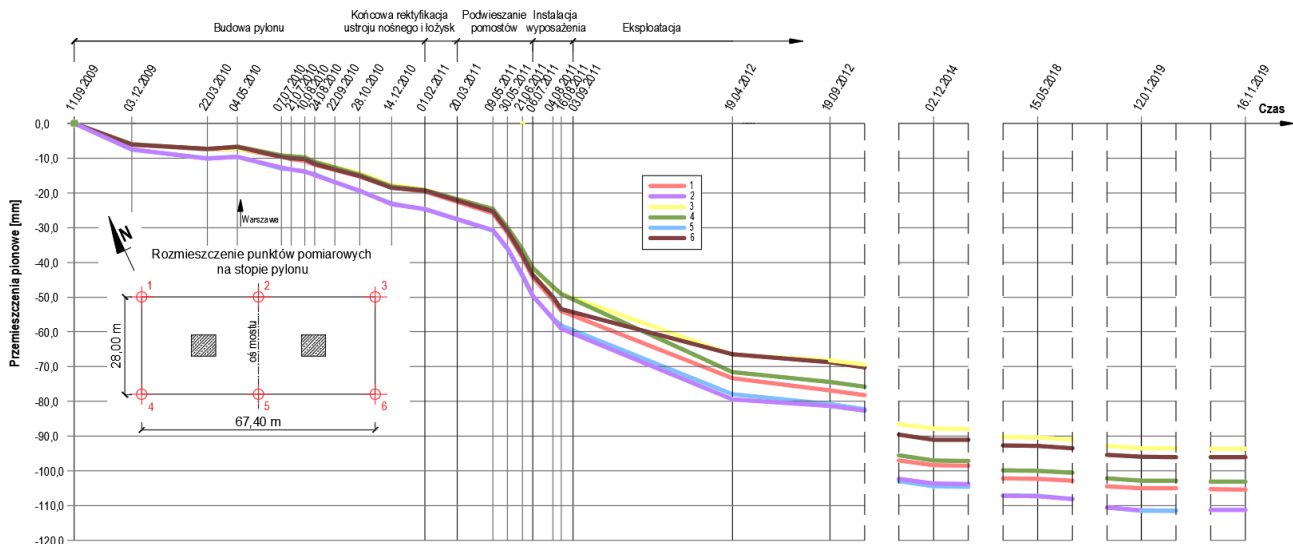
* okres od sierpnia do grudnia; ** okres od stycznia do października.



Rys. 3.8. Graficzne przedstawienie wartości z tabeli 3.5

W tabeli 3.5 i na rysunku 3.8 zestawiono wartości temperatur ekstremalnych. Wyraźnie widać, że każdy element charakteryzuje się innym stopniem ogrzania. Rysunek 3.9 to wykres przedstawiający wyniki geodezyjnych pomiarów osiadań stopy fundamentowej pylonu, z uwzględnieniem faz budowy i czasu eksploatacji mostu. Od oddania mostu do użytku w 2011 roku pylon osiadł o ok. 6 cm.

Osiadania pylonu Mostu Rędziańskiego



Rys. 3.9. Geodezyjny schemat pomiarowy i wykres osiadań stopy fundamentu [16–20]

Analiza zachowania się want w trakcie eksploatacji obiektu umożliwiła określenie i wybór want do szczegółowych obliczeń zmęzeniowych przeprowadzonych w kolejnych rozdziałach pracy.

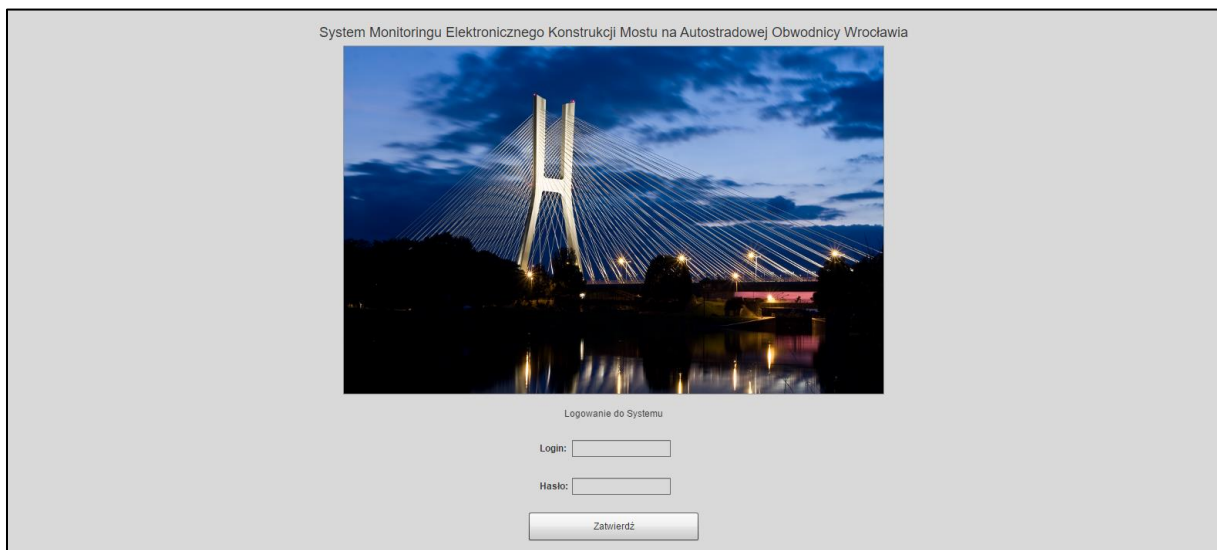
Ponieważ schemat statyczny mostu Rędziańskiego jest hiperstatyczny, zatem oprócz wpływu zmian temperatury na siły wewnętrzne należy zbadać, czy osiadań podpory pylonu w trakcie pierwszych lat eksploatacji przeprawy miały wpływ na średnią siłę naciągu.

Pomiar geodezyjny osiadań stopy pylonu prowadzono już od początku jej budowy [16–20]. Wszystkie wyniki pomiarów przedstawiono na rysunku 3.9.

4. METODYKA PRACY

4.1. SHM mostu Rędzińskiego – aplikacja

W trakcie badań prowadzonych na potrzeby niniejszej rozprawy, na początku roku 2017, aplikacja obsługująca system monitorowania mostu Rędzińskiego została zmodernizowana [16–20], co w znacznym stopniu ułatwiło i usprawniło pracę na podstawie gromadzonych danych. Dostawca systemu umożliwia bieżącą kontrolę danych przy pomocy logowania się do aplikacji przez przeglądarkę internetową.



Rys. 4.1. Okno dialogowe aplikacji SHM

Użytkownik, w zależności od uprawnień nadanych przez administratora mostu, może mierzone dane przeglądać lub też eksportować. Czujniki mierzące wymienione wcześniej wielkości zostały podzielone na 6 grup (SAD – System Akwizycji Danych), co przedstawiono w formie grafu w głównym oknie dialogowym aplikacji. Wszystkie grupy tworzą CGD – Centrum Gromadzeni Danych. Czujniki w poszczególnych grupach mierzą:

SAD 1 – siły naciągu, temperaturę, przyspieszenia drgań want pomostu lewego części południowej oraz przyspieszenia drgań pomostu lewego na tej części.

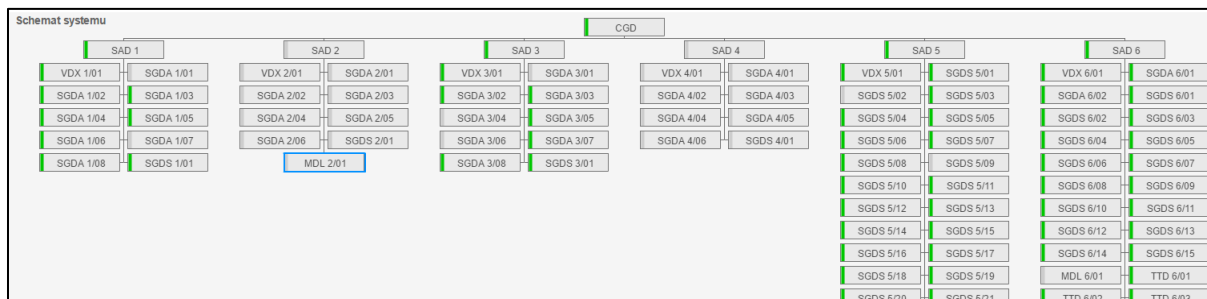
SAD 2 – siły naciągu, temperaturę want pomostu prawego części południowej oraz przyspieszenia drgań pomostu prawego na tej części.

SAD 3 – siły naciągu, temperaturę, przyspieszenia drgań want pomostu lewego części północnej oraz przyspieszenia drgań pomostu lewego na tej części.

SAD 4 – siły naciągu, temperaturę want pomostu prawego części północnej oraz przyspieszenia drgań pomostu prawego na tej części.

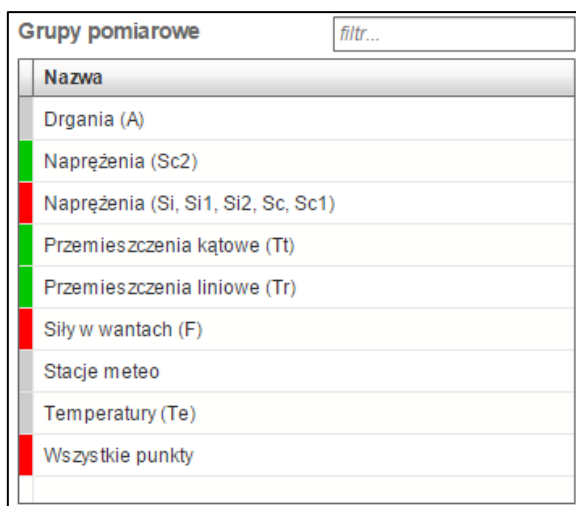
SAD 5 – temperaturę pomostów i ich przemieszczenia kątowe i liniowe w przekrojach na poziomie pylonu oraz naprężenia i temperatury w podstawie pylonu.

SAD 6 – wszystkie wielkości w ramionach i ryglu pylonu.



Rys. 4.2. Podział czujników na grupy pomiarowe

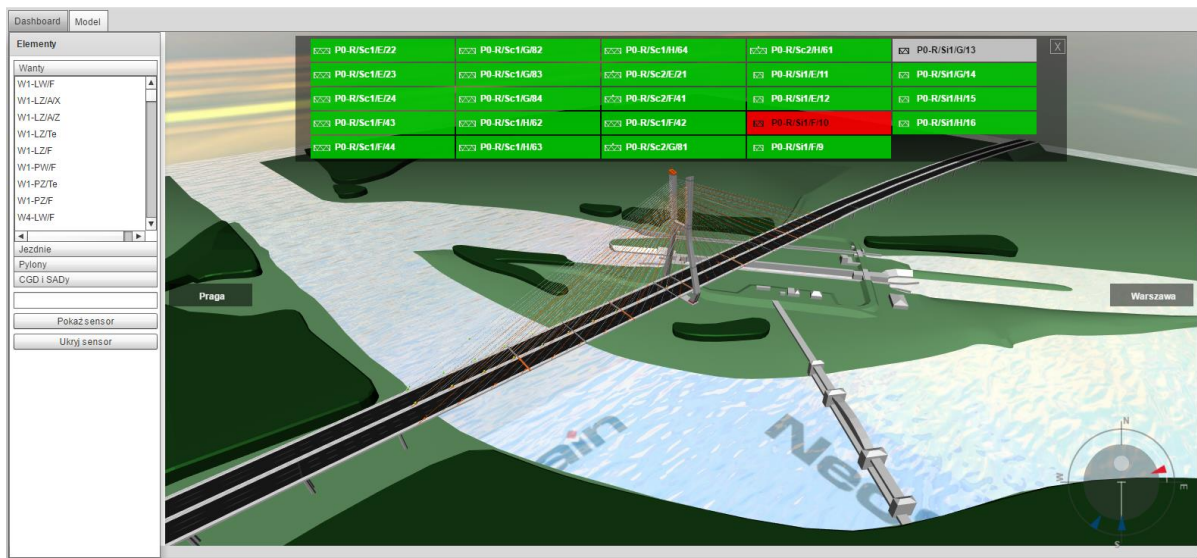
Dodatkowo w systemie można filtrować wyniki według potrzebnych wielkości pomiarowych (rys 4.3). W tym oknie dialogowym pojawiają się kolory, tzw. alerty. Kolor zielony oznacza prawidłową pracę wszystkich czujników, czerwony sygnalizuje, że w którymś punkcie pomiarowym nastąpiło chwilowe przekroczenie wartości progowej, a szary wskazuje na to, że część czujników danej grupy jest chwilowo wyłączona z użytku.



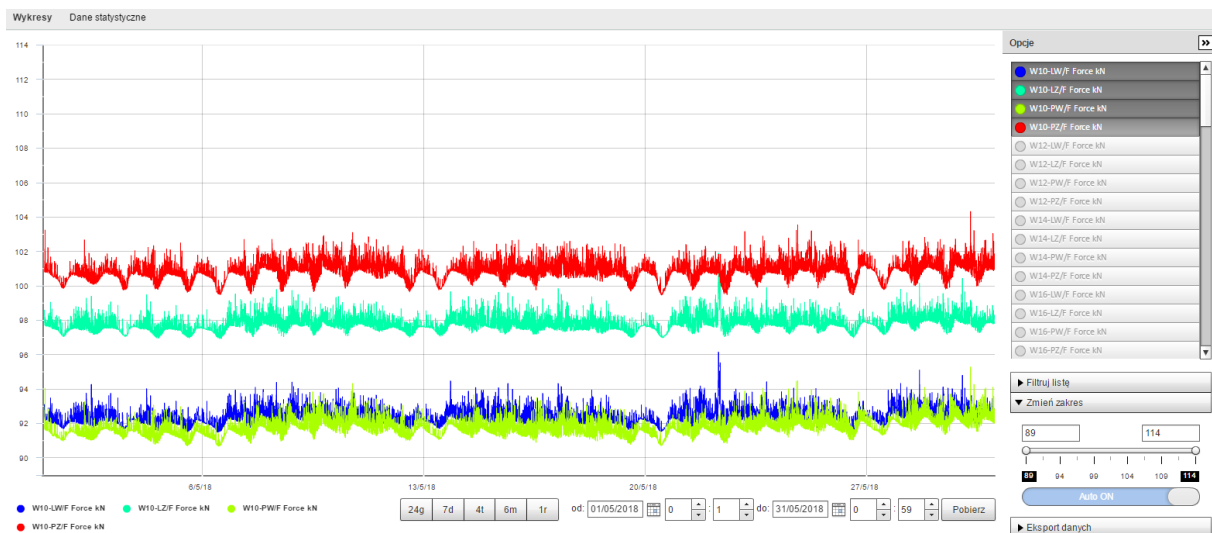
Rys. 4.3. Grupy pomiarowe razem z widocznymi alertami

Aplikacja jest również wyposażona w wizualizację mostu (rys. 4.4), na której zaznaczono dokładnie miejsce oraz kierunek zainstalowania czujników. Ułatwia to interpretację mierzonych danych, w szczególności w przypadku określanie kierunku przemieszczeń kątowych, czy kierunku przyspieszeń drgań.

Po wyborze konkretnego czujnika lub grupy czujników pojawia się okno umożliwiające analizę mierzonych wartości (rys. 4.5). Wyniki można przedstawiać zarówno w formie wykresów, jak i tabelarycznie. Tabele zawierają jednak tylko informacje o ekstremach z danego zakresu danych oraz ich wartość średnią. W oknie można również ustawiać przedziały czasowe mierzonych danych oraz zakres ich wyświetlania.



Rys. 4.4. Wizualizacja mostu razem z widocznymi przykładowymi alertami



Rys. 4.5. Widok okna dialogowego pokazującego wyniki przykładowego pomiaru siły naciągu w splocie 4 want z numerem 10 z maja roku 2018

Zakładka eksportowania umożliwia zapisywanie widocznych wykresów w postaci plików .jpeg oraz jako plików .csv. Listy w postaci plików .csv zawierają dokładną informację

o czujniku w chwili pomiaru mierzonych wartości. Pliki te są w pełni edytowalne w kompatybilnych programach. Przede wszystkim w wyeksportowanych danych należy sprawdzić, czy nie ma przerw i zaburzeń w ciągach wartości liczbowych, ponieważ przy automatyzacji dalszych algorytmów obliczeniowych takie miejsca mogą przyczynić się do przedwczesnego zakończenia lub przerwania obliczeń.

4.2. Oprogramowanie obliczeniowe

W rozprawie wykorzystano programy obliczeniowe dostępne na podstawie umów licencyjnych Politechniki Wrocławskiej lub w wersjach edukacyjnych dostępnych dla studentów, doktorantów i pracowników. Użyto programów matematycznych do obliczeń statystycznych oraz oprogramowania MES (Metoda Elementów Skończonych) do odwzorowania konstrukcji mostu Rędzińskiego i jego elementów.

4.2.1. MatLab

Program MatLab firmy Simulink, w wersji R2018b [40], służy do operacji na danych liczbowych przedstawionych w postaci wektorów i macierzy. Posłużył on do analizy danych (wartości sił w wantach, temperatury) importowanych z aplikacji SHM, pogrupowanych odpowiednio dniami lub miesiącami.

MatLab został wykorzystany przede wszystkim do pełnych analiz statystycznych, dopasowania funkcji rozkładów prawdopodobieństwa oraz symulacji brakujących danych pochodzących z systemu SHM. Rozbudowany moduł tworzenia wykresów pozwolił na uzyskanie dużo bardziej czytelnych rysunków niż pochodzące z aplikacji SHM oraz ich zestawienia w postaci histogramów. W programie napisano własne skrypty obliczeniowe oraz wykorzystano wbudowane, jak np. przeznaczone do analizy Rain-flow oraz dopasowywania funkcji [75].

4.2.2. Wolfram Mathematica

Mathematica to kolejny użyty program matematyczny, autorstwa Stephena Wolframa [41, 32]. W odróżnieniu od MatLaba potrafi on dokonywać obliczeń na zmiennych argumentach funkcji, bez obowiązku definiowania ich wartości w postaci wektorów lub macierzy. Wykorzystany został do rozwiązywania układów równań, równań różniczkowych oraz obliczania całek, w tym całek powierzchniowych i niewłaściwych. Również w tym

programie znajduje się rozbudowany moduł do tworzenia wykresów obliczanych funkcji (*CurveFittingApp*).

4.2.3. Sofistik

Sofistik to niemieckie oprogramowanie do obliczeń metodą elementów skończonych [85]. Umożliwia ono odwzorowywanie całej konstrukcji lub jej fragmentów za pomocą elementów prętowych, ciągnowych powierzchniowych lub przestrzennych. Umożliwia analizę liniową i nieliniową modeli, co w przypadku obliczania want jest istotną zaletą. Wbudowane moduły obliczeniowe pozwalają na uwzględnienie w pracy konstrukcji etapów jej budowy oraz procesów reologicznych. Program posiada możliwość definiowania dynamicznych przejazdów różnych pojazdów, co pozwoliło oszacować zmiany sił w wantach na podstawie prognoz ruchu.

Dodatkowo, jako jeden z modułów obliczeniowych, w programie został zaimplementowany moduł Rely autorstwa firmy Struel [85]. Jest on kompatybilny z modelami MES i pozwala na definiowanie funkcji niezawodnościowych wykorzystujących dane obliczone numerycznie i zapisane w bazie danych (CDB) modelu MES. Takie rozwiązanie pozwala na losowe zdefiniowanie parametrów wejściowych (np. wymiar konstrukcji, parametry materiałowe, definiowanie obciążenia) przy pomocy funkcji rozkładów gęstości prawdopodobieństwa. Dane te są analizowane przez obliczenia MES, a wyniki (np. wartości przemieszczeń, naprężeń) są podstawiane do zdefiniowanej funkcji niezawodnościowej. Na tej podstawie są wyliczane współczynniki niezawodności dla danego stanu granicznego metodami FORM i SORM [5,6].

4.2.4. Oprogramowanie Microsoft Office

Standardowe oprogramowanie Microsoftu: Word oraz Excel, posłużyło do edycji rozprawy i danych w postaci plików .csv (ang. *Comma-separated values*). Pliki .csv są kompatybilne z wyżej przedstawionymi programami i służą jako nośnik wymiany danych pomiędzy nimi.

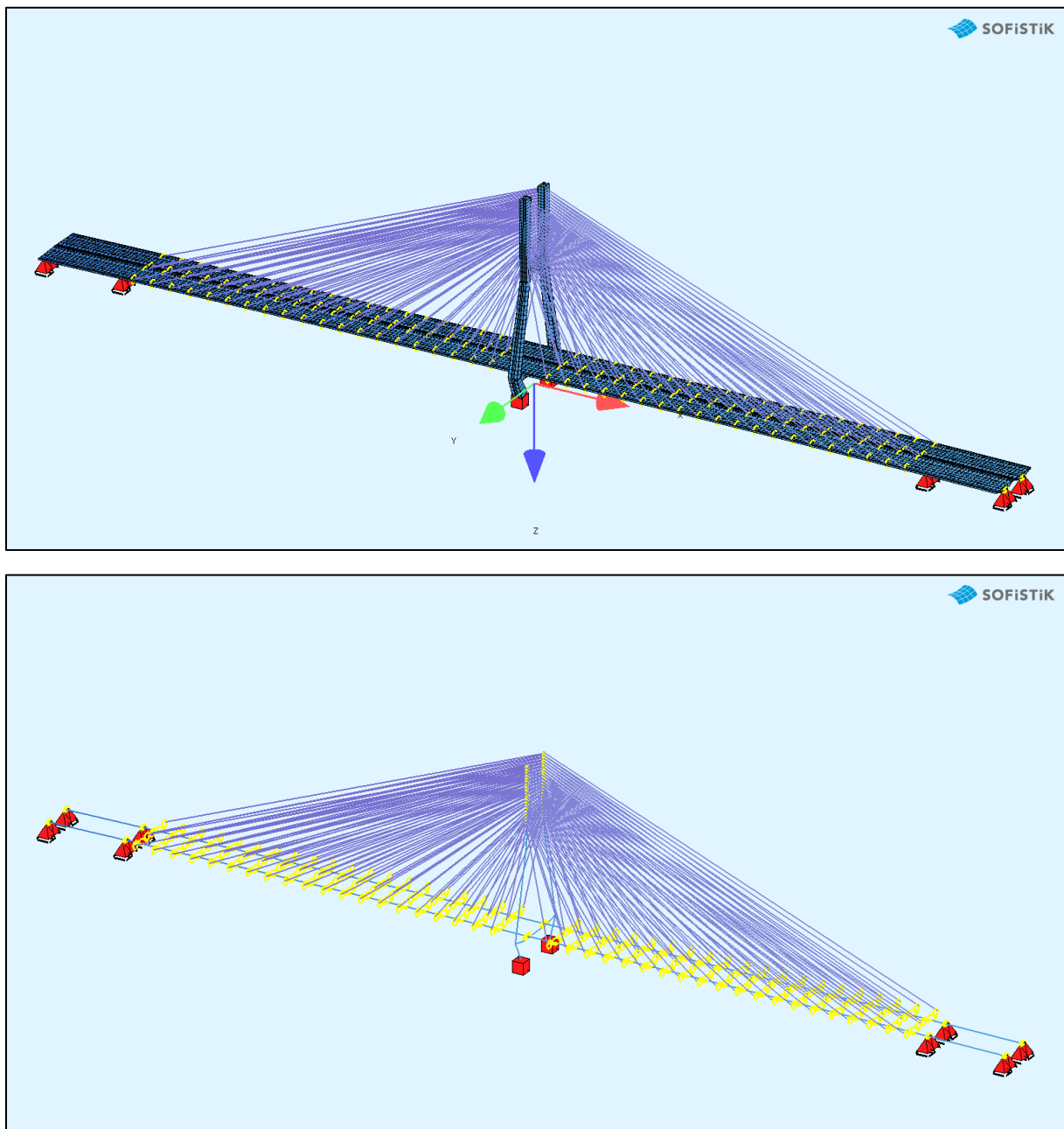
4.3. Model MES mostu Rędzińskiego i wybranych want

Na potrzeby dodatkowych analiz i obliczeń uzupełniających dane z SHM stworzono kilka modeli numerycznych związanych z tematem rozprawy. Wszystkie zostały wykonane przy użyciu oprogramowania SOFiSTiK na podstawie dostępnej dokumentacji projektowej.

W trakcie ich wykonywania uwzględniono możliwości wprowadzania modyfikacji do przyszłych obliczeń.

4.3.1. Ogólny model mostu

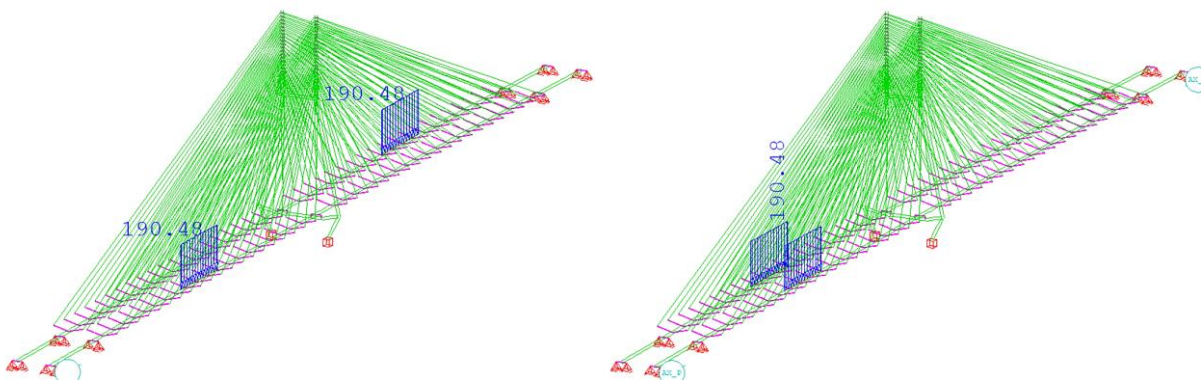
Pierwszym modelem jest przestrzenny układ prętowy całego mostu Rędzińskiego. Zgodnie z [47] można go zaklasyfikować jako model klasy (e^1, p^3) . Na podstawie dostępnej dokumentacji projektowej przypisano wszystkim elementom prętowym ich dokładne cechy geometryczne i materiałowe.



Rys. 4.6. Wizualizacja prętowego modelu obliczeniowego z pełnym odwzorowaniem przekrojów (górze) oraz jako układ czysto prętowy z widocznymi sprzężeniami w kolorze żółtym (dół)

Ponieważ w modelu nie uwzględniono geometrii stopy fundamentowej, która wykonana została z betonu innej klasy niż część naziemna konstrukcji, można było w całym jej odwzorowaniu użyć jednej klasy betonu – C50/60. Ponadto zdefiniowano materiał rdzenia pylonu, jakim jest stal S355. Oprócz stali konstrukcyjnej określono stal sprężającą 1860, która została użyta w modelowaniu lin podwieszających.

Przekroje poszczególnych elementów zostały opisane graficznie, natomiast program automatycznie wyznaczył wszystkie ich cechy geometryczne. W przekrojach zespolonych zostały na tej samej zasadzie zdefiniowane elementy stalowe i betonowe. Moduł obliczeniowy wyznaczył na tej podstawie zastępcze cechy geometryczne oraz sprowadzone moduły sprężystości. Przekroje want zostały natomiast określone jako sprowadzone przekroje kołowe, o powierzchni odpowiadającej powierzchni wszystkich splotek w danej wancie. Pozostałe cechy geometryczne mogły zostać pominięte, ponieważ elementy prętowe odwzorowujące wanty w ogólnym modelu mogą przenosić tylko siły osiowe. Przy przypisywaniu prętom odpowiednich przekrojów zastosowano tzw. offsety, które zapewniły dokładne odwzorowanie geometrii konstrukcji. Punkty zakotwień want zostały również zdefiniowane na mimośrodku względem osi pomostu i połączone z nią tzw. sprzężeniem (ang. *coupling*), uwzględniając nachylenie poprzeczne pomostów. Uzyskano w ten sposób 4 płaszczyzny podwieszenia want, zgodne z rzeczywistą konstrukcją (rys. 4.8). Geometria pomostów została opisana za pomocą osi (ang. *axis*), co pozwoliło odwzorować dokładną niweletę konstrukcji. Osie te pozwalają również w łatwy sposób przypisać do nich ruchome obciążenie normowe, które zostanie wykorzystane do obliczeń w dalszej części rozprawy.



Rys. 4.7. Schematy obciążenia pojazdami ciężarowymi w trakcie próbnych obciążeń. Z lewej schemat S1, z prawej schemat S2 [7, 8]

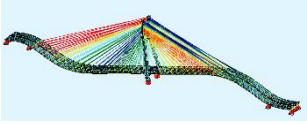

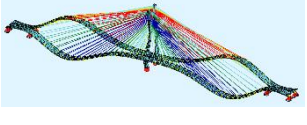

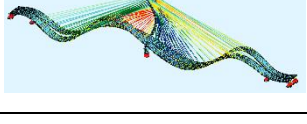
Opisany wyżej model służy głównie do wyznaczania zmian siły naciągu od obciążeń ruchomych i osiadań, dlatego odwzorowania prętowe były w zupełności wystarczające. Nie służy on również do wyznaczania naprężeń w elementach betonowych i zespolonych pylonu i pomostu, dlatego nie zawiera

zdefiniowanych sił sprężających czy odpowiadających im obciążeń zastępczych. W razie potrzeby i w zależności od sytuacji obliczeniowej można natomiast w tym modelu aktywować wstępny naciąg, pamiętając o tym, by zrównoważyć go ciężarem własnym konstrukcji i wyposażenia.

Tab. 4.1. Porównanie wartości ugięć obliczonych w modelu MES z wartościami pomierzonymi [7, 8]

Schemat	Ugięcie wg modelu MES [mm]	Ugięcie wg pomiarów [mm]	Zgodność [%]
S1	390,7	375,0	104,19
S2	509,3	467,0	109,05

Tab. 4.2. Porównanie postaci drgań własnych obliczonych w modelu MES z wartościami pomierzonymi [7, 8]

Numer częstotliwości	Postać częstotliwości z modelu MES	Częstotliwość z modelu MES [Hz]	Częstotliwość wyznaczona w badaniach [Hz]
1		0,25	0,25
2		0,32	0,31
3		0,50	0,48
4		0,51	0,48
5		0,61	0,62

Poprawność stworzonego modelu sprawdzono przez obciążenie go siłami odpowiadającymi pojazdom ciężarowym ustawionym w trakcie próbnych obciążeń mostu [7, 8]. Wyniki obliczeń porównano z danymi zamieszczonymi w pracy [93]. Na rysunku 4.7 przedstawiono sprowadzone,

asymetryczne obciążenie pomostów (S1), w którym na każdej jezdni ustawiono po 20 pojazdów ciężarowych o masie 40 ton każda, oraz drugie, symetryczne, gdzie obydwie zestawy pojazdów umieszczono po jednej stronie pylonu na obydwu pomostach równoległe (S2). Obliczenia przeprowadzono według analizy liniowo sprężystej. Wyniki obliczeń i ich porównanie z pomiarami w trakcie próbnych obciążeń pokazano w tabeli 4.1.

Oprócz sprawdzenia ugięć konstrukcji porównano także obliczone częstotliwości drgań własnych z pomierzonymi w trakcie badań. Wartości i formy pierwszych pięciu postaci drgań pokazano w tabeli 4.2.

W przytoczonych powyżej analizach widać, że dokładne odwzorowanie wszystkich parametrów konstrukcji pozwoliło na uzyskanie modelu numerycznego dającego wiarygodne wyniki obliczeń. Tak przygotowany i sprawdzony układ obliczeniowy może zostać wykorzystany do dalszych analiz.

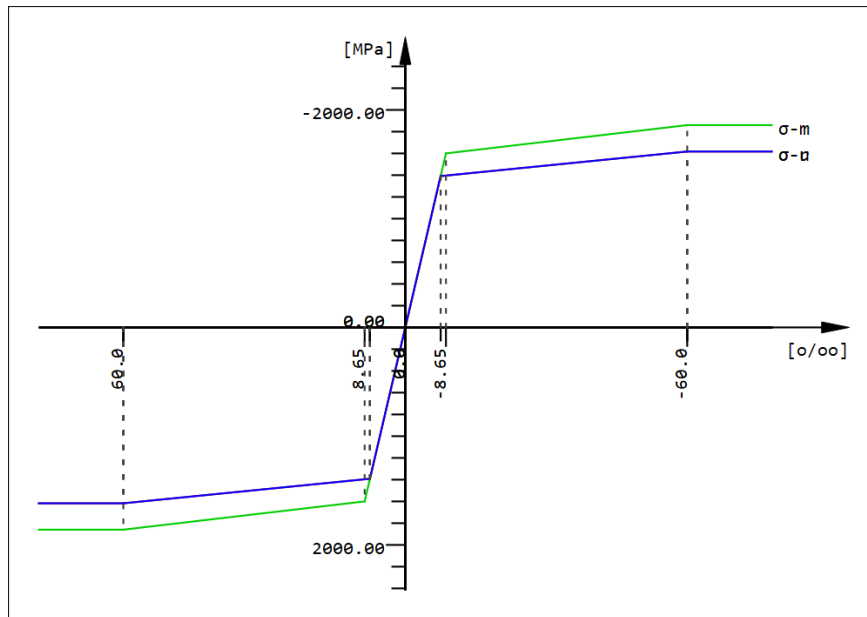
4.3.2. Modele obliczeniowe poszczególnych want

W opisanym modelu ogólnym mostu wanty zostały uproszczone jako element prętowy przenoszący tylko siły osiowe. W celu dokładniejszego zbadania zachowania się want w zależności od wartości siły naciągu należało stworzyć ich odizolowane od reszty konstrukcji modele. Ponieważ pomiar siły osiowej odbywa się tylko w jednym splocie referencyjnym, stworzono modele reprezentujące właśnie wyizolowany jeden splot każdej z analizowanych want.

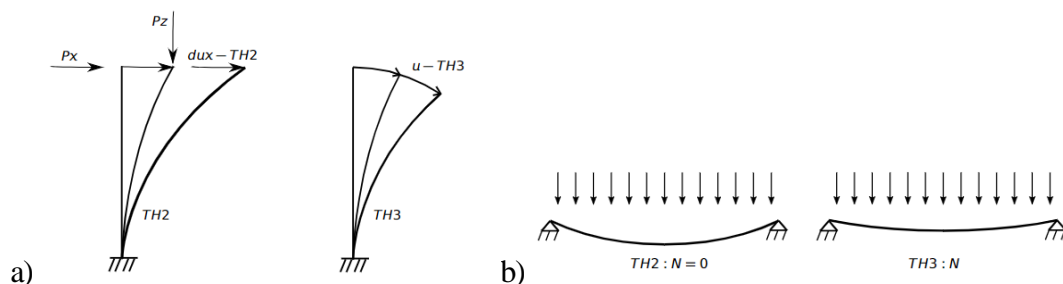
Modele te posłużą do porównania wyników otrzymanych z obliczeń przeprowadzonych według równań różniczkowych opisanych w podrozdziale 1.5. Zweryfikowane modele można będzie wykorzystać w obliczeniach, dla których dobranie równań różniczkowych i warunków brzegowych byłoby zbyt skomplikowane i czasochłonne.

Materiałem zdefiniowanym dla want jest stal sprężająca Y1860, której wykres naprężeń od odkształceń pokazano na rysunku 4.8.

Ponieważ obliczenia dla splotów zostaną przeprowadzone wg tzw. teorii III rzędu [85], ważne jest, aby materiał miał zdefiniowane właściwości nieliniowo sprężyste. Teoria III rzędu to zmodyfikowana teoria II rzędu przydatna w przypadku obliczeń numerycznych długich elementów ciągnowych. Oprócz nieliniowości właściwości materiałowych i uwzględnienia mimośrodków powstałych w wyniku odkształceń, uwzględniane są rzeczywiste przemieszczenia konstrukcji (rys. 4.9a). Ponadto w przypadku obciążenia belek obciążeniem prostopadłym do ich osi, przy zablokowanych przesuwach, powstają dodatkowe siły osiowe zwiększające ich sztywność giętną (rys. 4.9b.). Tak dobrana metoda obliczeniowa sprawia, że nie trzeba wprowadzać dodatkowej korekty modułu sprężystości zalecanej w Eurokodzie [72] i literaturze [9, 31, 88].



Rys. 4.8. Wykres naprężeń od odkształceń dla stali sprężającej Y1860 z zaznaczonymi granicami plastyczności i wytrzymałości. Linia zielona opisuje właściwości charakterystyczne materiału, a niebieska obliczeniowe, przy założeniu współczynnika materiałowego $\gamma = 1,15$. W rozprawie stosowano parametry opisane wykresem zielonym



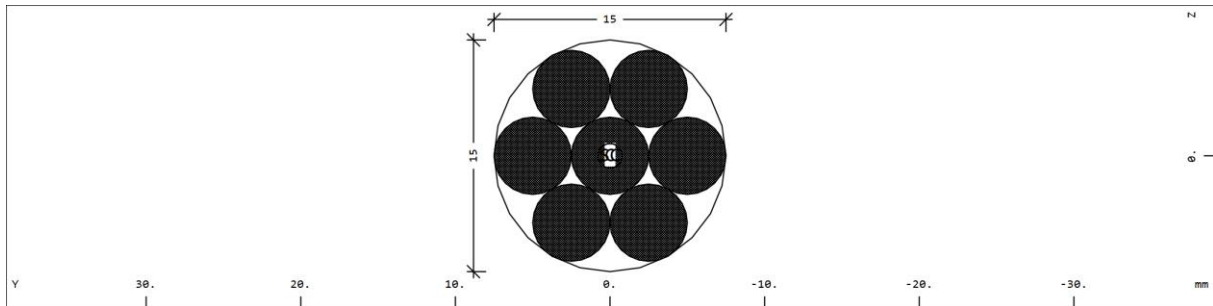
Rys. 4.9. Idea teorii III rzędu w porównaniu z teorią II rzędu: a) uwzględnienie rzeczywistych przemieszczeń konstrukcji, b) wzrost sztywności pod wpływem obciążenia [85]

Stworzono modele trzech want:

- najdłuższej W-20,
- najkrótszej W-01,
- pośredniej W-16, której zakotwienie dolne doznaje największego przemieszczenia pionowego od ciężaru własnego w modelu obliczeniowym całej konstrukcji.

W oprogramowaniu SOFiSTiK istnieje zestaw gotowych przekrojów typowych systemów podwieszenia, jednak nie odpowiadały one tym z mostu Rędzińskiego. Dlatego w modelu ogólnym uproszczono je do sprowadzonych przekrojów kołowych. Istnieje natomiast możliwość zdefiniowania

przekroju pojedynczego splotu, co zostało też zastosowane w modelach szczegółowych. Parametry takiego przekroju przedstawiono na rysunku 4.10. W tabeli 4.3 z kolei zestawiono przyjęte parametry geometrii modelowanych want. Modele tworzone w układzie dwuwymiarowym odpowiadającym klasyfikacji (e^1, p^2).



Rys. 4.10. Przekrój przez splot. Wymiary podano w mm

Tab. 4.3. Wymiary przyjętych want

Nr wanty	Rozpiętość l [m]	Wysokość h [m]	Długość teoretyczna [m]
W-01	19,86	66,40	69,31
W-16	198,18	93,40	219,08
W-20	246,14	100,60	265,91

Zakotwienia dolne want (czynne) określono jako podparcie sztywne uniemożliwiające obroty i przesuw. Górne zakotwienie bierne zdefiniowano jako podparcie sztywne z możliwością przesuwu wzdłuż osi splotu. W tym punkcie będzie również przykładana siła naciągu. W celu uwzględnienia efektu zwisu splotu zdefiniowano dyskretyzację prętów odcinkami o długości 0,10 m. Warto wspomnieć, że w modelu ogólnym mostu wanty nie były dyskretyzowane, lecz modelowane za pomocą jednego elementu.

W dalszych analizach i obliczeniach uwzględniono trzy różne schematy statyczne dla każdego splotu.

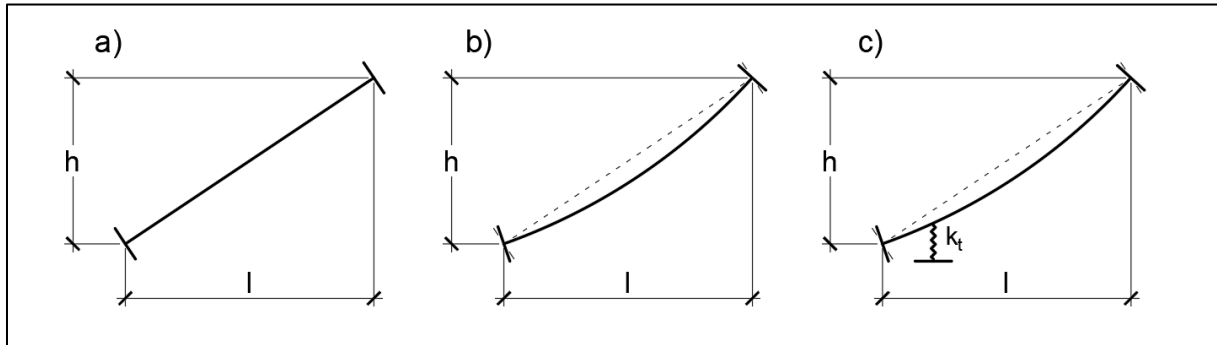
Schemat 1. Splot został zamodelowany jako prosty pręt ukośny bez dodatkowych modyfikacji.

Schemat 2. Modelowanie splotu podzielono na dwa etapy. Początkowo zwolniono w nim możliwość obrotu na podparciach. Na podstawie obciążenia ciężarem własnym i pierwszej pomierzonej przez system monitorowania siły naciągu określono swobodne kąty obrotów podparć, po czym

zamrożono sztywność odkształconego ciągu i zablokowano dalsze możliwości obrotu na podporach. Kolejne zmiany siły naciągu przykładano do tak zdefiniowanej konstrukcji.

Schemat 3. Stanowi on uzupełnienie schematu 2 dla najdłuższej modelowanej wanty W-20. Jest ona wyposażona w tłumik drgań, który w modelu został zdefiniowany jako dodatkowa pionowa podpora sprężysta, aktywowana po określeniu zwisu początkowego.

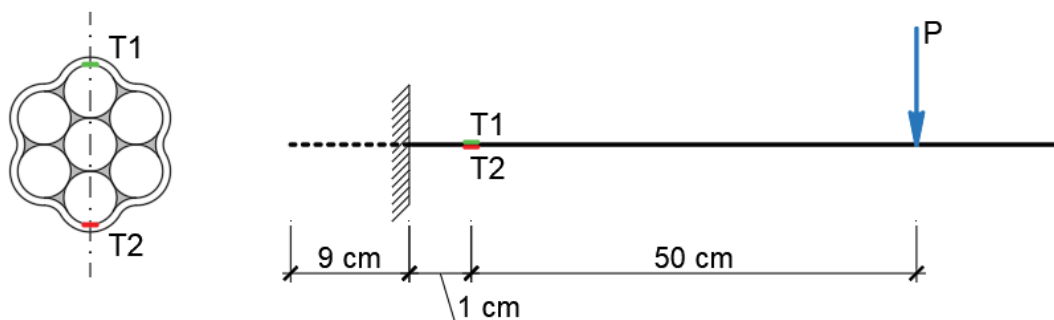
Wszystkie trzy schematy przedstawiono na rysunku 4.11.



Rys. 4.11. Przyjęte schematy statyczne splotów: a) schemat 1, nieuwzględniający początkowego zwisu wanty; b) schemat 2, uwzględniający początkowy zwis wanty i obrót zakotwień; c) schemat 3 – schemat 2 uzupełniony o sprężyste podparcie w miejscu tłumika drgań

4.4. Oszacowanie parametrów geometrycznych przekroju splotu

W trakcie tworzenia modeli konstrukcji w programach MES pojawiło się pytanie o to, w jaki sposób najlepiej odwzorować przekrój splotu wanty przedstawiony na rysunku 4.10. Splot w przekroju stanowi 7 drutów, pomiędzy którymi znajduje się wosk. W zakotwieniu, a dokładniej w jego szczęce, są one pozbawione osłony polietylenowej i są ze sobą ściśnięte. Druty te nie stanowią pełnego przekroju, ale z powodu zaciśnięcia i zwinięcia ich wokół środkowego drutu nie pracują one też jako samodzielne elementy. Problem ten szerzej został omówiony w pracach [101, 102].



Rys. 4.12. Schemat stanowiska pomiarowego z zaznaczeniem tensometrów T1 i T2 oraz położenia siły obciążającej P

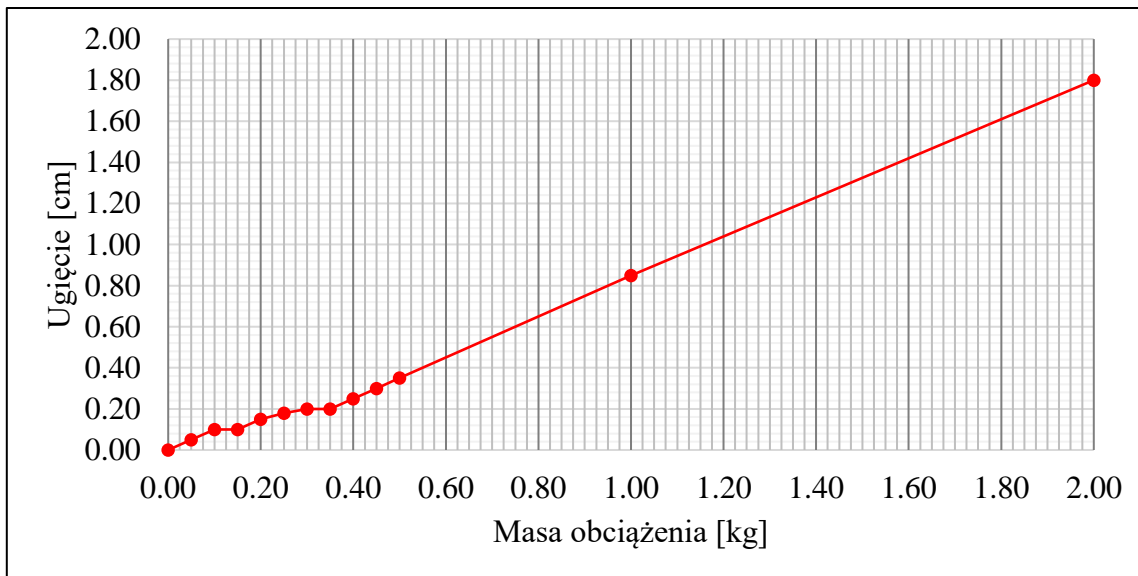


Rys. 4.13. Stanowisko pomiarowe. Od lewej: widoczne podłączenie tensometrów, pręt obciążony odważnikami oraz aparatura rejestrująca pomiary (Hottinger UPM 60)

W celu oszacowania zakresu momentu bezwładności przekroju (wskaźnika na zginanie) wykonano proste badanie laboratoryjne. W tym celu przygotowano 1-metrowy odcinek splotu, takiego samego jaki został zastosowany w podwieszeniu mostu Rędzińskiego (rys 4.12). Pierwszy odcinek splotu na długości 10 cm został pozbawiony osłony poliuretanowej. Ten fragment został umieszczony w szczęce kotwiącej, zamocowanej sztywno w imadle. Tuż za szczęką kotwiącą, na 4 odsłoniętych drutach naklejono 4 tensometry elektrooporowe (Temex, TF S-5, $k = 2,12 \pm 0,5 \%$, $R = 120 \pm 0,2 \%$). Długość bazy pomiarowej każdego z tensometrów wynosi 1 cm. Zostały one przytwierdzone do drutów dwuskładnikowym klejem X-60 firmy Hottinger (rys. 4.13). Pomiary odkształceń wykonano za pomocą urządzenia Hottinger UPM 60.

W odległości 50 cm od bazy pomiarowej przykładano kolejno odważniki po 50 g. Na końcu zawieszano odważnik o masie 1 kg i 2 kg. Wykres na rysunku 4.14 przedstawia pomiar ugięcia od kolejnych obciążeń.

Na podstawie pomierzonych wartości ugięcia oszacowano wartość momentu bezwładności na zginanie. Wyniki zestawiono w tabeli 4.4.



Rys. 4.14. Wykres zmierzonego ugięcia od wartości przykładanych odważników w miejscu P

Tab. 4.4. Oszacowane wartości momentu bezwładności na podstawie pomiaru ugięcia pręta

Masa [kg]	Odczyt [cm]	Ugięcie [cm]	Moment bezwładności na zginanie [cm ⁴]
0,00	91,00	0,00	–
0,05	90,95	0,05	2,22446E-10
0,10	90,90	0,10	2,22446E-10
0,15	90,90	0,10	3,33668E-10
0,20	90,85	0,15	2,96594E-10
0,25	90,82	0,18	3,08952E-10
0,30	90,80	0,20	3,33668E-10
0,35	90,80	0,20	3,8928E-10
0,40	90,75	0,25	3,55913E-10
0,45	90,70	0,30	3,33668E-10
0,50	90,65	0,35	3,17779E-10
1,00	90,15	0,85	2,61701E-10
2,00	89,20	1,80	2,47162E-10

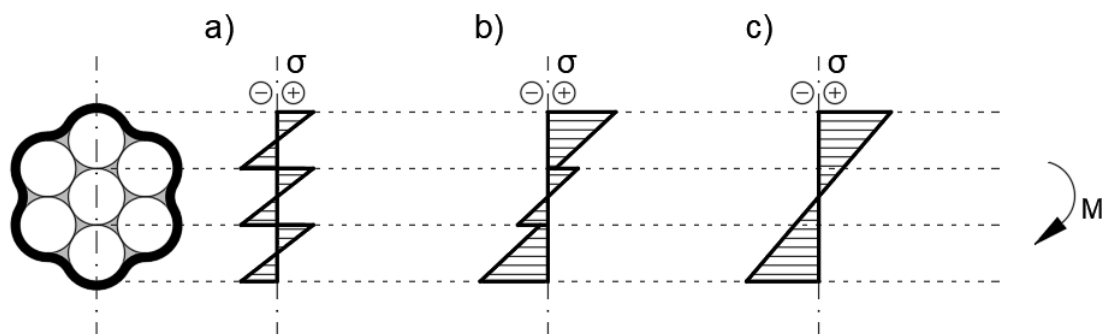
Tak obliczony moment nie stanowi jednak odpowiedniej wartości do obliczeń wytrzymałościowych. Średnia wartość takiego momentu wynosi $3,09E-10$ [cm⁴] i stanowi 25% momentu teoretycznego M_t , obliczonego według twierdzenia Steinera dla siedmiu drutów. W celu dalszej jego weryfikacji wykorzystano pomiary tensometryczne. Do dalszych obliczeń wybrano ostatnie 3 pomiary pod obciążeniem 0,5 kg, 1,0 kg i 2,0 kg. W tabeli 4.3 zestawiono odkształcenia zmierzone w skrajnych drutach (górnym T1 i dolnym T2) wraz z przeliczonymi dla nich naprężeniami pochodzącymi wyłącznie od zginania σ_b . Porównano je z liniowo wyliczonymi naprężeniami σ_t dla teoretycznego momentu bezwładności M_t , wyznaczonego na podstawie obciążenia odważnikami.

Z przedstawionych wyników można wywnioskować, że teoretyczny moment bezwładności należałoby zredukować o 23–41%, by uzyskać obliczone naprężenia zbliżone do wartości zmierzonych. Byłaby to wartość inna niż oszacowana na podstawie samych ugięć.

Badanie pokazało, że ani przekrój takiego splotu nie wykazuje cech przekroju zespolonego (scalonego), ani też żaden z jego elementów nie pracuje całkowicie samodzielnie. Idee rozkładu naprężeń w splocie pochodzących od jego zginania pokazuje rysunek 4.15.

Tab. 4.5. Porównanie naprężeń zmierzonych z wyliczonymi

Masa [kg]	Tensometr	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	σ_b [MPa]	M_t [kNm]	σ_t [MPa]	σ_t / σ_b
0,5	T1	63	12,53	0,002453	9,62	77%
0,5	T2	-71	-14,12	0,002453	-9,62	68%
1,0	T1	149	29,64	0,004905	19,23	65%
1,0	T2	-155	-30,83	0,004905	-19,23	62%
2,0	T1	322	64,05	0,009810	38,46	60%
2,0	T2	-330	-65,64	0,009810	-38,46	59%



Rys. 4.15. Założenia rozkładów naprężeń w splotach: a) przy braku współpracy ze sobą poszczególnych drutów splotu; b) częściowa współpraca; c) całkowite zespolenie ze sobą poszczególnych drutów

Z uwagi na złożoność opisanego wyżej zjawiska i trudność dokładnego ustalenia rozkładu naprężeń bez specjalistycznej aparatury oraz nieliniowego charakteru pracy statycznej ciągu na tym odcinku splotu, do dalszych obliczeń przyjęto teoretyczną wartość momentu bezwładności na zginanie oraz liniowy rozkład naprężeń we wszystkich splotach przekroju. Wartość ta będzie stanowiła punkt odniesienia dla ewentualnych modyfikacji w obliczeniach zmęczeniowych i niezawodnościowych poprzez dobrane współczynniki redukcyjne. Wybór takiego założenia jest najmniej korzystny z obliczeniowego punktu widzenia. Dodatkowo można przypuszczać, że z uwagi na to, iż analizę

przekroju wykonuje się tuż za szczęką kotwiącą, zaciśnięcie splotu jest na tyle duże, że tarcie pomiędzy drutami splotu jest prawie pełne, co powoduje ich zbliżoną do pełnego zespolenia współpracę.

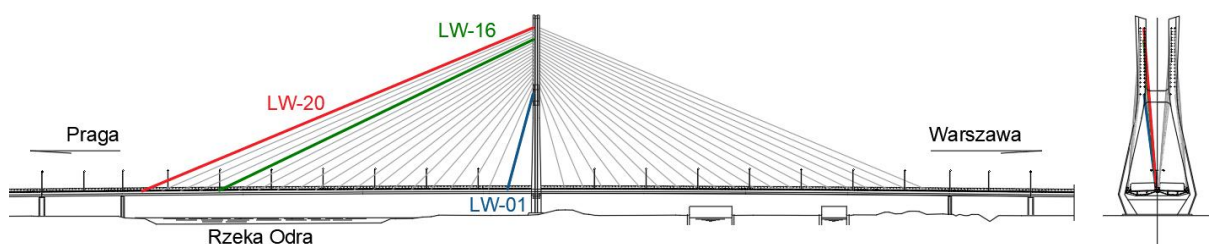
5. SIŁY W WANTACH

5.1. Analiza statystyczna

W przypadku danych pomiarowych pochodzących z dużych systemów monitorowania podstawowym problemem jest zarówno ich analiza jakościowa, jak i ilościowa. Zapisane przez system dane należy odpowiednio zweryfikować i uporządkować.

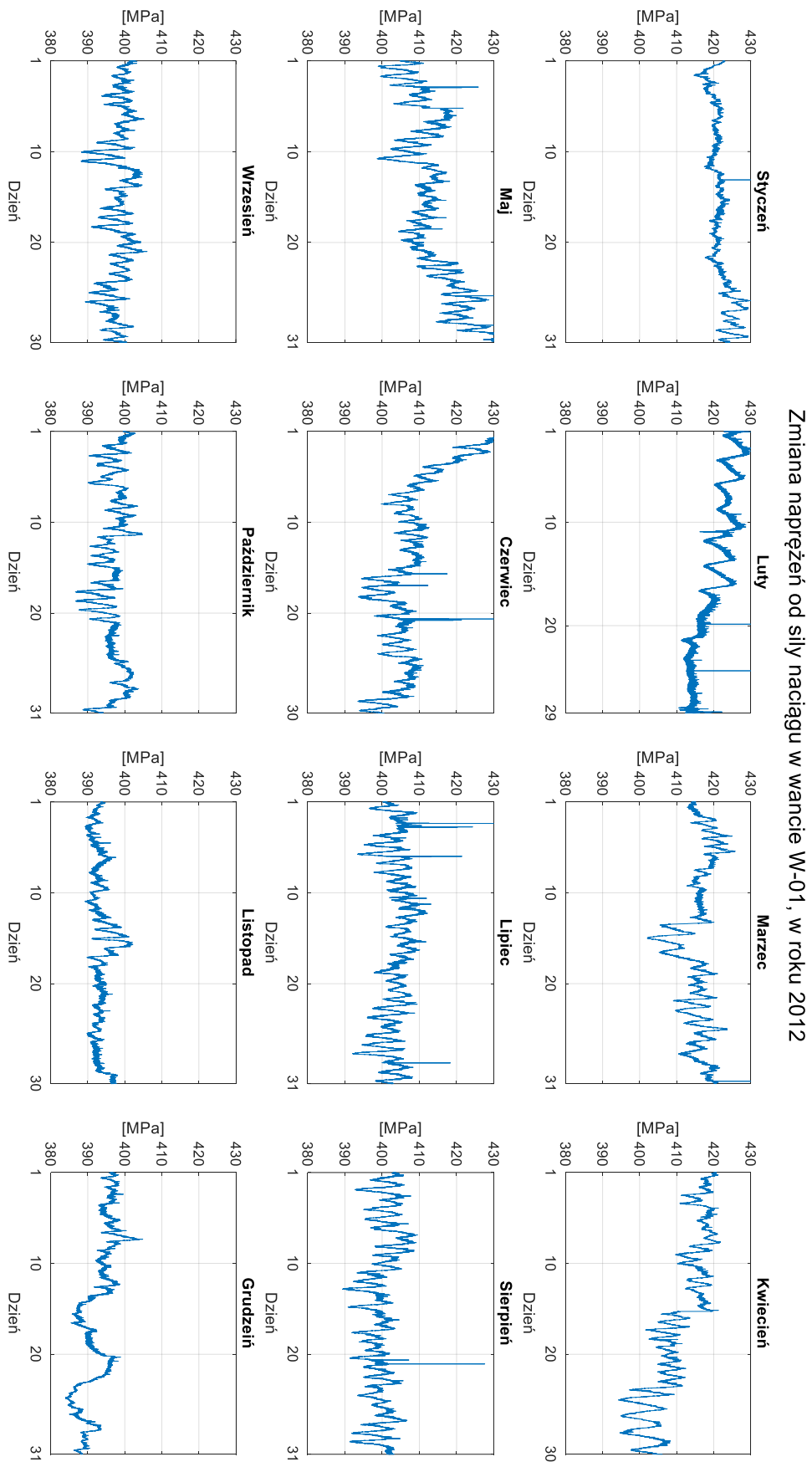
W przypadku systemu podwieszenia mostu Rędzińskiego dane pochodzą z 80 czujników i gromadzone były od sierpnia 2011 roku do końca 2018 roku (dane są pobierane cały czas, jednak na potrzeby rozprawy ograniczono się do danych z podanego okresu). W przybliżeniu daje to 70 milionów zapisanych pomiarów. Początkowe pomiary w roku 2011 okazały się zaburzone [16–20], a nawet częściowo wybrakowane. Dlatego do szczegółowej analizy wybrano zestawy danych z pełnych lat 2012–2018. Jedynie pierwszy dzień pomiarów w roku 2011 posłużył do ustalenia wyjściowej siły naciągu w każdym z mierzonych splotów want.

Na podstawie raportów [16–20], w których szczegółowo ustalono, które czujniki są sprawne, które nie rejestrują danych od jakiegoś czasu lub w pewnych jego przedziałach, wybrano trzy reprezentatywne wanty, opisywane już we wcześniejszych rozdziałach. Mowa tu o wantach pomostu lewego konstrukcji, od jego wewnętrznej strony. Pełne oznaczenia tych want to: LW-W20, LW-W16, LW-W01. Oznaczono je na rysunku 5.1 odpowiednimi kolorami. Ponieważ analizowane będą tylko wanty z tej części mostu, tj. wewnętrzna płaszczyzna podwieszenia lewego pomostu od strony południowej pylonu, w rozprawie będą się pojawiać skrótowe oznaczenia want: W-01, W-16, W-20 itp. Numeracja rośnie od pylonu do skrajnego podparcia głównego przęsła.

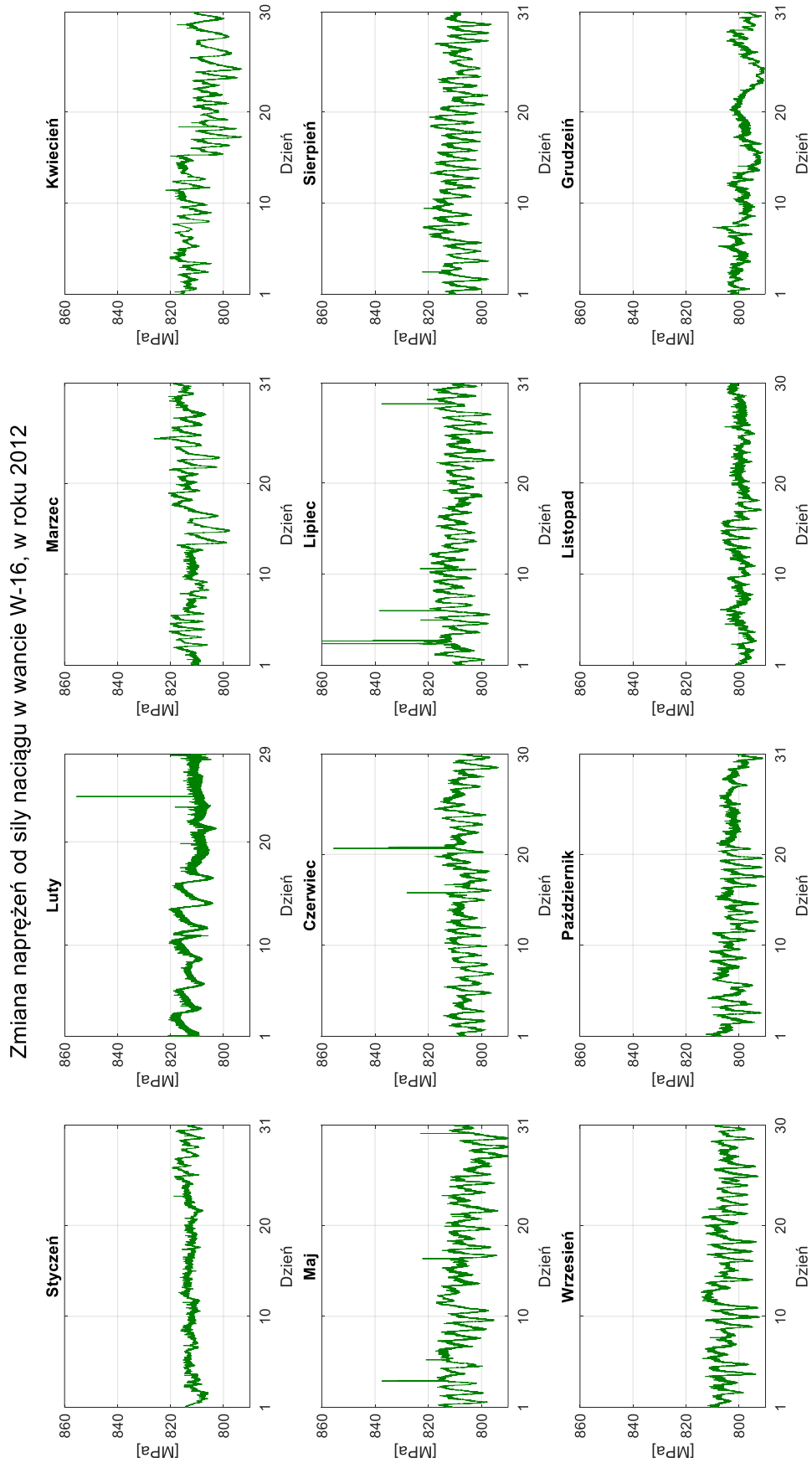


Rys. 5.1. Oznaczenie want wybranych do analizy

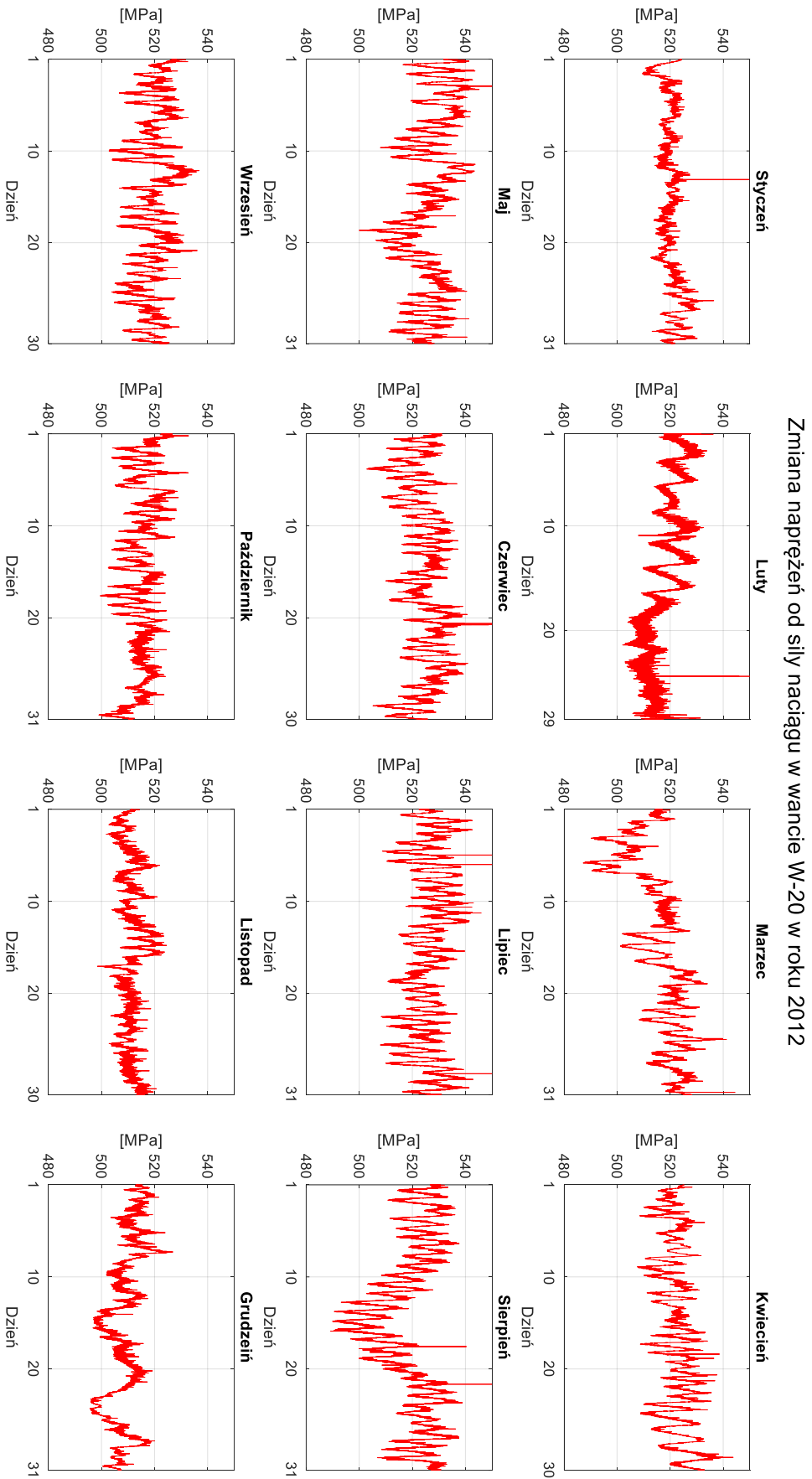
Dane dotyczące siły naciągu zapisywane są przez system monitoringu w [kN]. Do analiz wytrzymałościowych i zmęczeniowych wygodnie jest przejść na wartości naprężeń w [MPa]. Przy założonym przekroju splotu wyznaczono wykresy przebiegu zmian naprężeń dla wybranych want.



Rys. 5.2. Przebieg naprężeń w splocie wanty W-01. Rok 2012

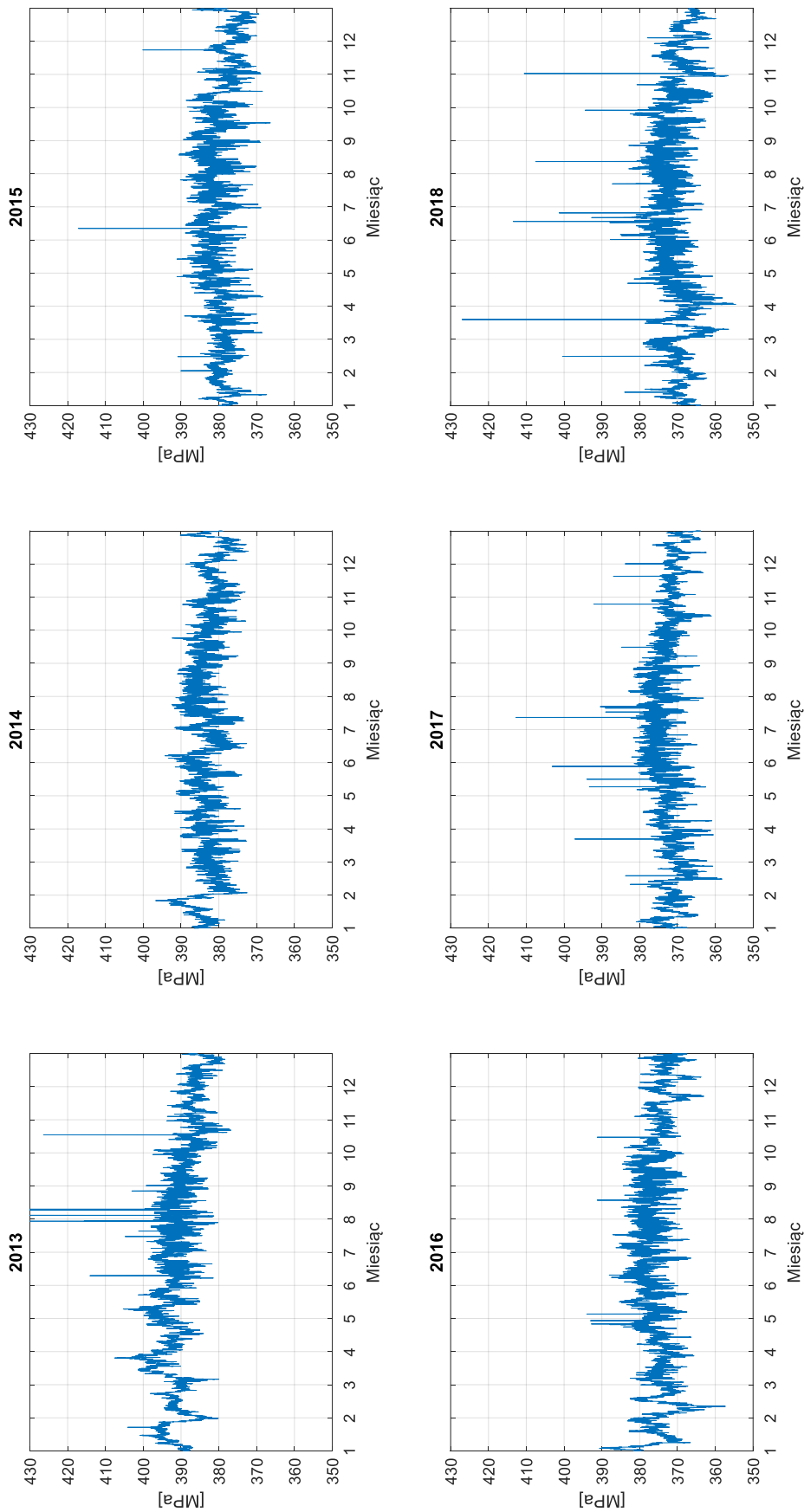


Rys. 5.3. Przebieg naprężeń w splocie wany W-16. Rok 2012



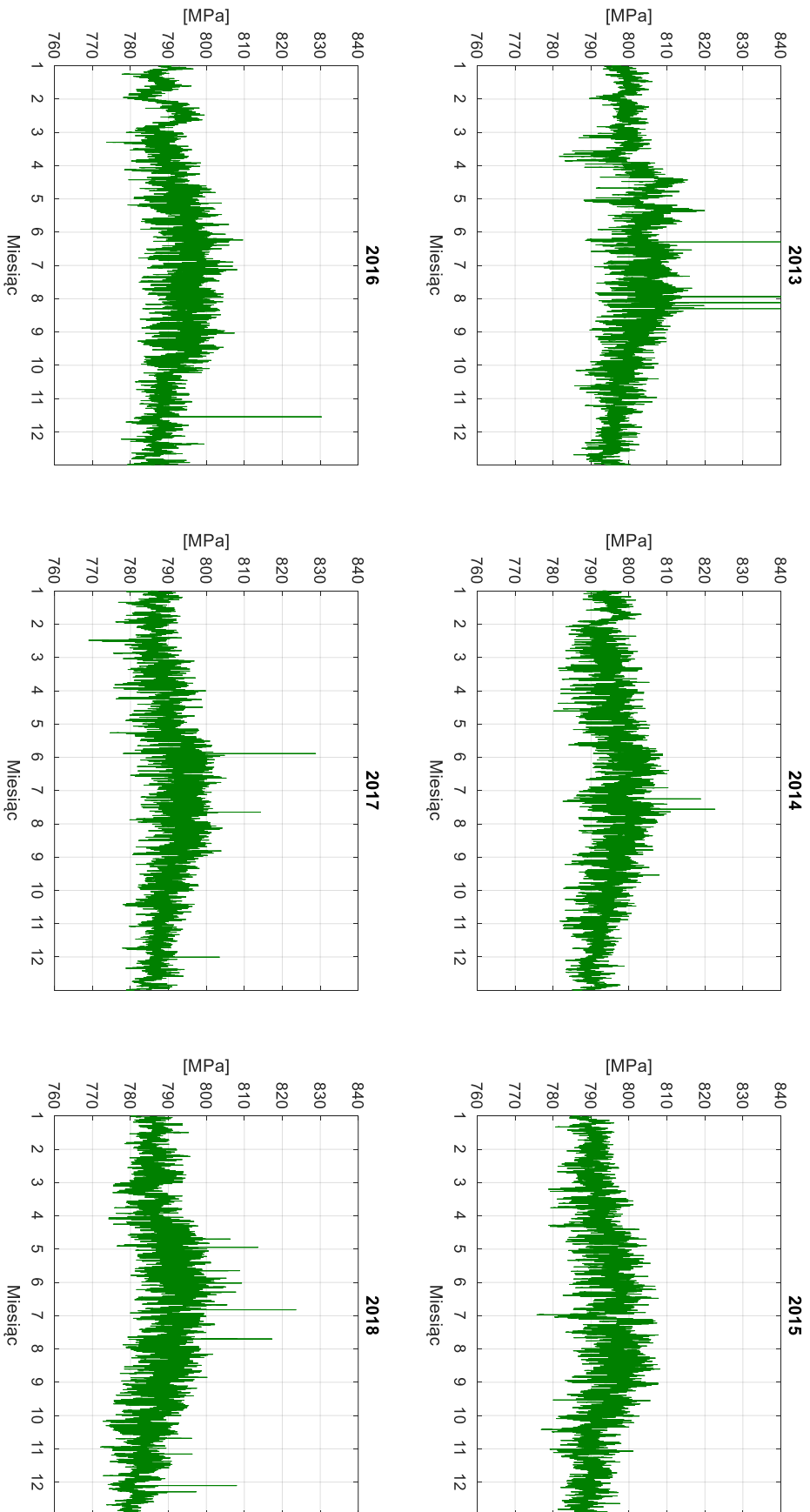
Rys. 5.4. Przebieg naprężeń w splocie wanty W-20. Rok 2012

Zmiana naprężeń od siły naciągu w wancie W-01, w latach 2013-2018



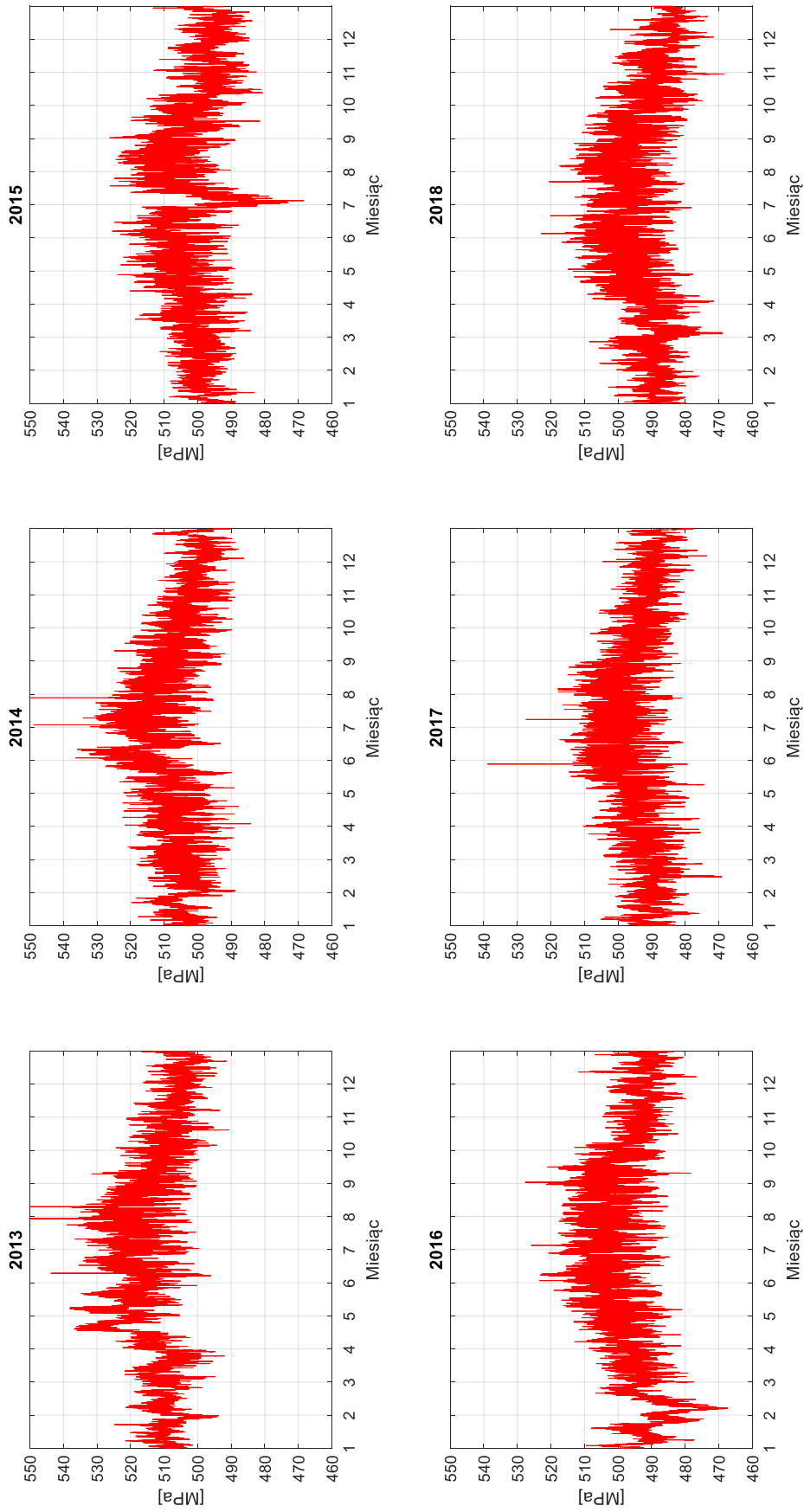
Rys. 5.5. Przebieg naprężeń w splocie wany W-01. Lata 2013-2018

Zmiana naprężeń od siły naciągu w wancie W-16, w latach 2013-2018



Rys. 5.6. Przebieg naprężeń w płocie wany W-16. Lata 2013–2018

Zmiana naprężeń od siły naciągu w wancie W-20, w latach 2013-2018



Rys. 5.7. Przebieg naprężeń w splocie wanty W-20. Lata 2013-2018

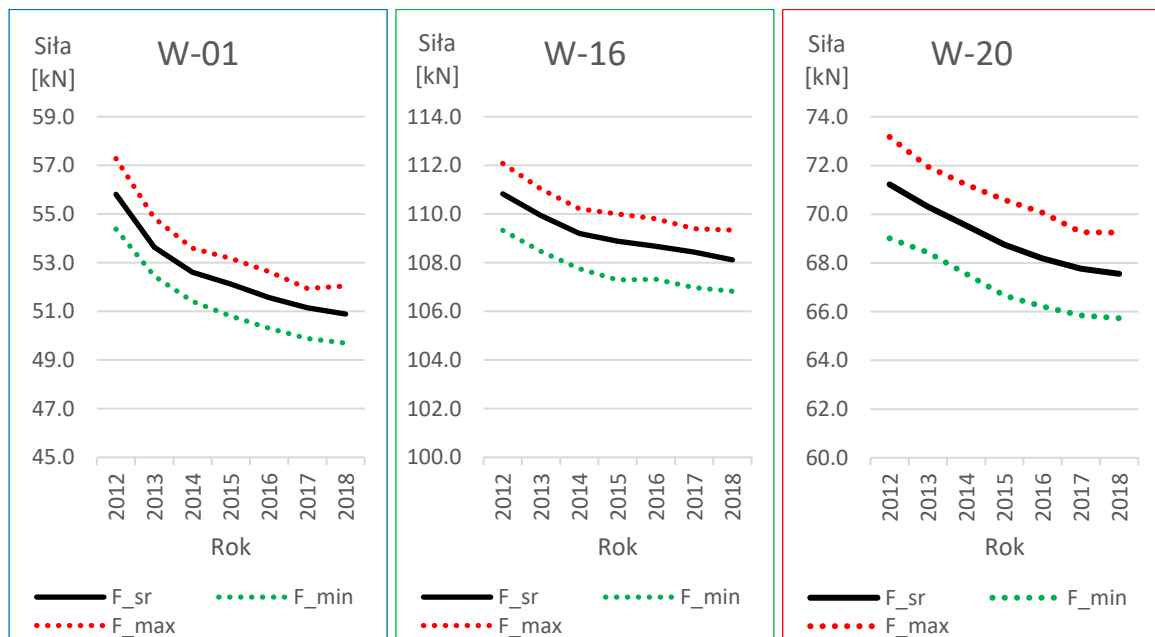
Na rysunkach 5.2–5.4 pokazano w okresach miesięcznych przebieg zmian naprężeń w wybranych wantach. Zdecydowano się na takie zobrazowanie danych, ponieważ częstotliwość zapisywania danych przez system w roku 2012 różniła się w niektórych miesiącach. Dodatkowo taka prezentacja wyników pokazuje, jak w poszczególnych miesiącach zmieniała się siła naciągu w splotach. W kolejnych latach dane były zapisywane w jednakowych interwałach czasowych. Dlatego na rysunkach 5.5–5.7 ograniczono się do przedstawienia przebiegów rocznych.

Na wykresach miesięcznych wyraźnie widać zakresy zmiennych średnich dobowych wartości naprężeń w splotach poszczególnych want:

- wanta W-01: do około 10 MPa,
- wanta W-16: do około 20 MPa,
- wanta W-20: do około 30 MPa.

Wykresy roczne natomiast pokazują średnią różnicę naprężeń między latem i zimą:

- wanta W-01: do około 5 MPa,
- wanta W-16: do około 10 MPa,
- wanta W-20: do około 20 MPa.



Rys. 5.8. Wykresy średnich i ekstremalnych rocznych wartości siły naciągu w analizowanych wantach

Wstępna analiza pokazuje, że im dłuższa wanta i im mniejszy kąt jej nachylenia względem pomostu, tym bardziej jej sploty są wrażliwe na zmiany siły naciągu. Podane wartości są orientacyjne i względne. W trakcie długotrwałej analizy uwagę należy zwrócić przede wszystkim na średnią wartość

siły naciągu każdego ze splotów w poszczególnych latach, w porównaniu z ekstremalnymi zmierzonymi wartościami tych sił. Takie zestawienie pokazują wykresy na rysunku 5.8.

Tabela. 5.1. Średnie i ekstremalne roczne wartości siły naciągu w analizowanych splotach want

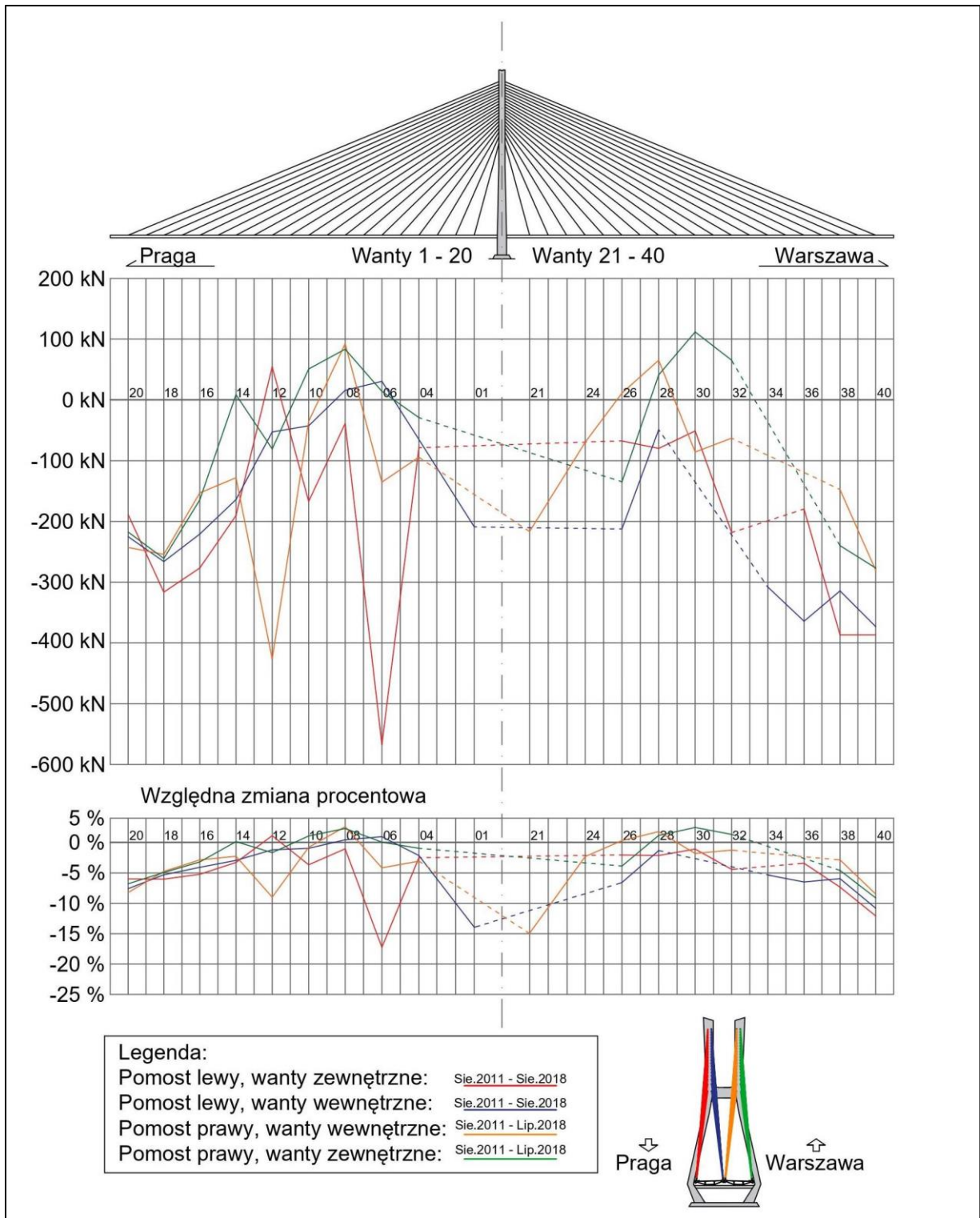
	W-20			W-16			W-01		
[kN]	F_{min}	F_{sr}	F_{max}	F_{min}	F_{sr}	F_{max}	F_{min}	F_{sr}	F_{max}
2012	69,0	71,2	73,2	109,3	110,8	112,1	54,4	55,8	57,3
2013	68,4	70,3	72,0	108,5	109,9	111,0	52,4	53,6	54,8
2014	67,6	69,5	71,2	107,8	109,2	110,2	51,4	52,6	53,6
2015	66,7	68,7	70,6	107,3	108,9	110,0	50,8	52,1	53,2
2016	66,2	68,2	70,1	107,3	108,7	109,8	50,3	51,6	52,6
2017	65,8	67,8	69,3	107,0	108,4	109,4	49,9	51,1	51,9
2018	65,7	67,6	69,2	106,8	108,1	109,3	49,7	50,9	52,0

5.2. Zmiana sił w czasie

Analiza trzech wybranych want pokazała, że zmiana sił w okresie obserwacji jest znaczna. W związku z tym wykonano analizę zmiany sił naciągu wszystkich want na przestrzeni lat 2011–2018. By uzyskać realną różnicę siły naciągu, porównano średnie miesięczne wartości siły naciągu latem. Zestawienie pomiarów pokazano na rysunku 5.9. Dla pomostu lewego pomiary końcowe wykonano w sierpniu 2018 roku, a dla pomostu prawego w lipcu 2018 roku. Różnica wynika z faktu, że czujniki pomostu prawego od sierpnia 2018 roku do początku grudnia roku 2019 nie działały prawidłowo [16–20]. Część czujników nie działa natomiast cały czas, dlatego na wykresie zaznaczono brakujące odcinki liniami przerywanymi.

Różnicę naciągu przeliczono dla całej wanty, po to żeby uzyskać miarodajną statycznie wielkość. Ponieważ każda z want ma różną liczbę splotów, pokazano także procentową zmianę siły. Minus oznacza spadek siły naciągu, a plus jej wzrost.

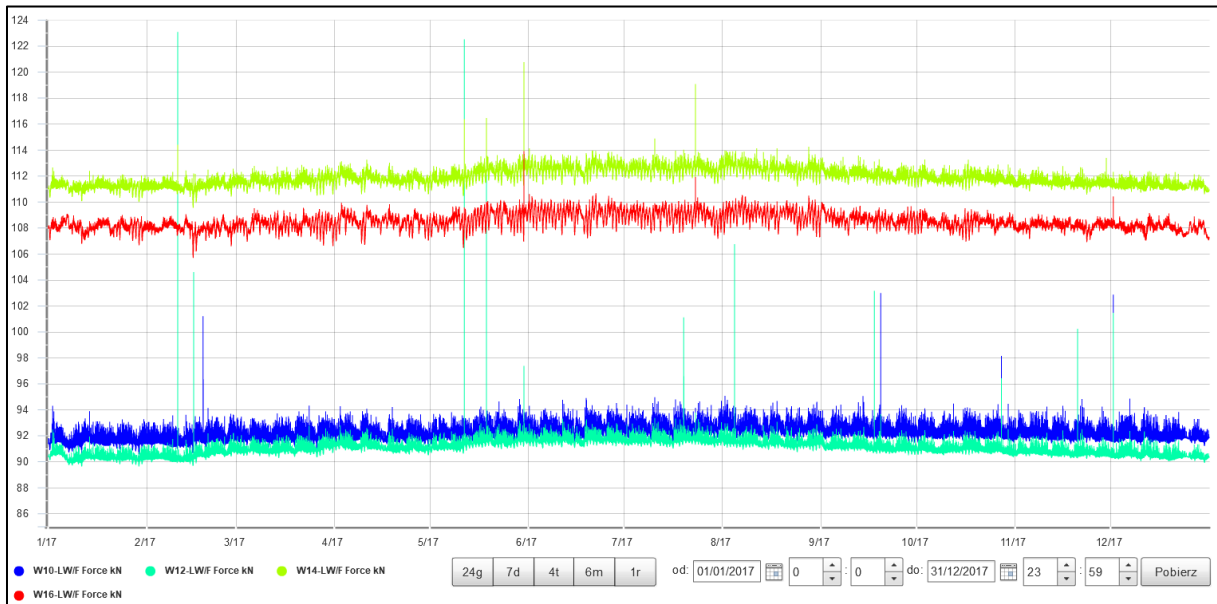
Analizując przedstawione wykresy można sformułować ogólny wniosek, że znaczny spadek sił występuje w wantach najdłuższych i najkrótszych. W wantach podtrzymujących środkowe części przęsła dochodzi natomiast do jej nieznacznego wzrostu.



Rys. 5.9. Wykres zmian siły naciągu want w latach 2011–2018

5.3. Efekty od obciążeń ruchomych

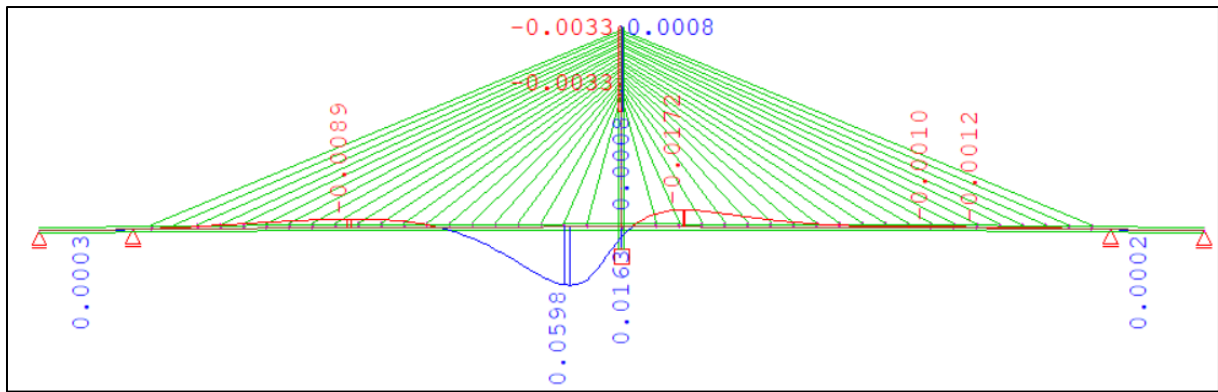
Analizując kolejno roczne, miesięczne i dzienne przebiegi wykresów sił naciągu, można dostrzec pojedyncze duże piki. Pojawiają się one w tym samym czasie, na wykresach dla kolejnych want (rys. 5.10).



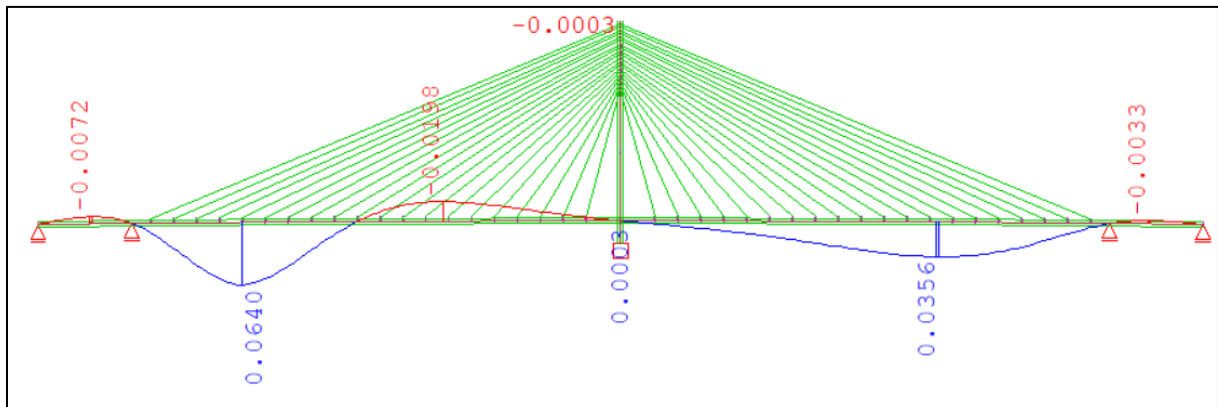
Rys. 5.10. Wykres zmian siły naciągu splotu referencyjnego want LW-10, LW-12, LW-14, LW-16 z widocznymi pikami sił

W celu weryfikacji tych pików wykorzystano model MES. Wykorzystano dwa sposoby oszacowania obciążenia powodującego nagły skok siły. Pierwszy polegał na wykonaniu klasycznej linii wpływu siły naciągu. Następnie, by sprawdzić wpływ tego obciążenia na całą konstrukcję, wykorzystano moduł obliczeniowy do modelowania przejazdów dynamicznych [83, 85].

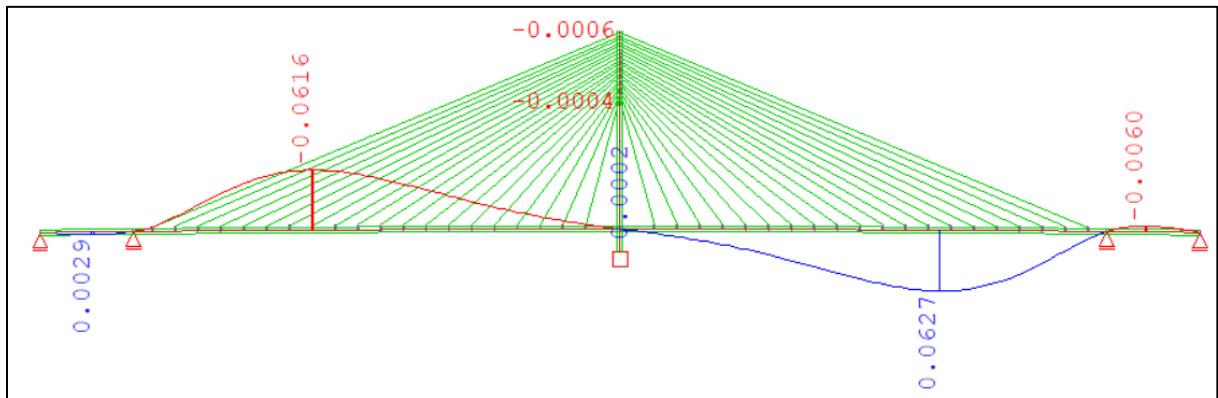
Na rysunkach 5.11 i 5.12 pokazano linie wpływu siły naciągu dotychczas analizowanych want. Linia niebieska, ze znakiem plus, odpowiada wzrostowi naciągu siły, a czerwona o wartościach ujemnych, jej spadkowi. Wykonano linie wpływu dla pomostu lewego, do którego zakotwione są analizowane wanty, oraz dla drugiego, prawego pomostu. Na ich podstawie określono różnicę między rzędną maksymalną i minimalną (ΔL_{u0} , ΔP_{u0}) i podzielono ją przez liczbę splotów w danej wancie. Tak otrzymaną wartość (ΔL_u , ΔP_u) pomnożono przez ciężar pojedynczego pojazdu reprezentatywnego, co pozwoliło na oszacowanie zakresu zmiany siły naciągu. Rezultaty tych obliczeń pokazano w tabelach 5.2 i 5.3.



a) linia wpływu siły naciągu dla wanty W-01



b) linia wpływu siły naciągu dla wanty W-16

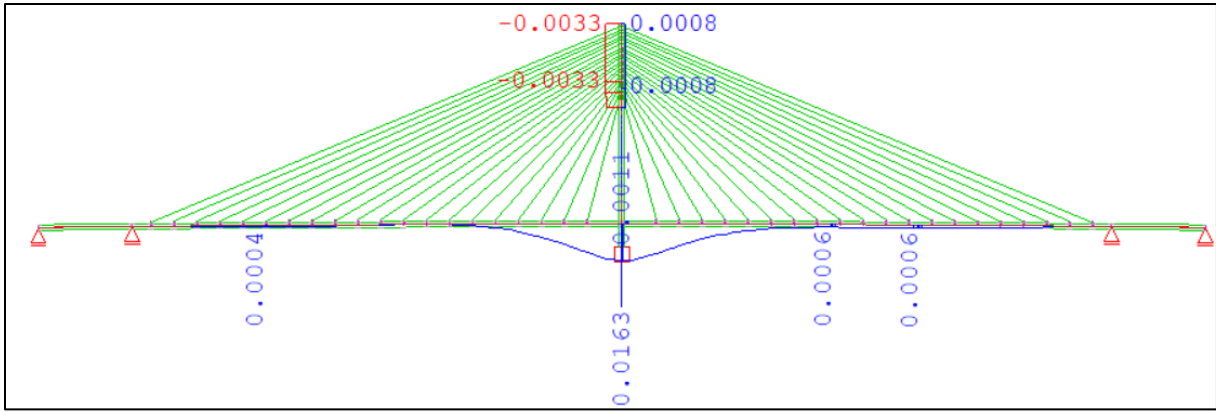


c) linia wpływu siły naciągu dla wanty W-20

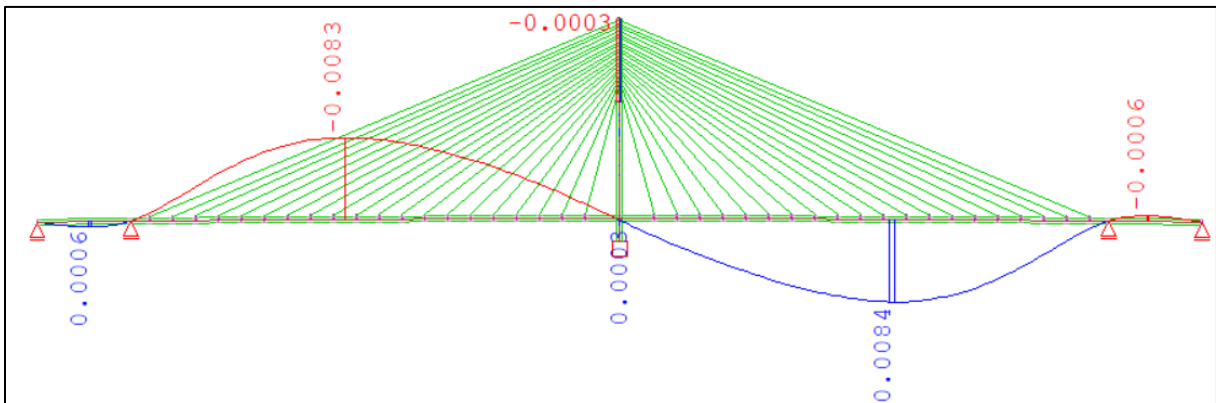
Rys. 5.11. Linie wpływu siły naciągu wybranych want – pomost lewy

Tab. 5.2. Zestawienie ekstremalnych rzędnych linii wpływu – pomost lewy

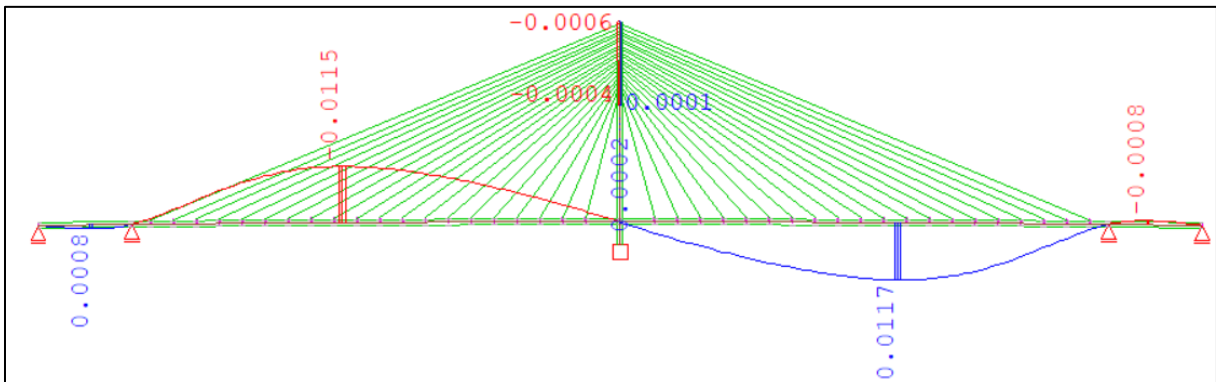
Wanta	$L_{U_{\min}}$	$L_{U_{\max}}$	$\Delta L_{U_0} = L_{U_{\max}} - L_{U_{\min}} $	Liczba splotów	ΔL_U
LW-01	-0,0172	0,0598	0,0770	24	0,0032
LW-16	-0,0198	0,0640	0,0838	48	0,0017
LW-20	-0,0616	0,0627	0,1243	40	0,0031



a) linia wpływu siły naciągu dla wanty W-01



b) linia wpływu siły naciągu dla wanty W-16



c) linia wpływu siły naciągu dla wanty W-20

Rys. 5.12. Linie wpływu siły naciągu wybranych want – pomost prawy

Tab. 5.3. Zestawienie ekstremalnych rzędnych linii wpływu – pomost prawy

Wanta	$P_{u_{\min}}$	$P_{u_{\max}}$	$\Delta P_{u0} = P_{u_{\max}} - P_{u_{\min}} $	Liczba splotów	ΔP_u
LW-01	0,0000	0,0163	0,0163	24	0,0007
LW-16	-0,0083	0,0084	0,0167	48	0,0003
LW-20	-0,0115	0,0117	0,0232	40	0,0006

Tab. 5.4. Sumaryczne zestawienie rzędnych

Wanta	ΔL_u	ΔP_u	$\Delta L_u + \Delta P_u = \Delta u$
LW-01	0,0032	0,0007	0,0039
LW-16	0,0017	0,0003	0,0020
LW-20	0,0031	0,0006	0,0037

Suma Δu obliczona w tabeli 5.4 reprezentuje sytuację, w której rozpatrywany pojazd porusza się po obydwu pomostach w przeciwnych kierunkach. Rozpatrzono trzy przypadki różnych pojazdów:

- Pojazd K (klasa A), według normy [67], obowiązującej w trakcie projektowania mostu. Mimo iż według założeń na jednym moście można ustawić tylko jeden pojazd K, tu rozważono dwa pojazdy na dwóch osobnych pomostach, które według rozporządzenia [78] stanowią dwie oddzielne konstrukcje pod każdą jezdnią autostrady.

- Pojazd LM3, który stosowany jest według Eurokodu do obliczeń zmęczeniowych.

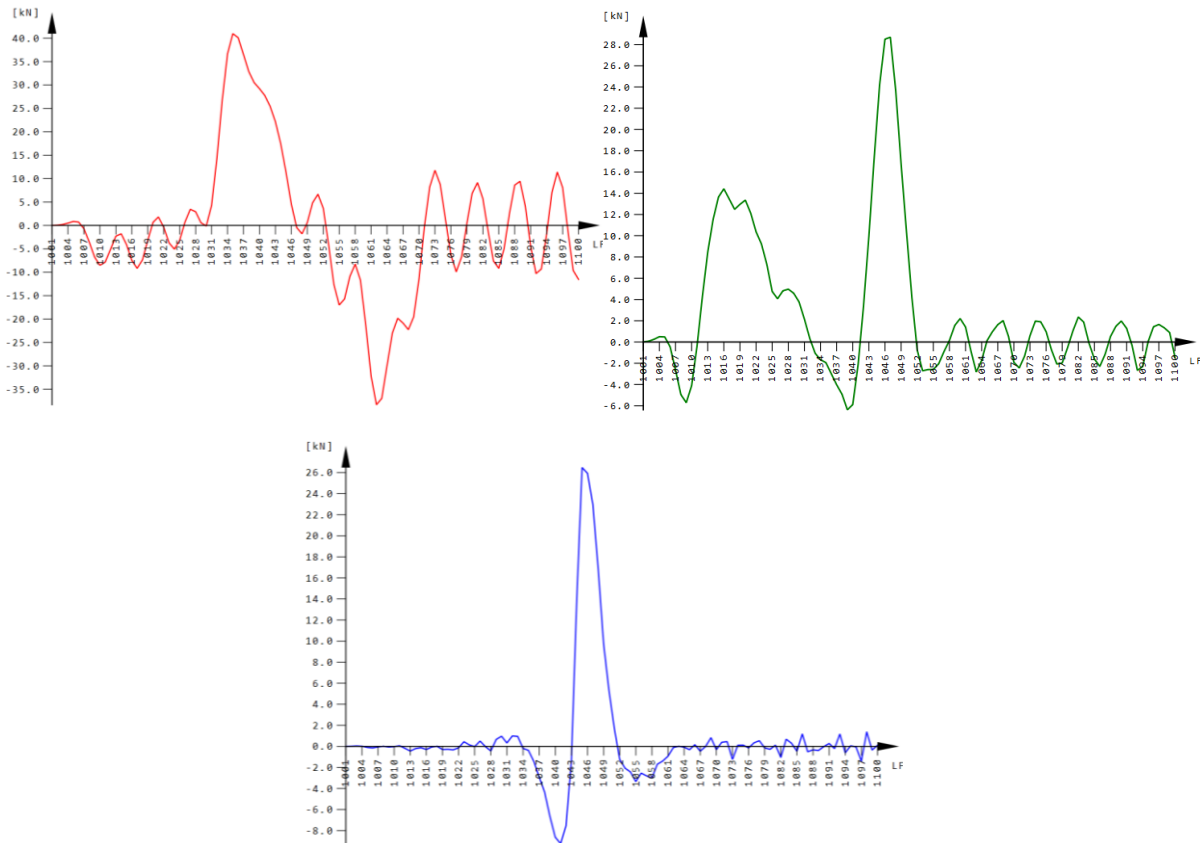
- Pojedynczy 40-tonowy pojazd ciężarowy.

Wyniki obliczeń wykorzystujące stworzone linie wpływu i przyjęte obciążenie wskazanymi pojazdami pokazuje tabela 5.5.

Tab. 5.5. Przeliczenie ciężaru pojazdów zgodnie z liniami wpływu siły naciągu

Pojazd	Siła [kN]	Wanta	Δu	ΔF [kN]	$\Delta \sigma$ [MPa]
Pojazd K (kl. A)	800	LW-01	0,0039	3,12	20,8
		LW-16	0,0020	1,60	10,67
		LW-20	0,0037	2,96	19,73
Pojazd LM3	480	LW-01	0,0039	1,87	12,47
		LW-16	0,0020	0,96	6,40
		LW-20	0,0037	1,78	11,87
Ciężarówka o masie 40 t	400	LW-01	0,0039	1,56	10,40
		LW-16	0,0020	0,80	5,33
		LW-20	0,0037	1,48	9,87

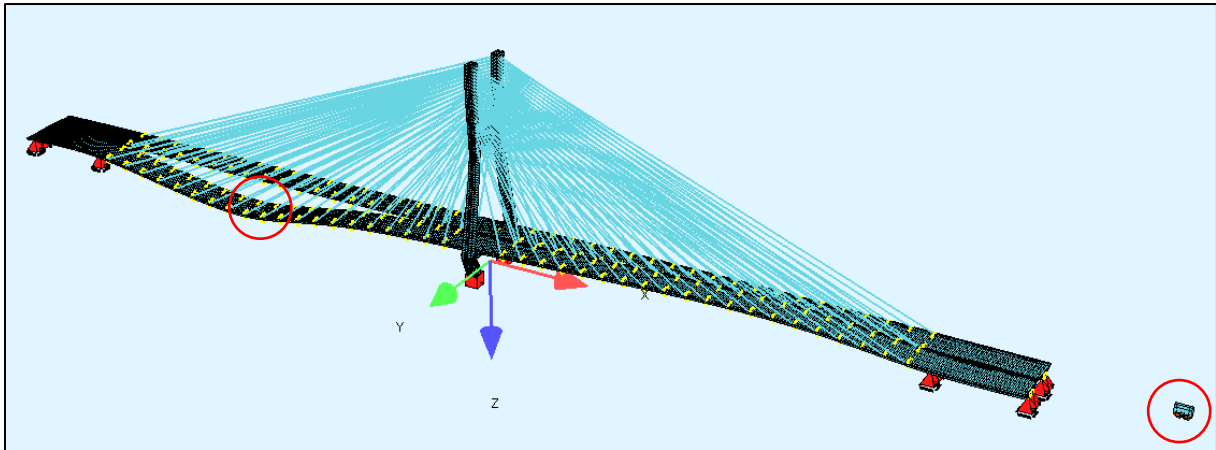
Drugi krok analizy polegał na zamodelowaniu tzw. przejazdów dynamicznych w programie MES. Analogiczne pojazdy poruszają się w modelu MES z prędkością 80 km/h. Dla każdej z want dobrano przejazdy pojazdów na poszczególnych pomostach w taki sposób, by otrzymać maksymalną zmianę siły naciągu. Rysunek 5.13 przedstawia wykresy zmian siły naciągu w czasie dla wybranych want, od ruchomego obciążenia LM3 poruszającego się wzdłuż osi modelu MES. Na rysunku 5.14 pokazano natomiast fragment animacji takiego przejazdu. Tabela 5.6 zawiera wyciąg z obliczeń numerycznych.



Rys. 5.13. Wykresy zmiany siły naciągu w wantach: W-20 (wykres czerwony), W-16 (wykres zielony) i W-01 (wykres niebieski) od przejazdu pojazdów LM3 po obydwu pomostach konstrukcji

Tab. 5.6. Zmiana siły naciągu oszacowana na podstawie zamodelowanych przejazdów pojazdów

Pojazd	Siła [kN]	Wanta	F_{\min}	F_{\max}	ΔF_0 [kN]	ΔF [kN]	$\Delta\sigma$ [MPa]
Pojazd K (kl. A)	800	LW-01	-15,60	46,30	61,9	2,58	17,19
		LW-16	-10,90	48,40	59,3	1,24	8,24
		LW-20	-64,80	68,80	133,6	3,34	22,27
Pojazd LM3	480	LW-01	-9,20	26,50	35,7	1,49	9,92
		LW-16	-6,40	28,70	35,1	0,73	4,88
		LW-20	-38,30	41,00	79,3	1,98	13,22
Ciężarówka o masie 40 t	400	LW-01	-7,70	23,00	30,7	1,28	8,53
		LW-16	-5,40	24,10	29,5	0,61	4,10
		LW-20	-32,40	34,40	66,8	1,67	11,13



Rys. 5.14. Fragment animacji z przejazdu dwóch modeli pojazdów LM3 na obydwu pomostach. Widoczne przesunięcie w czasie w położeniu pojazdów, w celu uzyskania maksymalnego efektu zmiany siły naciągu dla analizowanej wanty

Porównując wyniki uzyskane przy użyciu obu przedstawionych metod można zauważyć, że obliczony zakres zmian naprężeń jest porównywalny. Zakresy te będą stanowić bazę do oszacowania poprawności stworzonych histogramów zmian naprężeń.

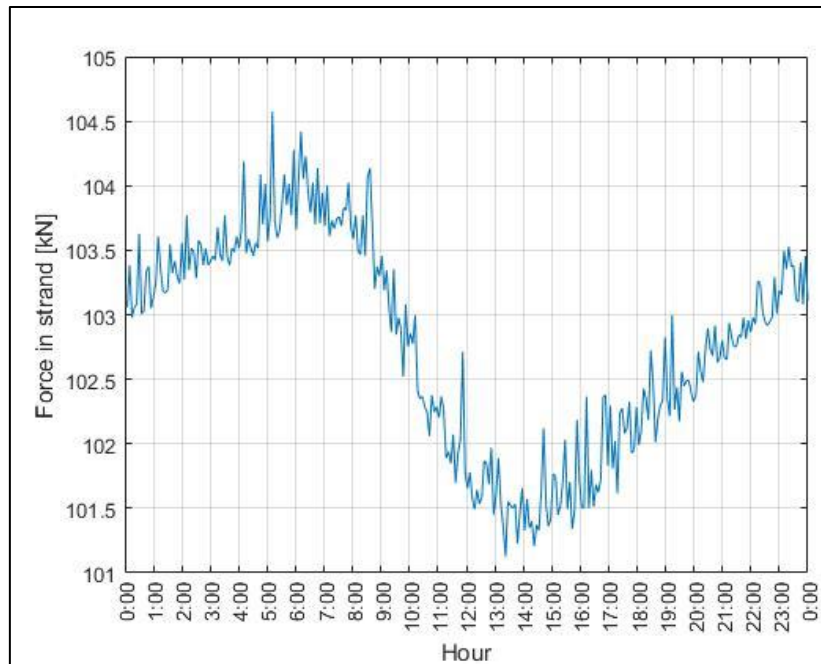
5.4. Efekty od obciążeń termicznych

Wpływ zmian temperatury na siłę naciągu sprawdzono wykorzystując stworzone modele MES want. Dla każdej z nich obliczono efekty na podstawie dwóch wartości średnich sił naciągu: początkowej (z sierpnia 2011) i końcowej, po zmierzonym jej spadku w roku 2018.

Analiza [16–20] przebiegu zmian temperatur w przeciągu ostatnich lat pokazała, że największe amplitudy dobowe dochodzą do 10 °C. Taką zmianę, odpowiadającą ogrzaniu i oziębieniu, zaimplementowano w modelach MES. Wykorzystano nieliniową analizę obliczeniową. Dodatkowo, by uwzględnić termiczne odkształcenia w pylonie i pomoście, zamodelowano odpowiednie przemieszczenia podpór (zakotwień). Wyniki obliczeń przedstawia tabela 5.7.

Tab. 5.7. Zmiana siły naciągu w zależności od jej średniej wartości i amplitud temperatur

LW-20			LW-16			LW-01		
Średnia siła	Zmiana temp.	Przyrost siły	Średnia siła	Zmiana temp.	Przyrost siły	Średnia siła	Zmiana temp.	Przyrost siły
74,1kN	-10 °C	+1,6 kN	113,1 kN	-10 °C	+2,5 kN	59,7 kN	-10 °C	+2,7 kN
	+10 °C	-3,2 kN		+10 °C	-2,3 kN		+10 °C	-2,0 kN
67,7kN	-10 °C	+1,3 kN	108,1 kN	-10 °C	+2,5 kN	50,9 kN	-10 °C	+2,7 kN
	+10 °C	-3,5 kN		+10 °C	-2,3 kN		+10 °C	-2,0 kN



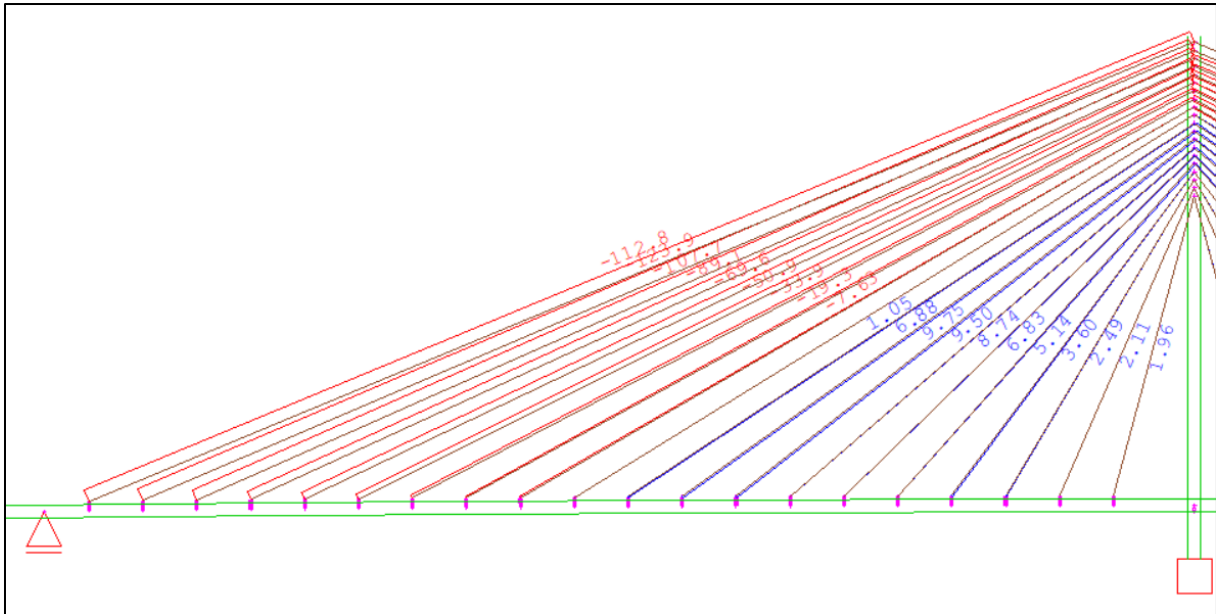
Rys. 5.7. Przykładowa dobowa zmiana siły naciągu w splocie wanty

Zakres zmian siły naciągu z obliczeń odpowiada tym ze zmierzonych danych (rys. 5.7). Na zmiany te nie wpływa istotnie średnia siła naciągu w obrębie badanego splotu. Widać jednak nieliniową pracę tego elementu konstrukcyjnego. Gdyby potraktować splot jako element czysto prętowy, przenoszący tylko siłę osiową, to jego ogrzanie lub oziębienie o taką samą różnicę temperatury spowodowałoby wprost proporcjonalny wzrost lub spadek naprężeń. Nieliniowa analiza i pomiary pokazują, że tak w rzeczywistości nie jest – inny jest wpływ ogrzania i oziębienia splotu na wartości jego sił wewnętrznych, szczególnie w strefie zakotwień.

5.5. Wpływ osiadań podpór

Wpływy osiadań określono na podstawie przeprowadzonych pomiarów geodezyjnych, przykładając do podstawy pylonu przemieszczenie równe 80 mm. Na rysunku 5.8 pokazano zmiany sił w rzędzie want wewnętrznych pomostu lewego (wanty LW). Minus oznacza spadek siły naciągu, plus jej wzrost. Są to wartości dla całego przekroju wanty. W tabeli 5.8 zestawiono przeliczenie zmiany siły naciągu w analizowanych trzech wantach na jeden splot. Zmiana procentowa odnosi się do średniej siły naciągu w 2018 roku.

Wyniki analizy osiadań nie wpływają znacząco na zmianę siły naciągu w splotach want.



Rys. 5.8. Zmiany siły naciągu wanty [kN] od osiadania stopy pylonu

Tab. 5.8. Przeliczenie zmiany siły naciągu dla pojedynczego splotu każdej z wybranych want

Wanta	LW-20	LW-16	LW-01
ΔF dla całej wanty	- 112,8 kN	- 89,7kN	+1,96kN
ΔF dla jednego splotu	- 2,82 kN	- 1,87kN	+ 0,08 kN
Zmiana procentowa	- 4,17%	- 1,73 %	+ 0,16%

5.6. Wnioski

Przedstawione porównanie wpływu poszczególnych obciążeń umożliwiło zweryfikowanie poprawności gromadzonych przez system danych. Analiza globalna i lokalna tych efektów pozwala na przeprowadzenie dalszych obliczeń w oparciu o pomiar samej siły naciągu, będącej efektem opisanych wyżej obciążeń składowych.

6. KUMULACJA USZKODZEŃ

6.1. Zliczanie cykli

Analizy zmęczeniowe opisywane w literaturze [1, 32, 50, 56, 95] i normach [72, 73, 74], jako narzędzia zliczające cykle naprężeń w ich stochastycznie określonych przebiegach, zalecają metodę zbiornikową lub metodę kropli deszczu (rain-flow). Metody te sprawdzają się jednak w przypadku programowanych badań zmęczeniowych lub pomiarów rejestrujących zmiany naprężeń cykl po cyklu. Dane pochodzące z systemu monitorowania wprawdzie rejestrują zmiany sił z częstotliwością 10 Hz, jednak ze względu na możliwości serwerów zapisują dane ekstremalne co 5 minut. Taka sytuacja odrzuca na wstępie stosowanie powyższych metod zliczania cykli. Należy zmianę amplitud oszacować za pomocą rozkładów prawdopodobieństwa. Analizując wykresy rejestrujące przebiegi sił według dni, można zauważyć, że zmiany sił oscylują wokół pewnej funkcji, którą umownie można nazwać $F(x)$ (rys. 6.1). Pierwszym etapem analizy było wyznaczenie takiej funkcji, która opisuje przebieg średniej dobowej siły naciągu.

Jako narzędzie wyznaczające taką funkcję użyto skryptu programu MatLab wykorzystującego dopasowanie metodą najmniejszych kwadratów [46]. Poprawność dopasowania funkcji mierzono dwoma parametrami.

SSE (Sum of Squares Due to Error), czyli suma kwadratów błędu, pomiędzy wartościami zmierzonymi a oszacowanymi [40]. Określona jest wzorem

$$SSE = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (6.1)$$

Im mniejsza wartość parametru SSE, tym lepsze jest dopasowanie funkcji. Jednak im większa liczba punktów pomiarowych, tym większa jest również wartość SSE. Dlatego warto obliczyć jeszcze dwie kolejne sumy kwadratów błędu: SSR (*Sum of Squares due to Response*) i SST (*Sum of Squares due to Treatment*). SSR to suma kwadratów błędu pomiędzy wartościami zmierzonymi i średnią wartością, natomiast SST to analogiczna wartość pomiędzy średnią a pomiarem.

$$SSR = \sum_{i=1}^n (\bar{y} - \hat{y}_i)^2 \quad (6.2)$$

$$SST = \sum_{i=1}^n (\bar{y} - y_i)^2 \quad (6.3)$$

gdzie:

\bar{y} – wartość średnia z próby,

\hat{y}_i – wartość dopasowana,

y_i – wartość zmierzona.

R-square, tzw. współczynnik determinacji [40], opisany wzorem

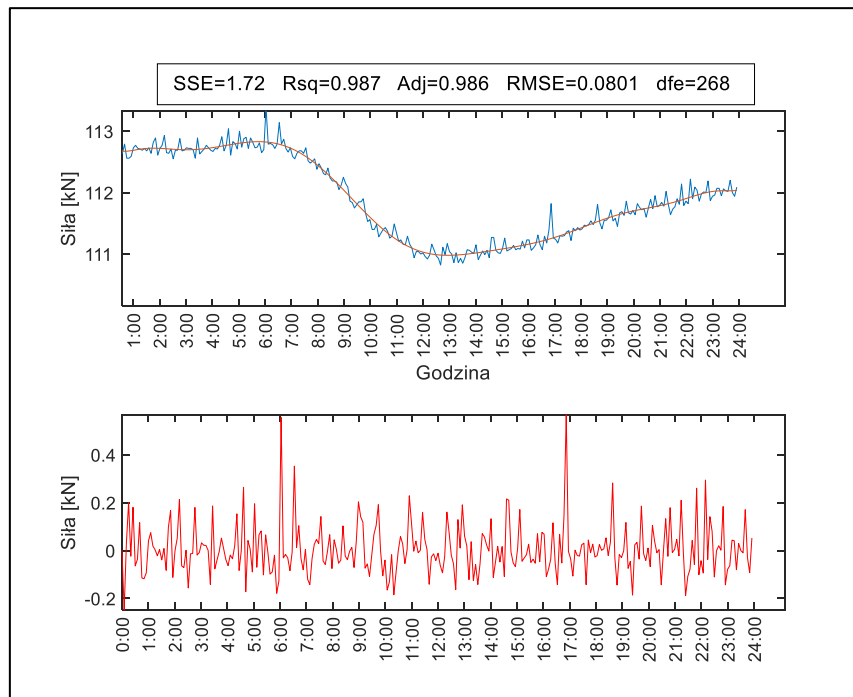
$$R^2 = \frac{SSR}{SST} \quad (6.4)$$

Wartość współczynnika powinna mieścić się w przedziale [0, 1]. Im jego wartość bliższa 1, tym lepsze jest przyjęte dopasowanie.

Do aproksymacji funkcji $F(x)$ wybrano szereg Fouriera określony wzorem

$$F(x) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n \cos \frac{n\pi x}{L} + b_n \sin \frac{n\pi x}{L} \right) \quad (6.5)$$

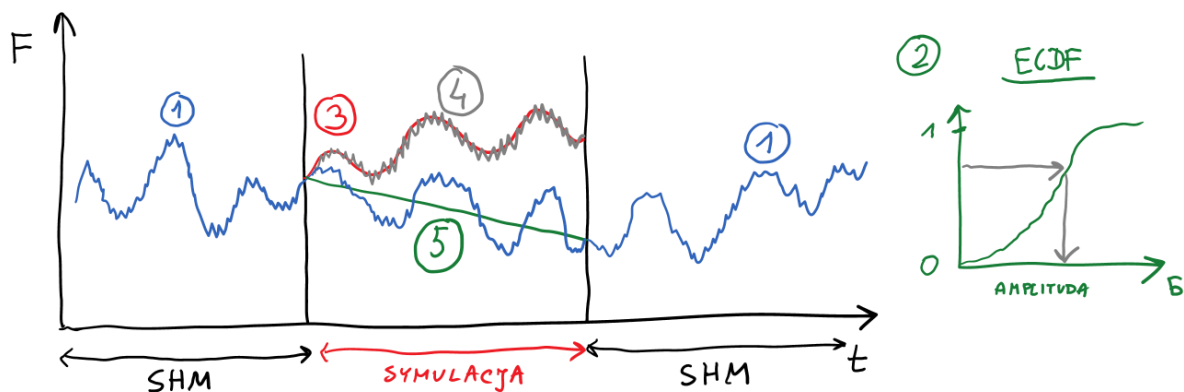
Po dokładnych próbach na wybranych partiach pomiarów stwierdzono, że najlepiej dopasowywane są szeregi 7- i 8-wyrazowe. W programie MatLab stworzono skrypt, który automatycznie, na podstawie opisanych parametrów, dobierał lepsze dopasowanie. Przykładowe dopasowanie pokazano na rysunku 6.1.



Rys. 6.1. Wykres siły naciągu pomierzonych wartości (wykres niebieski) z nałożoną funkcją $F(x)$ (wykres pomarańczowy) oraz odseparowane wartości amplitud naprężeń

Po wyznaczeniu funkcji odjęto ją od wartości pomierzonych, uzyskując wykres zmian amplitud (rys 6.1). Jak już wspomniano, nie jest to wykres wszystkich dobowych amplitud, lecz ich zakres, który pozwoli na dobranie rozkładów gęstości prawdopodobieństwa.

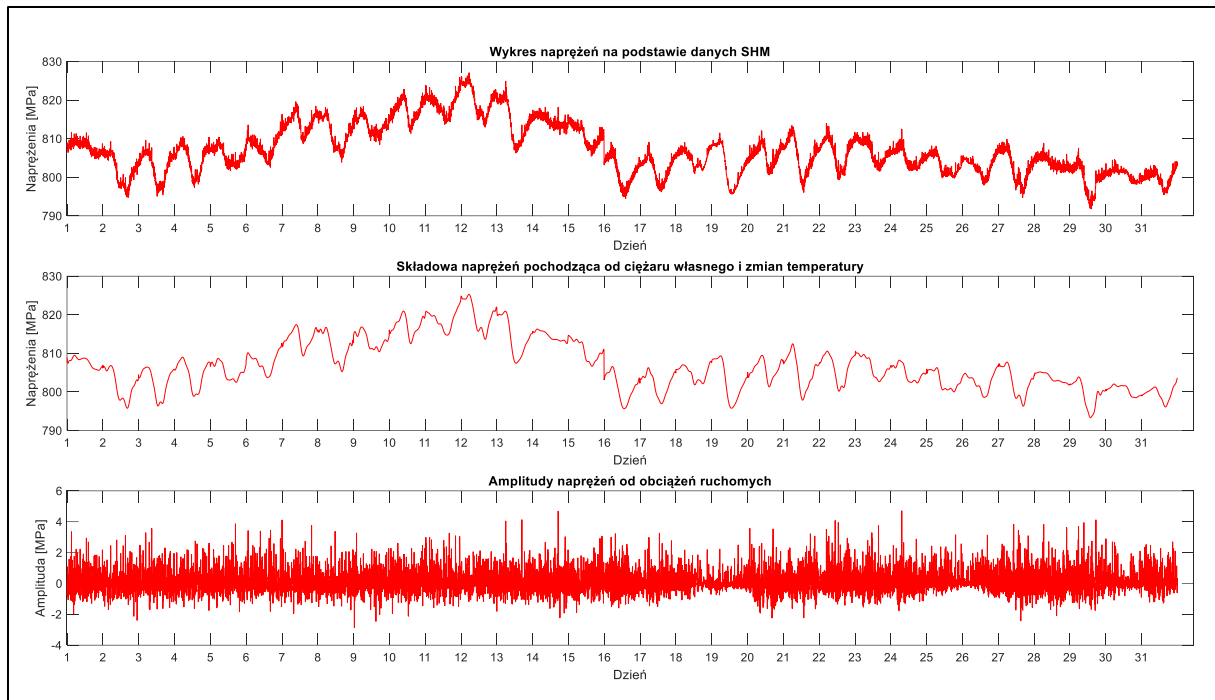
Mimo iż do analizy wybrano wanty, które posiadają stosunkowo pełny zestaw danych pomiarowych, to wystąpiły przerwy w ich zapisie [16–20] przez system. Należało uzupełnić je poprzez symulację. Polegały one na wykorzystaniu uzyskanych zestawów funkcji $F(x)$. Przykładowo, dla brakujących danych z maja 2013 wykorzystano wielomiany dopasowania z pozostałych dni miesiąca oraz miesięcy sąsiednich, tj. kwietnia i czerwca. Wykorzystując generator liczb losowych w oprogramowaniu dobierano losowy przebieg dla brakującego dnia. Następnie na podstawie analogicznych wykresów amplitud sił tworzono empiryczne dystrybuanty ich rozkładów prawdopodobieństwa. Wykorzystując wspomniany generator i metodę odwracania dystrybuanty, symulowano odchyłki od siły średniej. Schemat tych obliczeń pokazano na rysunku 6.2 [46, 103].



Rys. 6.2. Schemat symulacji danych:

1. określenie wielomianów opisujących przebieg dobowych zmian sił;
2. określenie empirycznej dystrybuanty rozkładu amplitud sił;
3. losowa symulacja wielomianów dla dni brakujących lub wadliwie zarejestrowanych;
4. dodanie amplitud za pomocą metody „odwrotnej dystrybuanty”;
5. liniowa korekta przebiegu sił

Przebieg uzupełnionych pomiarów w przeliczeniu na naprężenia w splocie pokazano na rysunku 6.3. Po wykonaniu symulacji należało ponownie dopasować nowe funkcje $F(X)$ dla zasymulowanych dni oraz wyznaczyć zakres zmienności amplitud naprężeń.



Rys. 6.3. Przykładowy wykres przebiegu miesięcznych naprężeń w splocie referencyjnym wanty LW-16 (maj 2013). Pierwszy wykres pokazuje rzeczywisty przebieg naprężeń. Drugi to dopasowane funkcje $F(x)$. Trzeci to przebieg zmian amplitud naprężeń

Dla want LW-01, LW-16 i LW-20 wykonano w odniesieniu do każdego miesiąca z lat 2012–2018 wykresy analogiczne do rysunku 6.3. Łącznie są to 252 zestawy danych.

6.2. Dopasowanie rozkładów prawdopodobieństwa

Biorąc pod uwagę metodę sumowania uszkodzeń opisaną w podrozdziale 1.6 należało wyznaczyć rozkłady prawdopodobieństwa średnich naprężeń w splocie wanty $p(\sigma_m)$ i amplitud $p(\sigma_a)$ na podstawie uzyskanych wykresów.

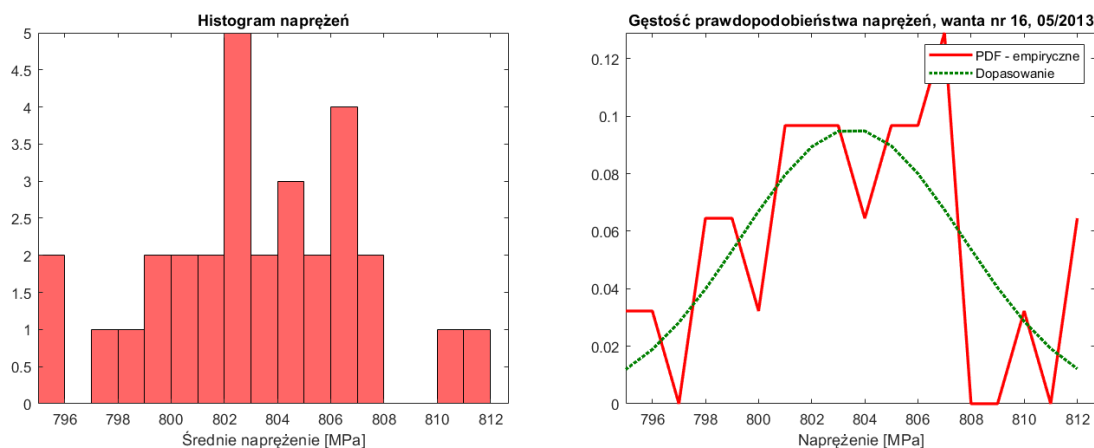
Dysponując miesięcznymi przebiegami średnich naprężeń stworzono ich histogramy, na podstawie których określono empiryczne rozkłady gęstości prawdopodobieństwa (PDF – *probability density function*). Posłużyły one do wyznaczenia funkcyjnie określonych rozkładów. W literaturze najczęściej spotykanymi rozkładami są wykładniczy, logarymiczno-normalny i normalny. Rozkład wykładniczy odrzucono, ponieważ kształty histogramów od razu na to wskazywały. Zdecydowano się na sprawdzenie dwóch pozostałych typów rozkładów. Po wykonaniu testów zgodności dla danych rozkładów i porównaniu parametrów dopasowania zdecydowano się użyć rozkładu normalnego określonego wzorem

$$p(\sigma_m) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-(\sigma_m - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (6.6)$$

gdzie:

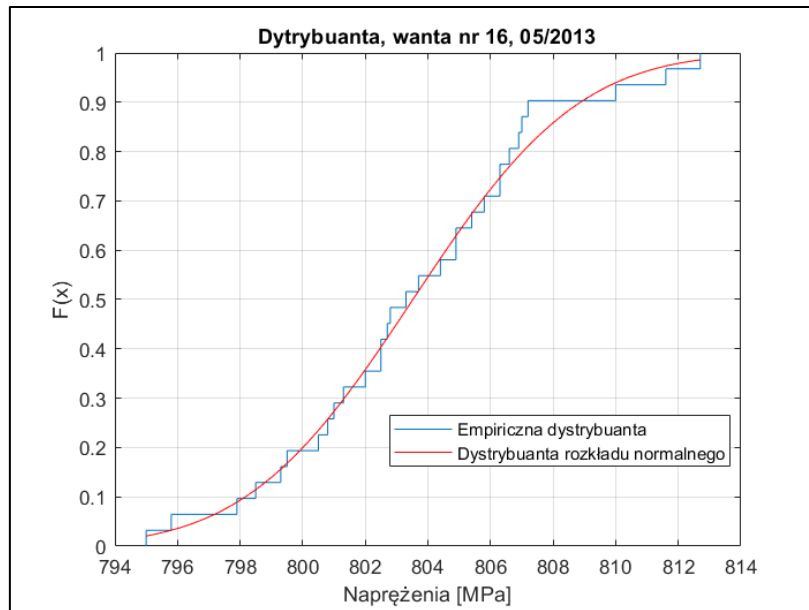
- σ_m – naprężenia średnie,
- μ – średnia wartość z próby naprężeń średnich,
- σ – odchylenie standardowe z próby naprężeń średnich.

Testem zgodności, za pomocą którego sprawdzono dopasowanie, był test Lillieforsa [50]. Jest on poprawką testu Kolmogorowa-Smirnowa, gdy nieznana jest wartość średnia (μ) i odchylenie standardowe (σ) dla całej populacji, z której pochodzi próba. W przypadku naprężeń want próbę reprezentują dane średnich miesięcznych, a populacją są wszystkie zmierzone przez system dane, które, jak już wskazano w poprzednim rozdziale, różnią się na przestrzeni lat.



Rys. 6.4. Histogram rozkładu średnich naprężeń dobowych w maju 2020 oraz ich empiryczna gęstość prawdopodobieństwa, z dopasowanym rozkładem normalnym

Test zgodności wykonano na poziomie istotności $\alpha=0,05$ dla wszystkich miesięcznych zestawów danych. Zbadano, czy przyjętą hipotezę (dopasowanie rozkładu) można przyjąć ($H=0$), czy odrzucić ($H=1$). Odrzucenia należałoby dokonać przy $p < \alpha$. Przykładowe wyniki obliczeń statycznych zamieszczono w tabeli 6.1. Łącznie przeanalizowano dane z 252 miesięcznych zestawów danych (3 analizowane wanty po 84 miesiące), z czego dla 29 uzyskano wartość $H=1$. Jednak wartość parametru p dla nich należy do przedziału od 0,01 do 0,05. Ze względu na znaczną liczbę danych tym miesiącom również przypisano rozkład normalny gęstości prawdopodobieństwa średnich naprężeń.



Rys. 6.5. Empiryczna dystrybuanta wraz z dopasowaną do niej funkcją

Tab. 6.1. Wyniki testów zgodności dopasowania rozkładu normalnego

LZ-W16	Wartość średnia [MPa]	Odchylenie standardowe [MPa]	H	p	α
sty-13	798,3161	2,14431	1	0,022789	0,05
lut-13	798,5893	1,410106	0	0,769251	0,05
mar-13	797,2194	3,252837	1	0,045461	0,05
kwi-13	804,2867	3,248632	0	0,531698	0,05
maj-13	803,5194	4,176475	0	0,710899	0,05
cze-13	802,9633	2,61593	0	0,195645	0,05
lip-13	803,6903	2,259993	0	0,389452	0,05
sie-13	802,9677	2,370568	0	0,305431	0,05
wrz-13	799,62	1,647443	0	0,44891	0,05
paź-13	796,9935	1,861887	0	0,660162	0,05
lis-13	796,0867	1,416341	0	0,109487	0,05
gru-13	794,2645	1,819258	0	0,72966	0,05

W przypadku dopasowania rozkładu gęstości prawdopodobieństwa amplitud naprężeń, $p(\sigma_a)$, w pierwszej kolejności należało stworzyć histogram dla ich wartości bezwzględnych. Opisane

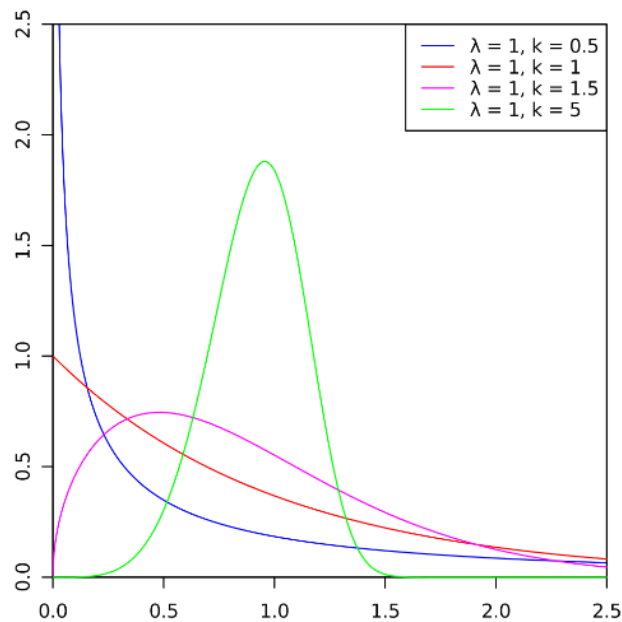
w podrozdziale 1.6 hipotezy zdefiniowane są dla wartości $\sigma_a > 0$. W ten sam sposób jak dla wartości średnich dopasowano rozkład gęstości prawdopodobieństwa. W przypadku amplitud użyto dopasowania za pomocą rozkładu Weibulla, którego różne warianty pokazuje rysunek 6.6, a opisuje wzór

$$p(\sigma_a) = \left(\frac{k}{\lambda}\right) \left(\frac{\sigma_a}{\lambda}\right)^{(k-1)} e^{-(\sigma_a/\lambda)^k} \quad (6.7)$$

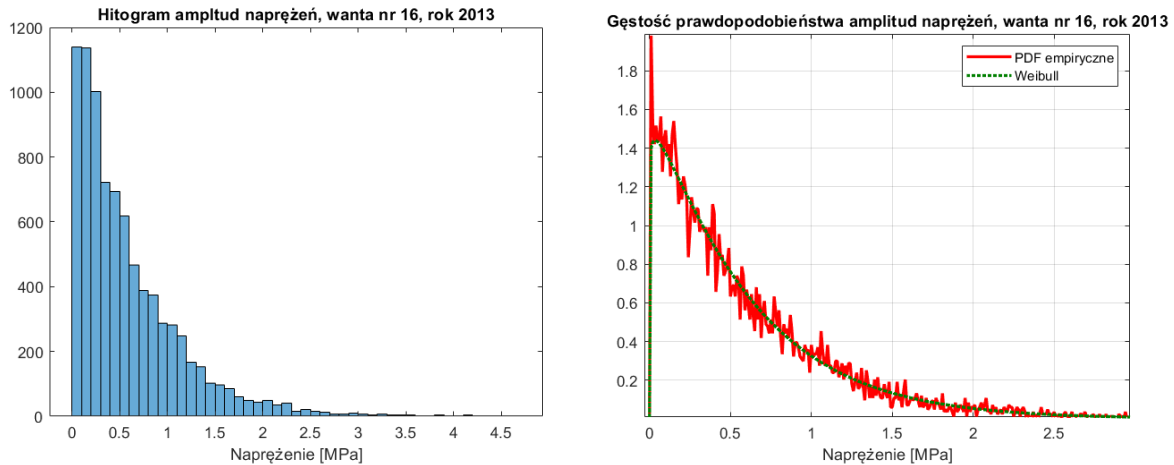
gdzie:

- σ_a – amplitudy naprężeń,
- λ – parametr skali rozkładu,
- k – parametr kształtu rozkładu.

Rozkład ten jest na tyle uniwersalny, że w zależności od parametrów k (kształtu) i λ (skali) dopasowuje się do różnych typów histogramów danych. Przykładowe dopasowanie do histogramu przedstawia rysunek 6.7.



Rys. 6.6. Krzywe przedstawiające różne dopasowania Weibulla



Rys. 6.7. Przykładowy histogram amplitud naprężeń i dopasowanie do niego rozkładów gęstości prawdopodobieństwa w sposób empiryczny i analityczny

Z uwagi na różne kształty dopasowania i dość duży rozrzut wartości empirycznych i dopasowanych, testy zgodności nie dawały satysfakcjonujących wyników. Ponadto dostępne testy zgodności przystosowane są do rozkładów normalnych czy log-normalnych, które można opisywać za pomocą momentów statystycznych (średniej, odchylenia standardowego). Rozkład Weibulla charakteryzują wspomniane już parametry k i λ . W celu określenia poprawności dobranego rozkładu obliczono współczynnik korelacji Pearsona R pomiędzy wartościami zmierzonymi (oznaczonymi jako A) a dopasowanymi (oznaczonymi jako B) według wzorów

$$\rho(A, B) = \frac{1}{N-1} \left(\frac{A_i - \mu_A}{\sigma_A} \right) \left(\frac{B_i - \mu_B}{\sigma_B} \right) R = \begin{vmatrix} \rho(A, A) & \rho(A, B) \\ \rho(B, A) & \rho(B, B) \end{vmatrix} \quad (6.8)$$

$$R = \begin{vmatrix} \rho(A, A) & \rho(A, B) \\ \rho(B, A) & \rho(B, B) \end{vmatrix} \quad (6.9)$$

gdzie:

- A, B — wartości pomierzone,
- μ_A, μ_B — wartości średnie,
- σ_A, σ_B — odchylenia standardowe.

Im współczynnik R bliższy jest wartości jeden, tym lepiej jest dobrane dopasowanie. W tabeli 6.2 pokazano wyniki opisaną analizę. Analizując uzyskane wykresy amplitud i odpowiednie dla nich

wykresy gęstości prawdopodobieństwa otrzymano zakresy ich wartości z przedziałów oszacowanych w poprzednim rozdziale za pomocą obliczeń numerycznych.

Tab. 6.2. Przykładowe parametry rozkładu Weibulla z obliczonym współczynnikiem korelacji liniowej

LW-16	λ	k	R
Sty-13	0,461	1,039	0,991
Lut-13	0,463	1,058	0,990
Mar-13	0,476	1,024	0,993
Kwi-13	0,466	1,008	0,992
Maj-13	0,510	1,054	0,991
Cze-13	0,522	1,021	0,992
Lip-13	0,535	1,006	0,994
Sie-13	0,530	0,930	1,000
Wrz-13	0,541	1,062	0,988
Paź-13	0,548	1,085	0,987
Lis-13	0,506	1,071	0,988
Gru-13	0,426	0,998	1,000

6.3. Wykorzystanie dopasowanych rozkładów do obliczeń zmęzeniowych

Otrzymane wykresy gęstości prawdopodobieństw $p(\sigma_m)$ i $p(\sigma_a)$ posłużyły do obliczenia parametru kumulacji uszkodzeń D, opisanego w rozdziale 1. Powierzchnię gęstości prawdopodobieństwa wyznaczono dla każdego miesiąca jako iloczyn obydwu rozkładów:

$$p(\sigma_a, \sigma_m) = p(\sigma_a) \cdot p(\sigma_m) \quad (6.10)$$

Powierzchnia zmęzeniowa N została według [91] opisana wzorem

$$N(\sigma_a, \sigma_m) = N_0 \left[\frac{Z_{rc}}{\sigma_a} \left(1 - \frac{\sigma_m}{R_m} \right) \right]^{m_0} \quad (6.11)$$

gdzie:

- N_0 – graniczna liczba cykli, przyjęta jako 2 miliony,
- R_m – wytrzymałość stali,

m – wykładnik potęgi przyjmowany według opisu krzywej Wöhlera. W zależności od analizowanego przedziału wynosi on: $m_0=m=4$ lub $m_0=m=6$. Zależność przyjmowana zgodnie z [72] i opisaną modyfikacją Haibacha.

Ze względu na różne wartości parametru m_0 , przy obliczaniu wartości D rozważane będą dwie powierzchnie całkowania na płaszczyźnie $\sigma_a \times \sigma_m$ rozdzielone prostą, opisaną wzorem

$$\sigma_a(\sigma_m) = Z_{rc} \left(1 - \frac{\sigma_m}{R_m} \right) \quad (6.12)$$

Oddziela ona strefę poniżej i powyżej wartości N_0 (2 miliony cykli).

Z_{rc} – to granica zmęczenia przy osiowym rozciąganiu i ściskaniu ($R=-1$), czyli dla $\sigma_m=0$. Wartość ta jest również potrzebna do obliczenia powierzchni N . Dlatego wykorzystując opisane badania zmęczeniowe ciągów [29, 77, 80] obliczono ją według wzoru (6.13). Przyjęto

$$\sigma_m = 0,45R - \sigma_a = 0,45 * 1860 [MPa] - 100 [MPa] = 737 [MPa] \quad (6.13)$$

oraz:

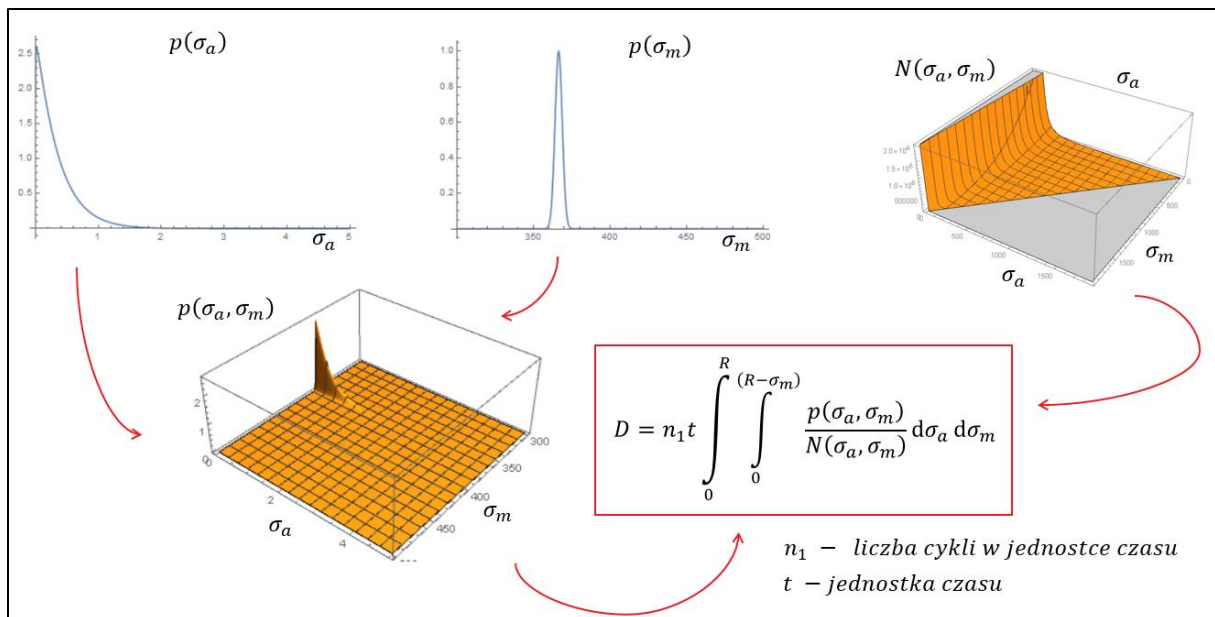
$$\sigma_a(\sigma_m) = 100 MPa \quad (6.14)$$

Na tej podstawie obliczono, że

$$Z_{rc} = 127,429 [MPa].$$

Tak wyznaczone parametry pozwoliły na sformułowanie ogólnego zapisu wzoru na parametr D , z uwzględnieniem przyjętych granic całkowania:

$$D = n_1 t \left(\int_0^{R_m} \int_0^{\sigma_a(\sigma_m)} \frac{p(\sigma_a, \sigma_m)}{N(\sigma_a, \sigma_m, m_0=6)} d\sigma_a d\sigma_m + \int_0^{R_m} \int_{\sigma_a(\sigma_m)}^{R_m - \sigma_m} \frac{p(\sigma_a, \sigma_m)}{N(\sigma_a, \sigma_m, m_0=4)} d\sigma_a d\sigma_m \right) \quad (6.15)$$

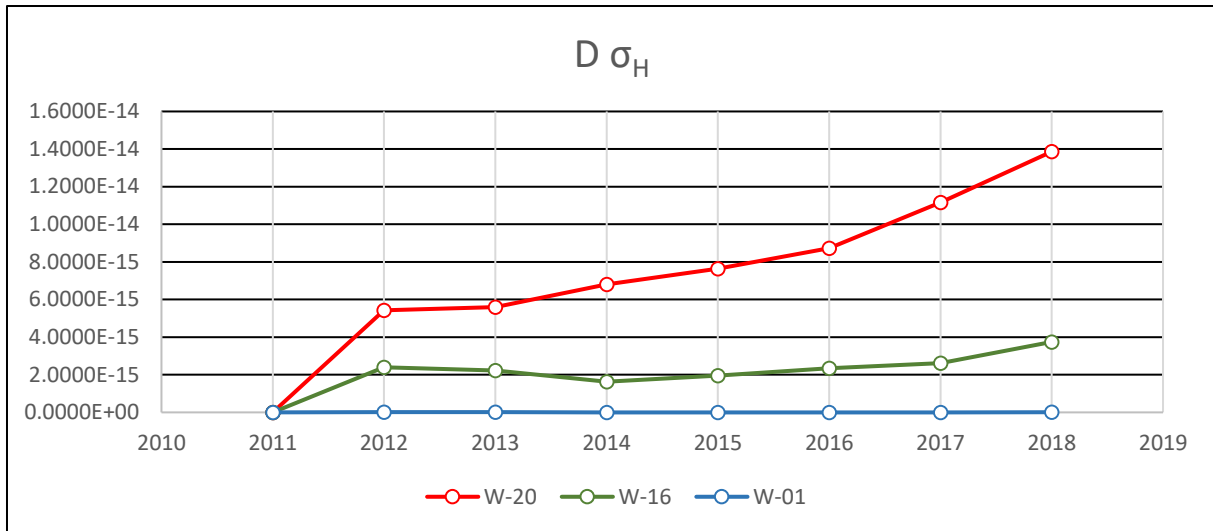


Rys. 6.8. Schemat obliczania parametru D

Parametr D obliczono dla każdej wanty i każdego miesiąca. Na tym etapie analizy założono, że wyrażenie przed nawiasem $n_1 t$ wynosi 1. Jest to iloczyn liczby cykli w jednostce czasu i przedziału czasowego. W pierwszym etapie określenia trwałości cięgien nie jest on istotny, ponieważ dla każdego z miesięcy będzie on jednakowy. Zmienna jest natomiast wartość wyników całkowania. Ponadto na podstawie danych z systemu monitorowania nieznana jest liczba cykli. Rysunek 6.8 przedstawia schemat obliczania współczynnika D.

Na rysunkach 6.9–6.10 i w tabelach 6.3–6.4 przedstawiono obliczone parametry D latami – jako sumy parametrów miesięcznych oraz ich skumulowane wartości po latach. Ze względu na opisane wcześniej problemy z danymi z początkowych pięciu miesięcy pracy systemu w roku 2011 przyjęto w nich parametr $D = 0$.

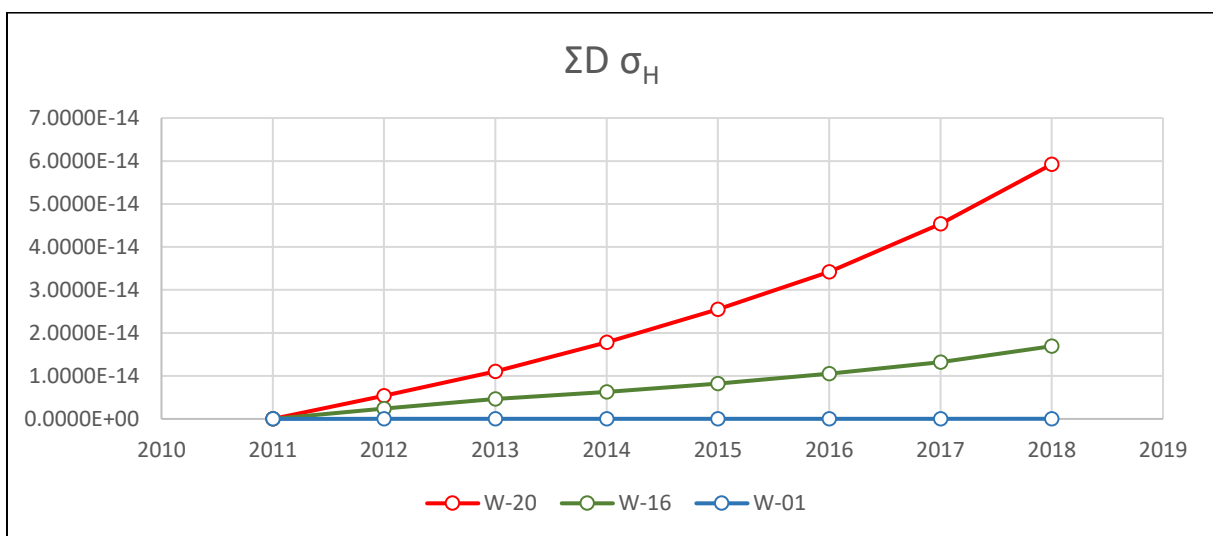
Wartości obliczonego parametru D mogą wydać się w pierwszym momencie pomijalnie małe, jednak należy zauważyć, że ze względu na tymczasowe założenia czynnika $n_1 t = 1$ można wartość D interpretować jako uszkodzenie spowodowane pojedynczym cyklem reprezentatywnym dla danego miesiąca bądź roku. W następnym rozdziale zostaną przedstawione wartości parametrów uwzględniające liczbę cykli. Obliczone będą również parametry D dla innych schematów statycznych i elementów wanty. Po pełnej analizie dokonana zostanie całościowa interpretacja wyników. W tym podrozdziale pokazano tylko założenia i metodę wyznaczania wartości współczynnika D.



Rys. 6.9. Wartość współczynnika D w kolejnych latach

Tab. 6.3. Wartość współczynnika D w kolejnych latach

Rok	W-20	W-16	W-01
2011	0	0	0
2012	5,42E-15	2,40E-15	5,53E-18
2013	5,60E-15	2,22E-15	6,13E-18
2014	6,81E-15	1,62E-15	3,35E-18
2015	7,65E-15	1,95E-15	3,67E-18
2016	8,72E-15	2,35E-15	4,55E-18
2017	1,12E-14	2,63E-15	4,85E-18
2018	1,39E-14	3,75E-15	8,09E-18



Rys. 6.10. Skumulowane wartości współczynnika D

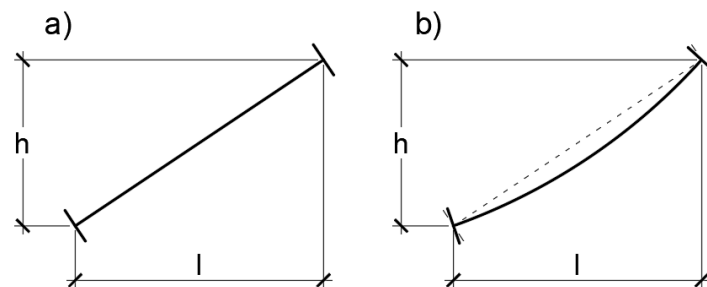
Tab. 6.4. Skumulowane wartości współczynnika D

Rok	W-20	W-16	W-01
2011	0	0	0
2012	5,4235E-15	2,40104E-15	5,52904E-18
2013	1,10244E-14	4,62017E-15	1,16607E-17
2014	1,7834E-14	6,24479E-15	1,50096E-17
2015	2,54799E-14	8,191E-15	1,86761E-17
2016	3,42042E-14	1,05449E-14	2,32235E-17
2017	4,53638E-14	1,31709E-14	2,80765E-17
2018	5,92269E-14	1,69169E-14	3,61647E-17

7. OCENA TRWAŁOŚCI CIĘGIEN I ZAKOTWIENI

7.1. Naprężenia w zakotwieniu

Dane pochodzące z sytemu monitorowania można wprost przeliczyć na naprężenia pochodzące tylko od rejestrowanej zmiany siły osiowej. Oszacowanie naprężeń w zakotwieniu wymaga odpowiednich przeliczeń i założenia, że splot jest ciągnem niewiotkim [35]. Posłużą do tego równania opisane w podrozdziale 1.5 oraz stworzone modele MES splotów poszczególnych want. Rozpatrzono dwa schematy statyczne zgodne z rysunkiem 7.1.



Rys. 7.1. Rozpatrywane schematy statyczne

7.1.1. Schemat A

W opisanych w podrozdziale 1.5 równaniach różniczkowych przyjęto następujące warunki brzegowe:

- punkty zakotwień nie przemieszczają się: $y(0) = 0$; $y(l) = h$,
- kąty obrotu (tangens nachylenia) nie zmieniają się: $y'(0) = y'(l) = h/l$.

Przyjęte dane pozwoliły uzyskać niewiadome stałe i stworzyć wykresy zwisu, kątów obrotu, momentów zginających i sił tnących przedstawione na rysunkach 7.2–7.4. W celu ich wyznaczenia założono także średnią i stałą siłę naciągu dla każdego splotu want:

- w wancie LW-20: 67,6 kN,
- w wancie LW-16: 108,1 kN,
- w wancie LW-01: 50,9 kN.

W tabeli 7.1 zestawiono obliczone momenty zginające i kąty nachylenia w punkcie utwierdzenia ($y = -l/2$), oraz wartość zwisu ciągu w połowie jego rozpiętości ($y = 0$).

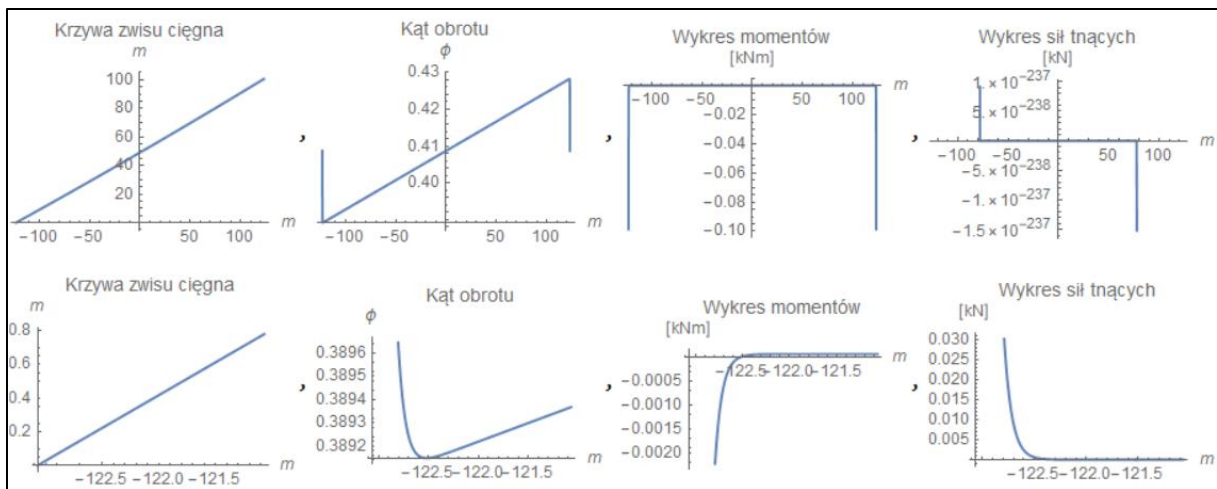
Po wyznaczeniu sił wewnętrznych wyliczono maksymalne naprężenia w przekroju utwierdzenia splotu:

- w górnym punkcie oznaczonym jako σ_s ,
- w dolnym punkcie oznaczonym jako σ_{ss} .

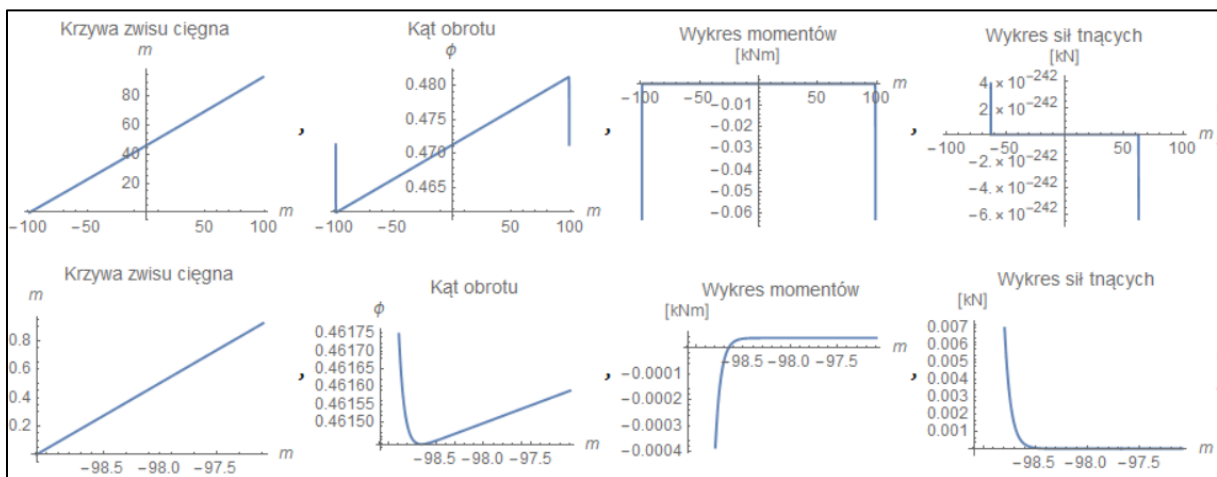
- w przekroju poza strefą zakotwienia oznaczoną symbolem σ_H .

Tab. 7.1. Wyniki obliczeń dla utwierdzenia splotu oraz zwis ciągu

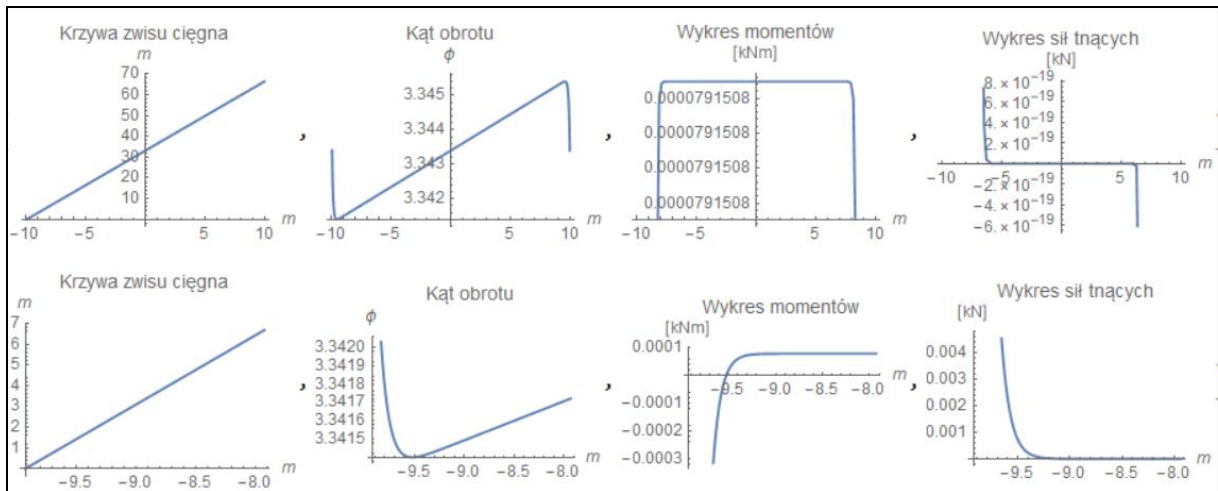
	Moment zginający $M(l/2)$ [kNm]	Kąt nachylenie $\tan(\Phi(l/2))$	Zwis $y[0]$ [m]
LW-20	-0,0987	0,409	-1,208
LW-16	-0,0628	0,471	-0,490
LW-01	-0,0091	3,343	-0,010



Rys. 7.2. Wanta LW-20 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych. Górne wykresy przedstawiają całe ciągnie, a dolne pierwsze 2 m od początku dolnego zakotwienia



Rys. 7.3. LW-16 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych. Górne wykresy przedstawiają całe ciągnie, a dolne pierwsze 2 m od początku dolnego zakotwienia



Rys. 7.4. LW-01 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych. Górne wykresy przedstawiają całe ciągi, a dolne pierwsze 2 m od początku dolnego zakotwienia

Tab. 7.2. Porównanie naprężeń obliczonych na podstawie równań z wynikami obliczeń MES – góra przekroju splotu

	LW-20	LW-16	LW-01
σ_s [MPa]	878,7	1032,8	406,0
σ_H [MPa]	491,8	786,5	370,3
Fragment wykresu z odpowiednimi naprężeniami [MPa]			

Tab. 7.3. Porównanie naprężeń obliczonych na podstawie równań z wynikami obliczeń MES – dół przekroju splotu

	LW-20	LW-16	LW-01
σ_{ss} [MPa]	104,9	540,2	334,6
σ_H [MPa]	491,8	786,5	370,3
Fragment wykresu z odpowiednimi naprężeniami [MPa]			

W celu weryfikacji wyznaczonych wartości naprężeń analogiczne obciążenie przyłożono do modeli MES splotów przy takich samych warunkach brzegowych. W tabelach 7.1–7.3 zestawiono wyniki obliczeń z równań różniczkowych oraz obliczeń numerycznych. Obliczenia numeryczne przedstawiają odpowiednie wykresy naprężeń uwzględniające wszystkie siły wewnętrzne.

Jak widać, wartości sprawdzonych naprężeń według obydwu metod są do siebie zbliżone. Wartości naprężeń pochodzących od zginania splotu gwałtownie rosną około pierwszego metra od miejsca utwierdzenia. Szczególnie wysokie naprężenia występują w części górnej przekroju dla przekroju wanty LW-16. Wantę tę wybrano z uwagi na największą wartość ugięć odcinka pomostu, który do tej wanty jest podwieszony, tak więc względna wartość oszacowanych naprężeń potwierdza poprawność tego wyboru. Jednak traktując tę wartość bezwzględnie, widzimy, że jest ona za duża – przekracza wartość graniczną w projekcie $0,55 \times 1860$ MPa. Ten schemat statyczny należy traktować jako skrajny, czysto teoretyczny przypadek.

7.1.2. Schemat B

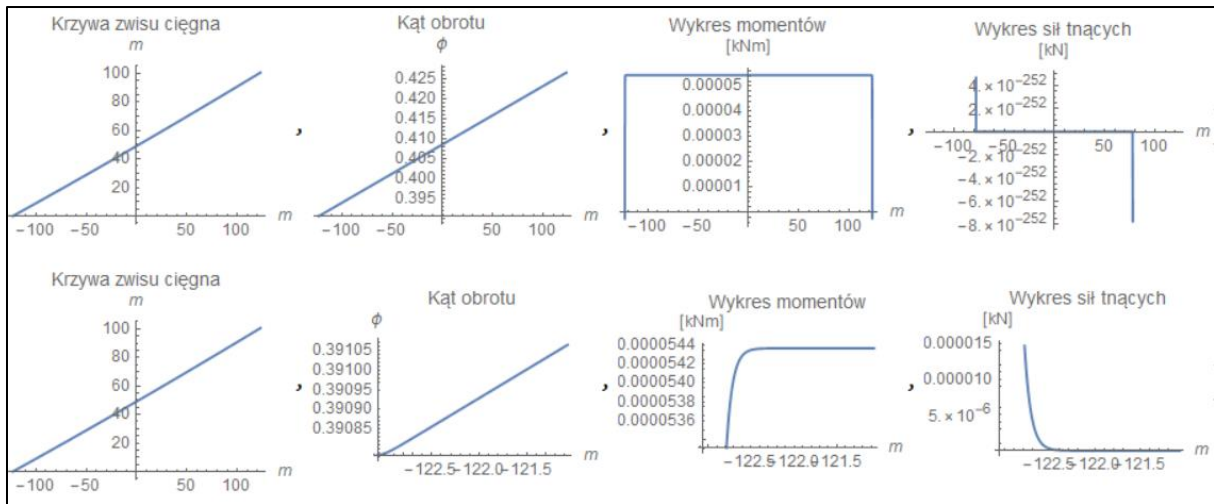
Bliższy rzeczywistym warunkom jest schemat statyczny B, który uwzględnia obrót zakotwień o kąt minimalizujący wpływ momentu zginającego na naprężenia w zakotwieniu. W celu wyznaczenia tej wartości wykorzystano opisany powyżej schemat A. Uwzględniono ciężar własny splotu oraz średnią siłę naciągu z pierwszego miesiąca pomiarów rejestrowanych przez system monitorowania (sierpień 2011). Przyjęte siły to:

- w wancie LW-20: 74,1 kN,
- w wancie LW-16: 113,1 kN,
- w wancie LW-01: 59,7 kN.

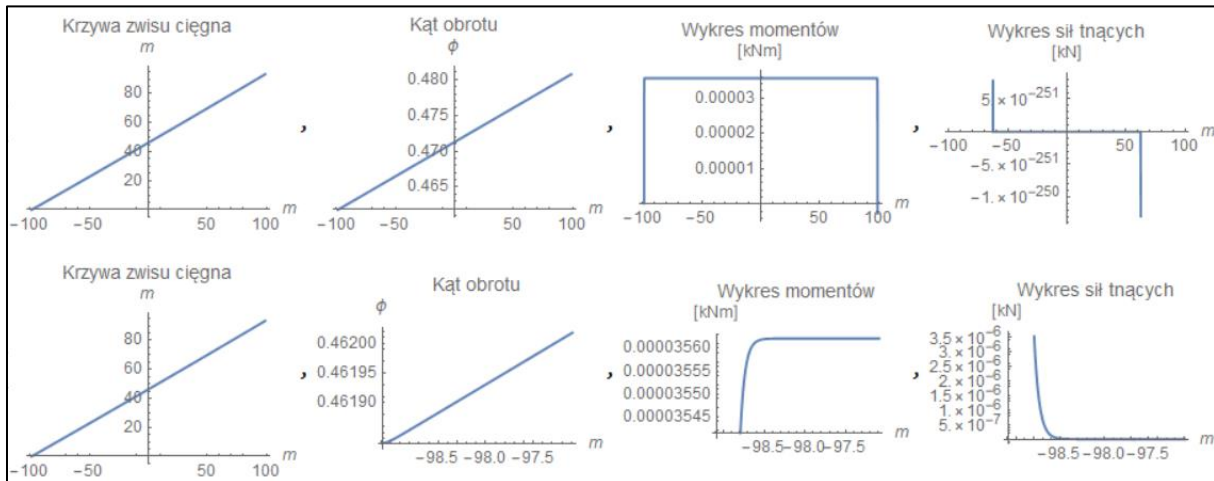
Obliczono, zgodnie z przedstawionymi równaniami, przemieszczenia kątowne podpór. Wyniki zestawiono w tabeli. Obliczone kąty nachylenia podstawiono jako warunki brzegowe do równań różniczkowych, otrzymując analogiczne wykresy jak dla schematu A, z tą różnicą, że siła początkowa była inna (większa), a wartość momentu zginającego wyniosła zero.

Tab. 7.4. Kąty nachylenia zakotwień zmodyfikowane w celu redukcji wpływu momentów zginających na wartość naprężeń w zakotwieniu splotu

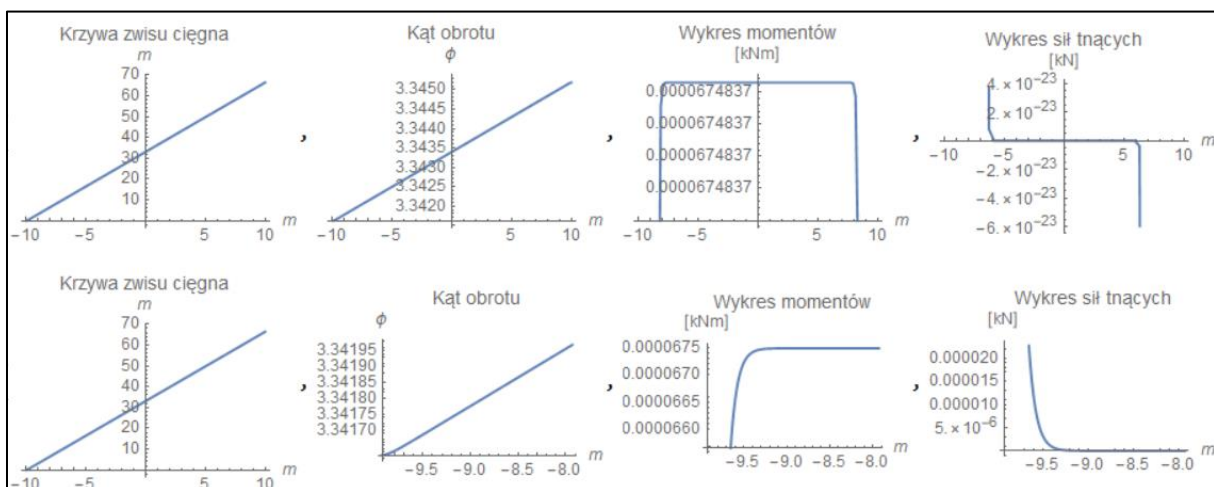
Splot	Tangens kąta nachylenia zakotwienia dolnego	Tangens kąta nachylenia zakotwienia dolnego
LW-20	0,39078	0,42663
LW-16	0,46183	0,44809
LW-01	3,34162	3,34519



Rys. 7.5. Wanta LW-20 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych. Górne wykresy przedstawiają całe ciągi, a dolne pierwsze 2 m od początku dolnego zakotwienia



Rys. 7.6. LW-16 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych

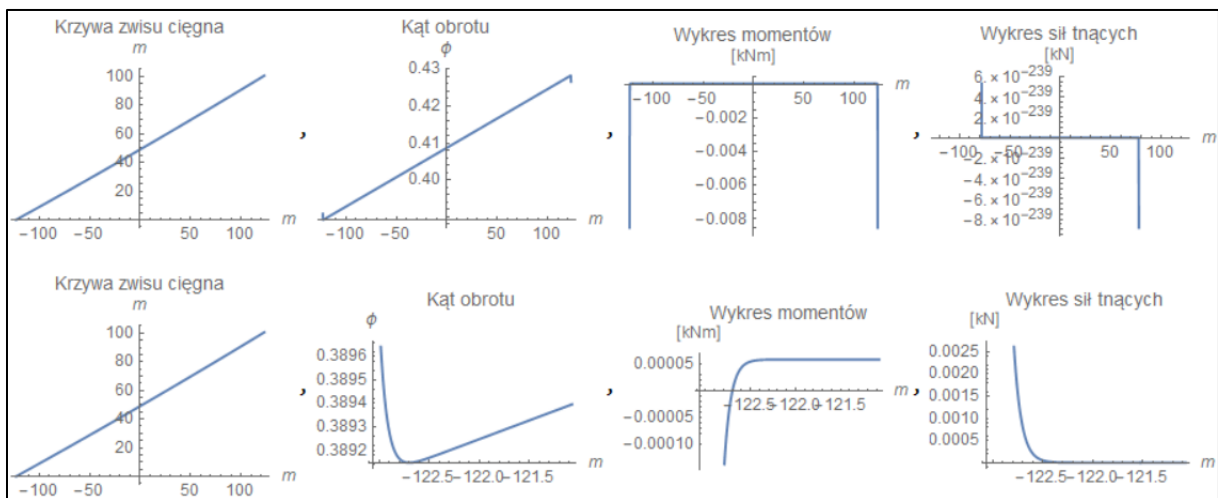


Rys. 7.7. LW-01 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych

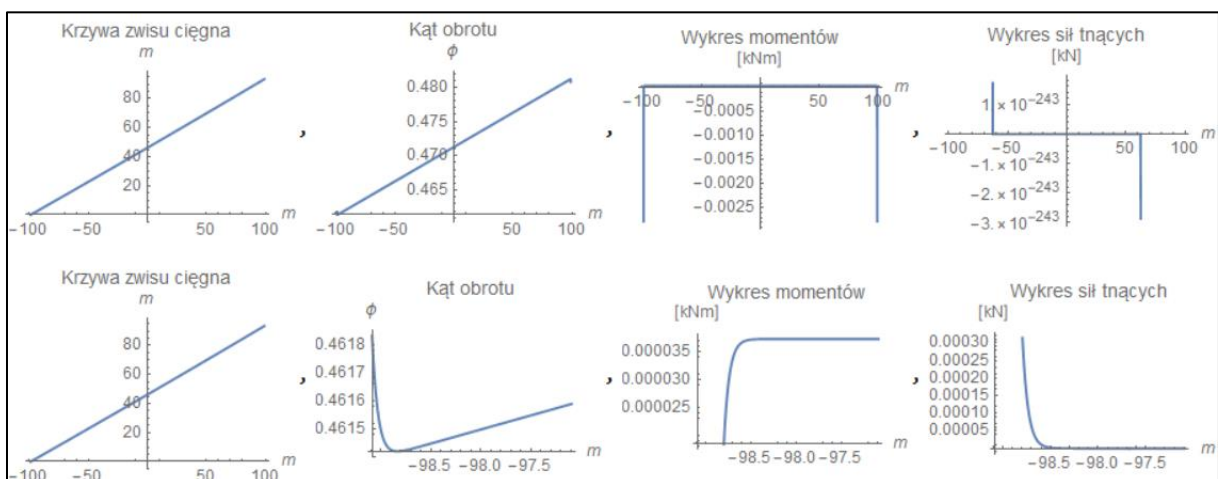
Analizując przedstawione wykresy można zauważyć, że moment w zakotwieniu faktycznie jest bliski zera. Jednak po dokonaniu analizy zmian siły naciągu splotu wiadomo, że nastąpił jej spadek w czasie. Dlatego do tak odkształconej krzywej przyłożono mniejszą siłę rozciągającą:

- w wancie LW-20: 67,6 kN,
- w wancie LW-16: 108,1 kN,
- w wancie LW-01: 50,9 kN.

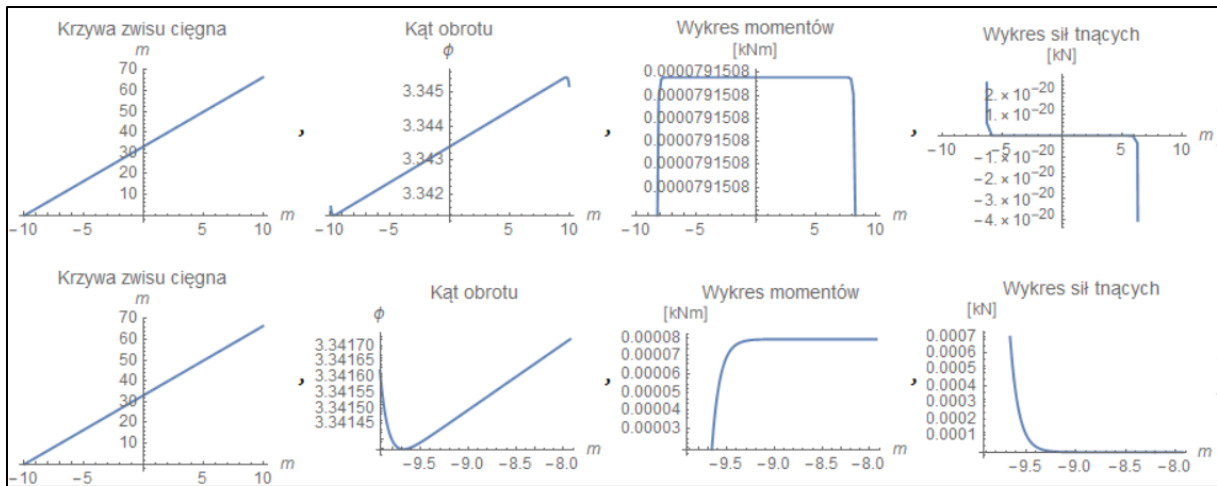
Na rysunkach 7.8–7.10 zamieszczono wykresy analogiczne do wcześniejszych (rys. 7.5–7.7) oraz stworzono tabelaryczne zestawienie wyników (tab. 7.5).



Rys. 7.8. Wanta LW-20 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych. Górne wykresy przedstawiają całą cięgno, a dolne pierwsze 2 m od początku dolnego zakotwienia



Rys. 7.9. LW-16 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych



Rys. 7.10. LW-01 – wykresy reprezentujące rozwiązania układów równań różniczkowych

Tab. 7.5. Wyniki obliczeń dla utwierdzenia splotu oraz zwisu ciężna po uwzględnieniu spadku siły naciągu

	Moment zginający M(l/2) [kNm]	Kąt nachylenia Tan($\Phi(l/2)$)	Zwis y[0] [m]
LW-20	-0,0085 (8,61%)	0,39078	-1,208
LW-16	-0,0028 (4,46%)	0,46183	-0,490
LW-01	-0,0013 (14,29%)	3,34162	-0,010

Po przeanalizowaniu wyników widać, że zastosowana zmiana obrotu zakotwienia powoduje redukcję wartości momentu zginającego w zakotwieniu. W tabeli 7.5 w nawiasie podano procentową różnicę wartości momentu zginającego w stosunku do sytuacji ze schematu A.

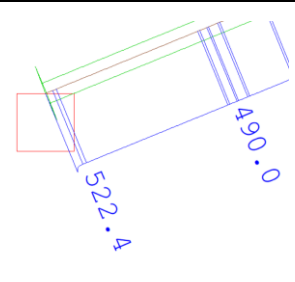
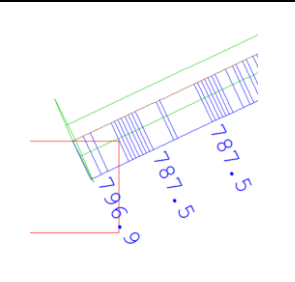
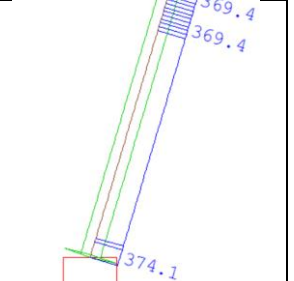
Identyczną analizę wykonano w modelu MES wykorzystując tzw. fazowanie etapów pracy ciężna, analogicznie do kroków obliczeniowych na podstawie równań różniczkowych, oraz wyznaczono analitycznie naprężenia w utwierdzeniu splotu:

- w górnym punkcie oznaczonym jako σ_0 ,
- w dolnym punkcie oznaczonym jako σ_{00} .

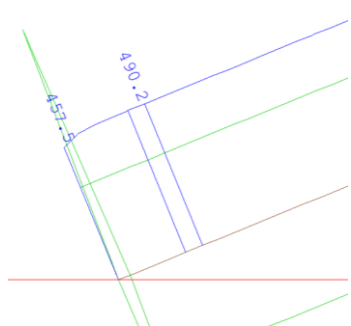
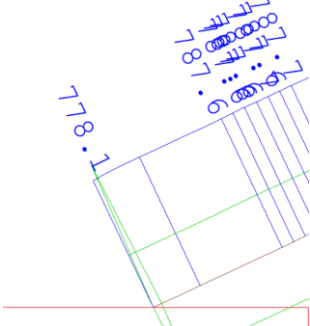
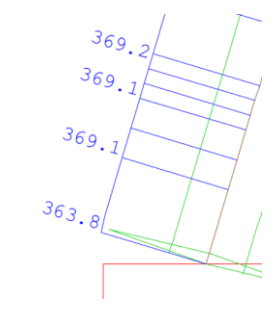
Dokonano analogicznego porównania z modelem MES jak dla schematu A i wyniki zestawiono w tabelach 7.6 i 7.7.

Na podstawie pokazanych obliczeń naprężeń widać, że zaproponowane podejście analityczne jest kompatybilne ze stworzonymi modelami numerycznymi.

Tab. 7.6. Porównanie naprężeń obliczonych na podstawie równań z wynikami obliczeń MES – góra przekroju splotu

	LW-20	LW-16	LW-01
σ_0 [MPa]	525,6	797,4	375,5
σ_H [MPa]	492,6	786,5	370,3
Fragment wykresu z odpowiednimi naprężeniami [MPa]			

Tab. 7.7. Porównanie naprężeń obliczonych na podstawie równań z wynikami obliczeń MES – dół przekroju splotu

	LW-20	LW-16	LW-01
σ_{00} [MPa]	459,2	775,6	365,1
σ_H [MPa]	492,6	786,5	370,3
Fragment wykresu z odpowiednimi naprężeniami [MPa]			

7.1.3. Wykresy naprężeń w różnych punktach przekroju wyznaczone na podstawie siły naciągu

Obliczenia zaprezentowane w punktach 7.1.1 i 7.1.2 wykonywane były przy dwóch konkretnych wartościach siły naciągu splotu want. Miało to na celu weryfikację stworzonych modeli. Z poprzednich rozdziałów rozprawy wynika, że siła naciągu zmienia się na skutek spadku ogólnej siły naciągu w czasie, zmian temperatury i oczywiście ruchu na moście. Dlatego na podstawie rozwiązań analitycznych wyznaczono zależność naprężeń od siły naciągu H w pięciu badanych punktach.

Dobór przyjętych symboli:

Schemat A

- w górnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako σ_s ,

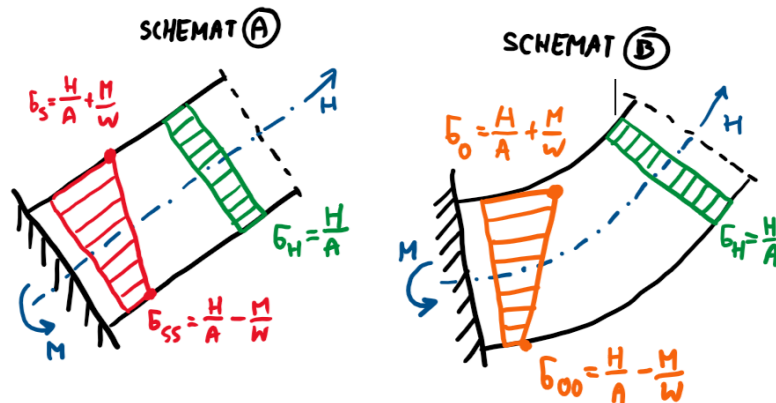
- w dolnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako σ_{SS} .

Schemat B

- w górnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako σ_0 ,
- w dolnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako σ_{00} .

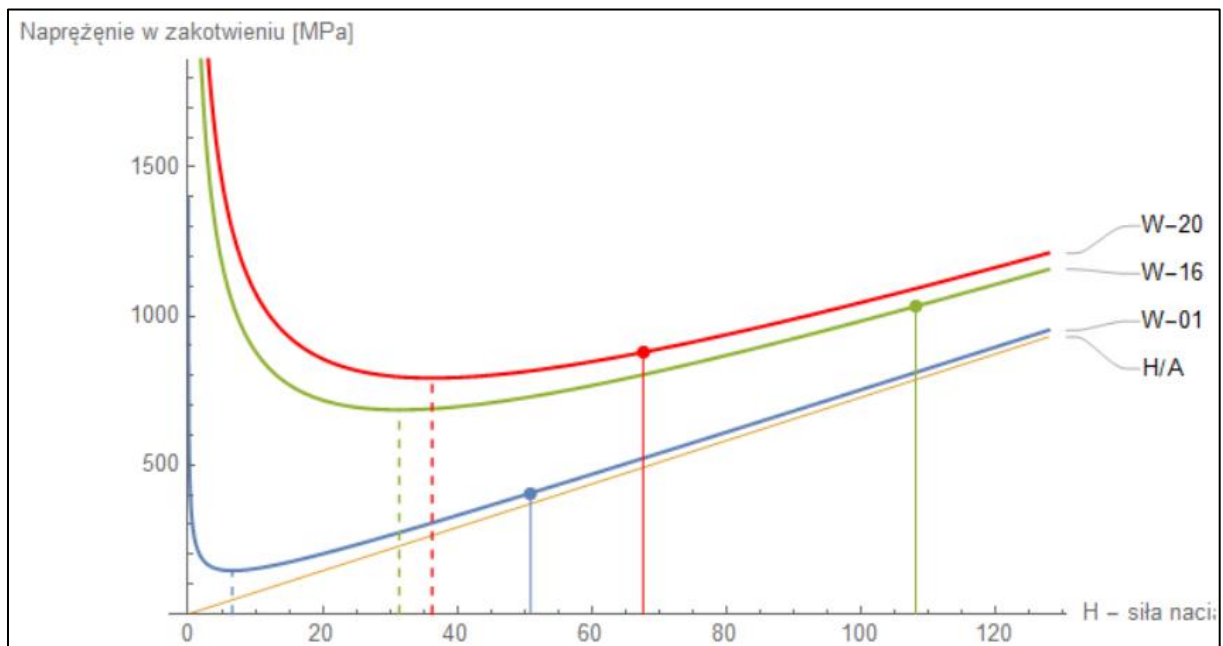
Niezależnie od schematu

- przekrój poza strefą zakotwienia oznaczony symbolem σ_H .

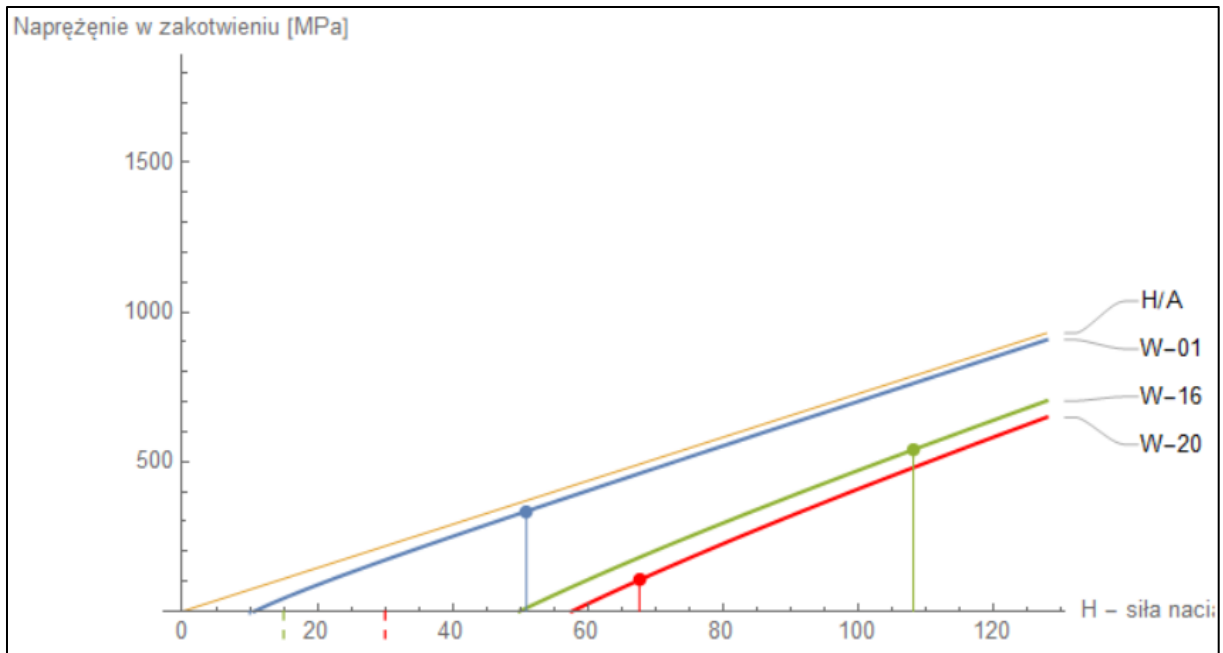


Rys. 7.11. Graficzne przedstawienie przyjętych symboli i punktów zakotwienia splotu

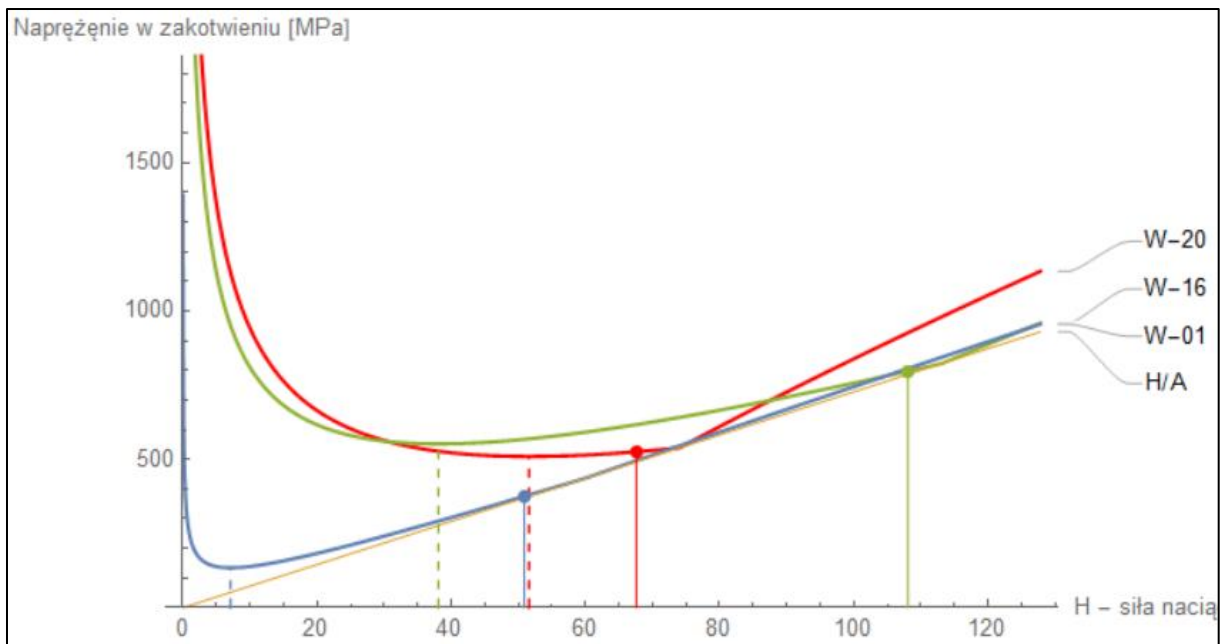
Rysunki 7.12–7.15 pokazują, jak zmieniają się wartości naprężeń w poszczególnych badanych punktach. Pionowymi liniami zaznaczono siły, dla których liczone wartości naprężeń w punkcie 7.1.2. Linie przerywane pokazują miejsce ekstremum lokalnego dla danego wykresu funkcji.



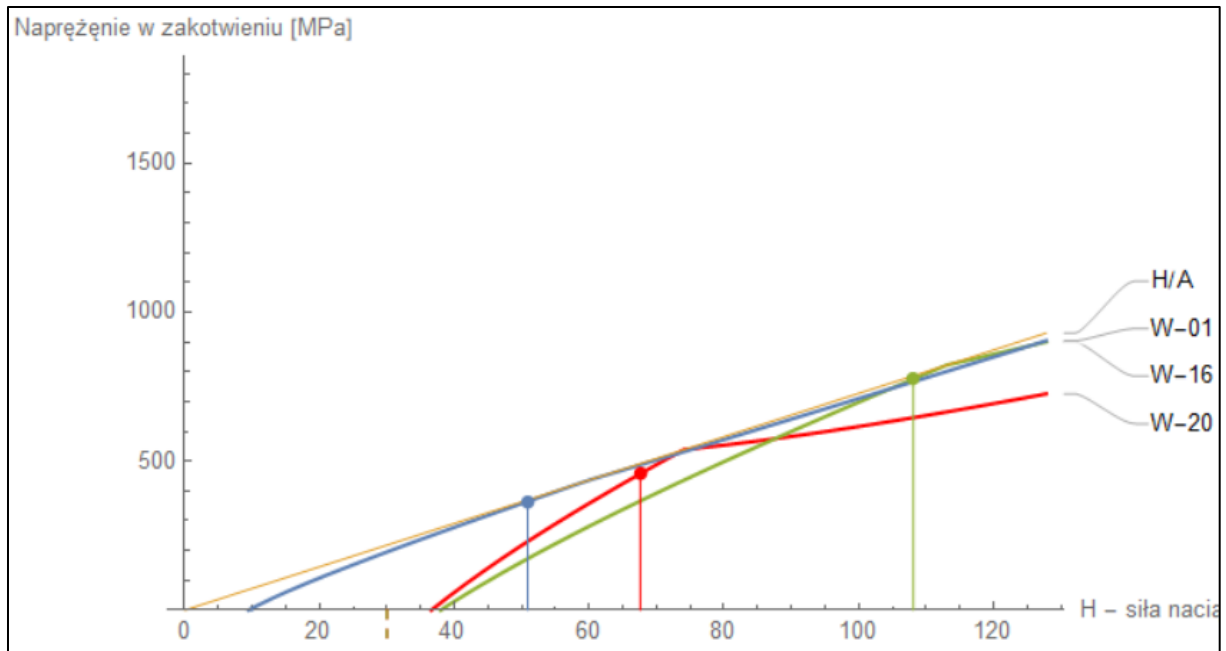
Rys. 7.12. Naprężenia w górnym punkcie przekroju zakotwienia σ_s



Rys. 7.13. Naprężenia w dolnym punkcie przekroju zakotwienia σ_{ss}



Rys. 7.14. Naprężenia w górnym punkcie przekroju zakotwienia σ_{σ}



Rys. 7.15. Naprężenia w górnym punkcie przekroju zakotwienia σ_{00}

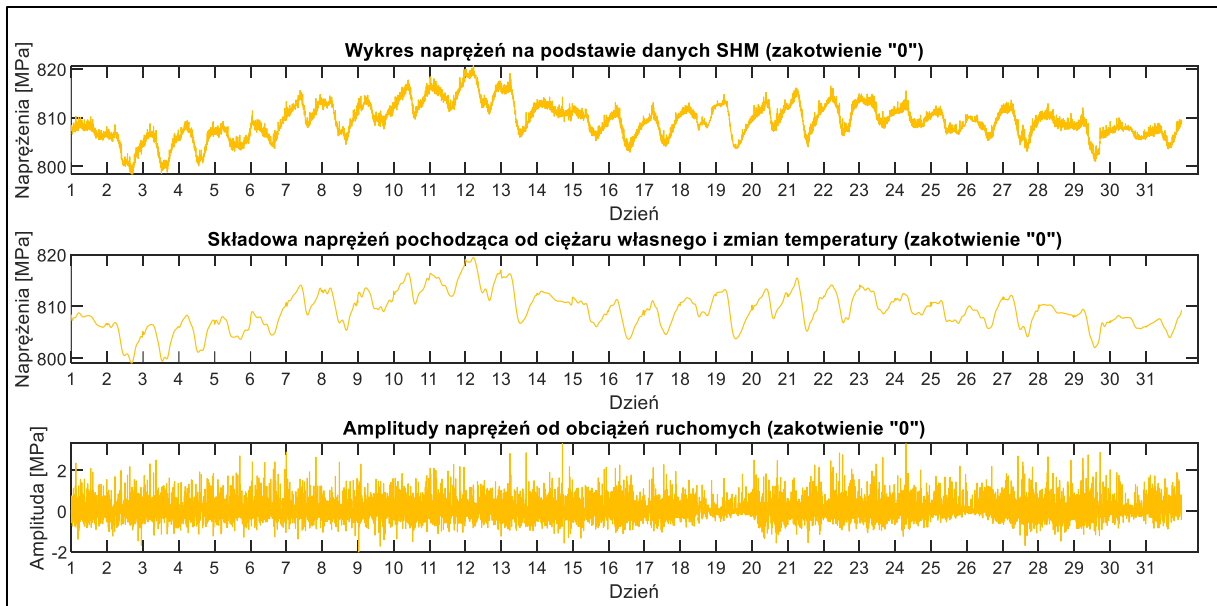
Na każdym z pokazanych wykresów widać nieliniową zmianę naprężeń w zależności od siły naciągu H . Najkrótsza wanta LW-01 (wykres niebieski) jest najmniej wrażliwa na te zmiany. Im dłuższa jest wanta, a jej kąt nachylenia mniejszy, tym bardziej widoczna jest nieliniowa zależność. Największe zmiany naprężeń wskutek spadku siły naciągu wystąpią w punkcie σ_{00} wany najdłuższej (wykres czerwony).

Funkcje, których przebieg pokazano na powyższych wykresach, posłużyły do przeliczenia wartości sił naciągu zmierzonych przez system monitorowania na konkretne wartości naprężeń w przedstawionych punktach zakotwienia.

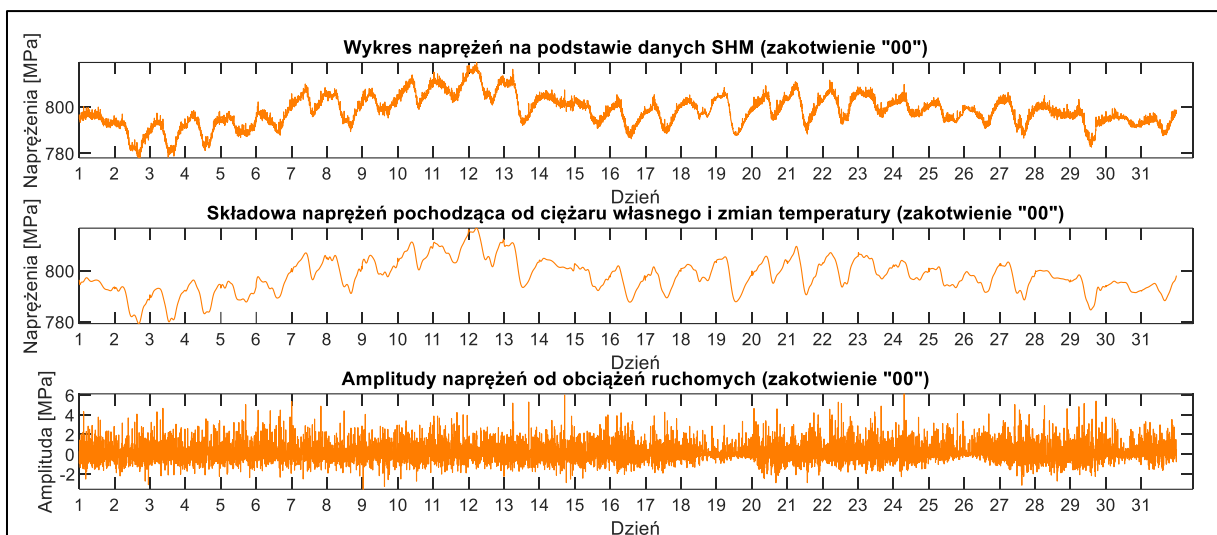
7.2. Ocena trwałości

Opisany w rozdziale 6 autorski algorytm oceny trwałości, który zaprezentowano szczegółowo dla naprężeń pochodzących od czystego rozciągania, wykorzystano na tej samej zasadzie do naprężeń będących efektem od dodatkowego momentu zginającego.

Na rysunkach 7.16–7.17 pokazano przykładowe wykresy naprężeń schematu B dla wany LW-16 w maju 2013 roku.

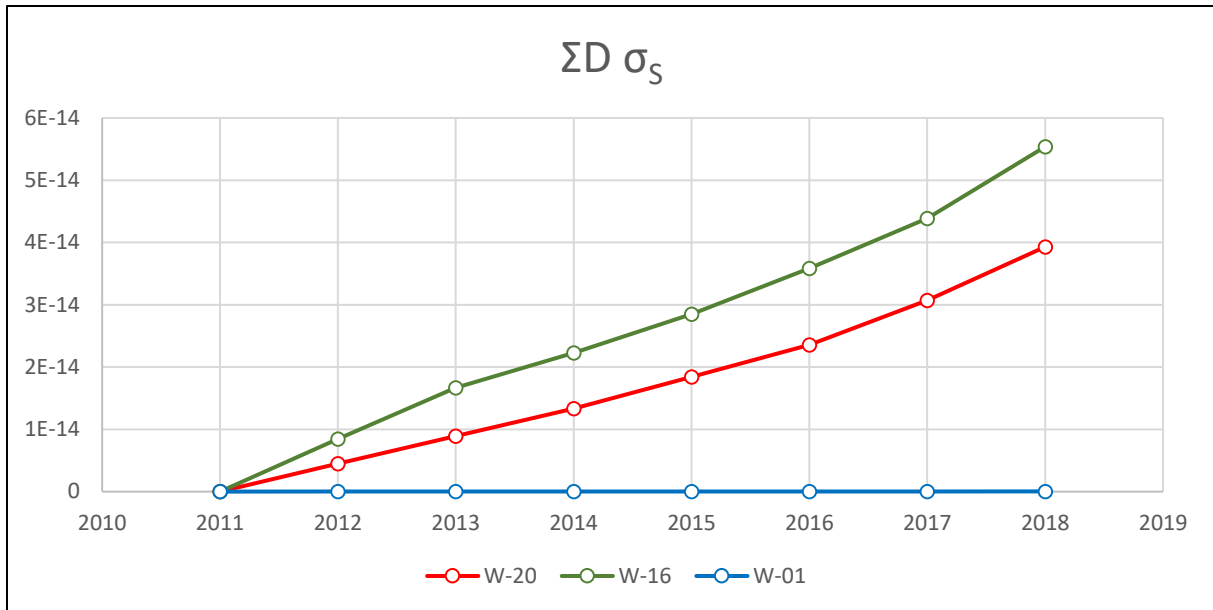


Rys. 7.16. Analiza naprężeń w punkcie σ_{00} (LW-16, maj 2013)

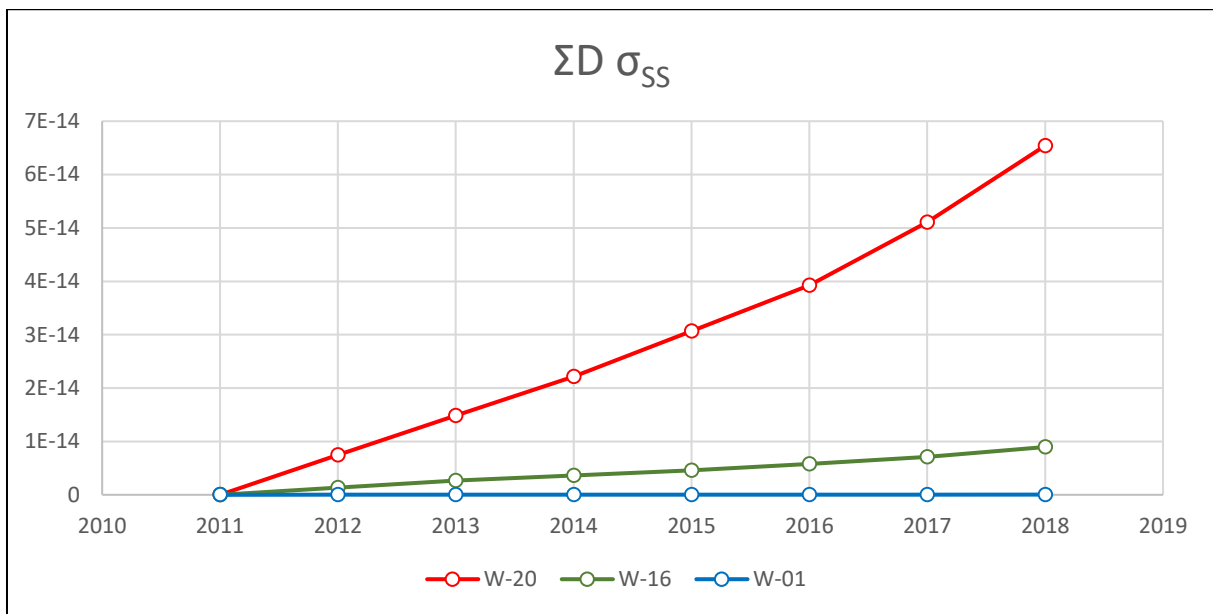


Rys. 7.17. Analiza naprężeń w punkcie σ_{00} (LW-16, maj 2013)

W analogiczny sposób obliczono też parametry D dla przedstawianych want i punktów przekroju ciągu. Rysunki 7.18–7.21 przedstawiają uzyskane wyniki. Ograniczono się tylko do wykresów wartości skumulowanej współczynnika D, przedstawiających jego roczny przyrost.

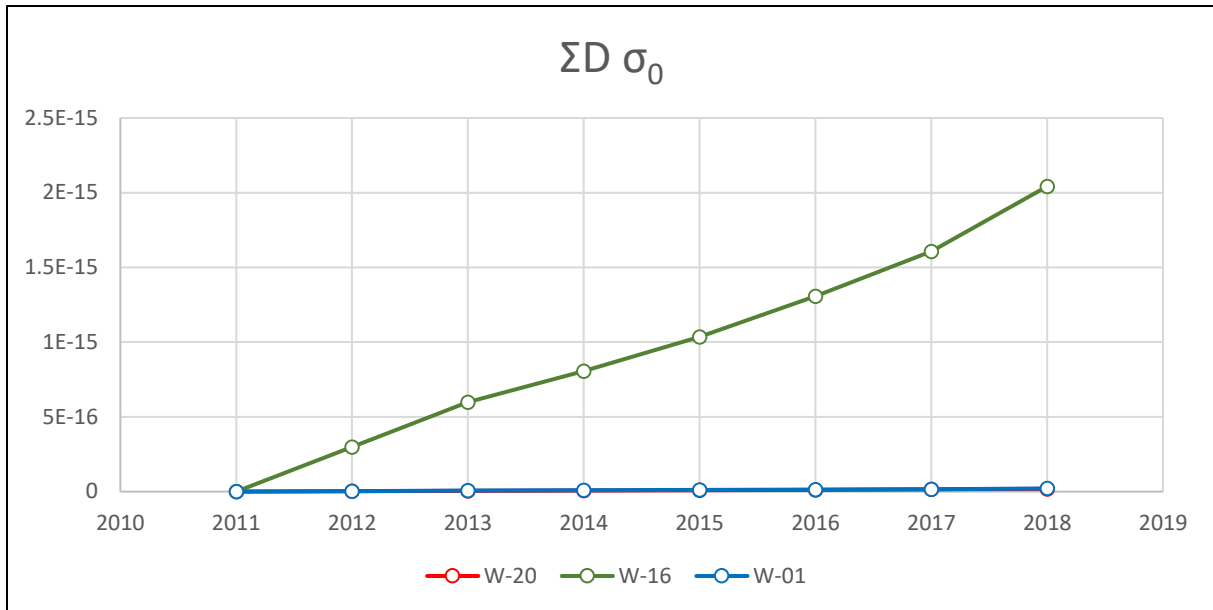


Rys. 7.18. Roczny przyrost wartości parametru D w punkcie σ_s

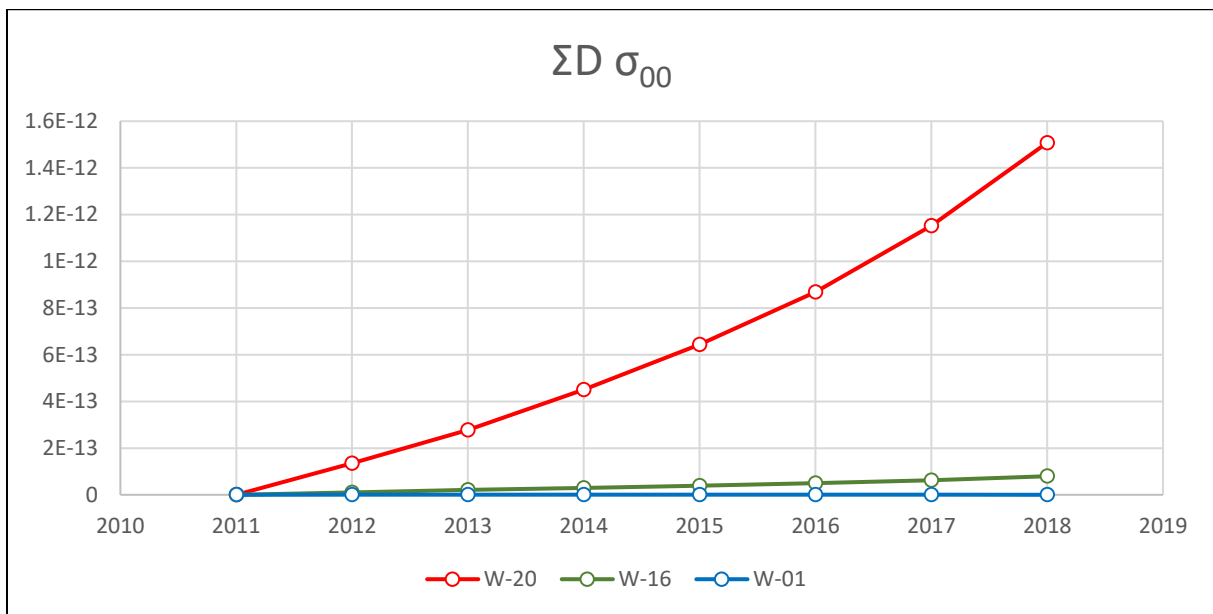


Rys. 7.19. Roczny przyrost wartości parametru D w punkcie σ_{ss}

Na powyższych wykresach widać, że poziom wyężenia punktów górnego i dolnego dla przekroju w utwierdzeniu sztywnym jest porównywalny co do wartości, jednak różny dla poszczególnych want.



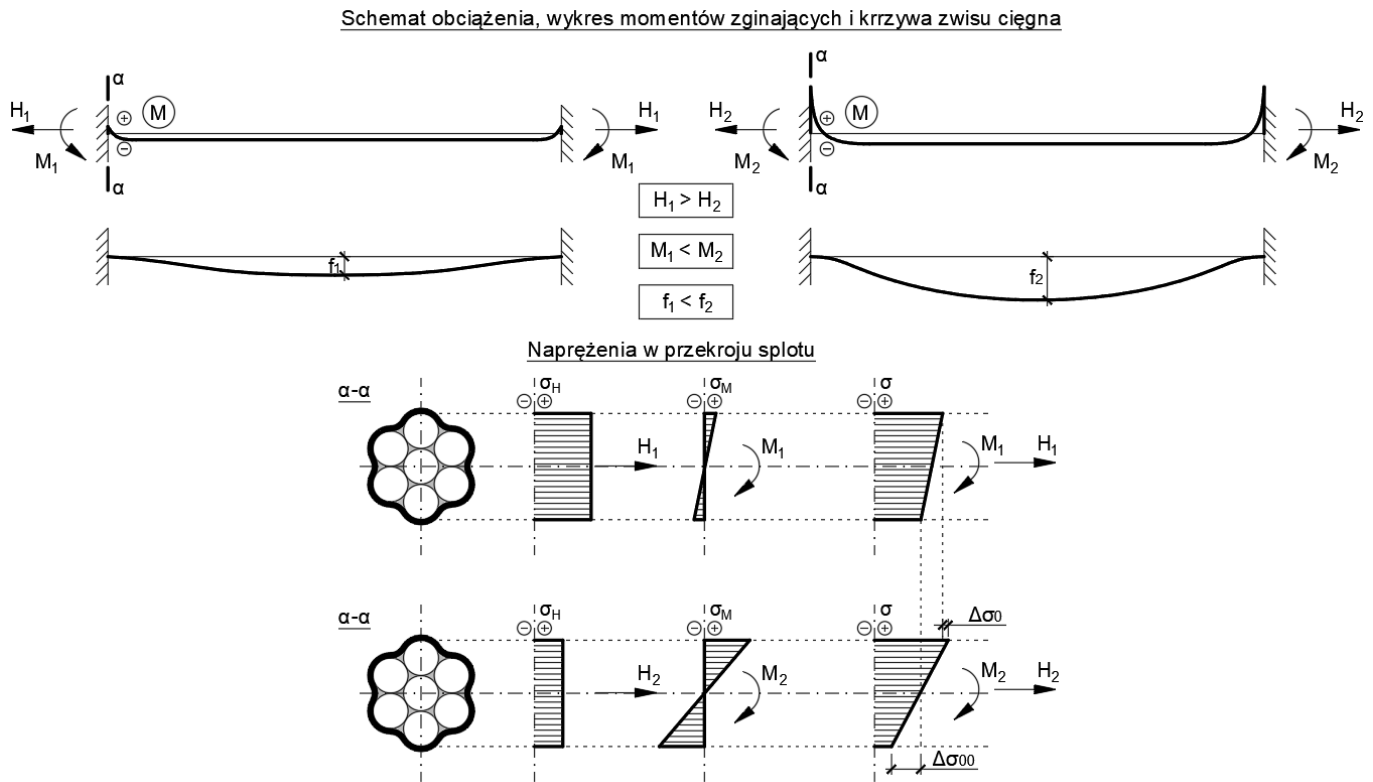
Rys. 7.20. Roczny przyrost wartości parametru D w punkcie σ_0



Rys. 7.21. Roczny przyrost wartości parametru D w punkcie σ_{00}

W przypadku przekroju utwierdzenia z obróconymi zakotwieniami (schemat B) wyężenie górnej części przekroju jest zdecydowanie mniejsze w stosunku do teoretycznego schematu A. Inaczej zachowuje się natomiast dolny punkt przekroju. Intuicyjnie wydawać by się mogło, że to góra przekroju, stale rozciągana – zarówno przez siłę osiową, jak i przez dodatkowy moment – jest narażona na duże zmiany amplitud naprężeń. Jednak w tym miejscu ujawnia się wprost nieliniowy charakter zmiany naprężeń. Większy spadek siły naciągu (zwiótczenie) powoduje wprawdzie spadek wartości naprężeń poza strefą zakotwienia, ale wiąże się jednocześnie z gwałtownym wzrostem momentu zginającego

w zakotwieniu, co z kolei powoduje wzrost naprężeń w dolnym punkcie przekroju. Górny punkt przekroju jest pod tym względem stabilniejszy, ponieważ spadek naprężeń powodowany zmianą siły naciągu jest rekompensowany przez wzrastający moment zginający. Idea tego zjawiska pokazana jest na rysunku 7.22.



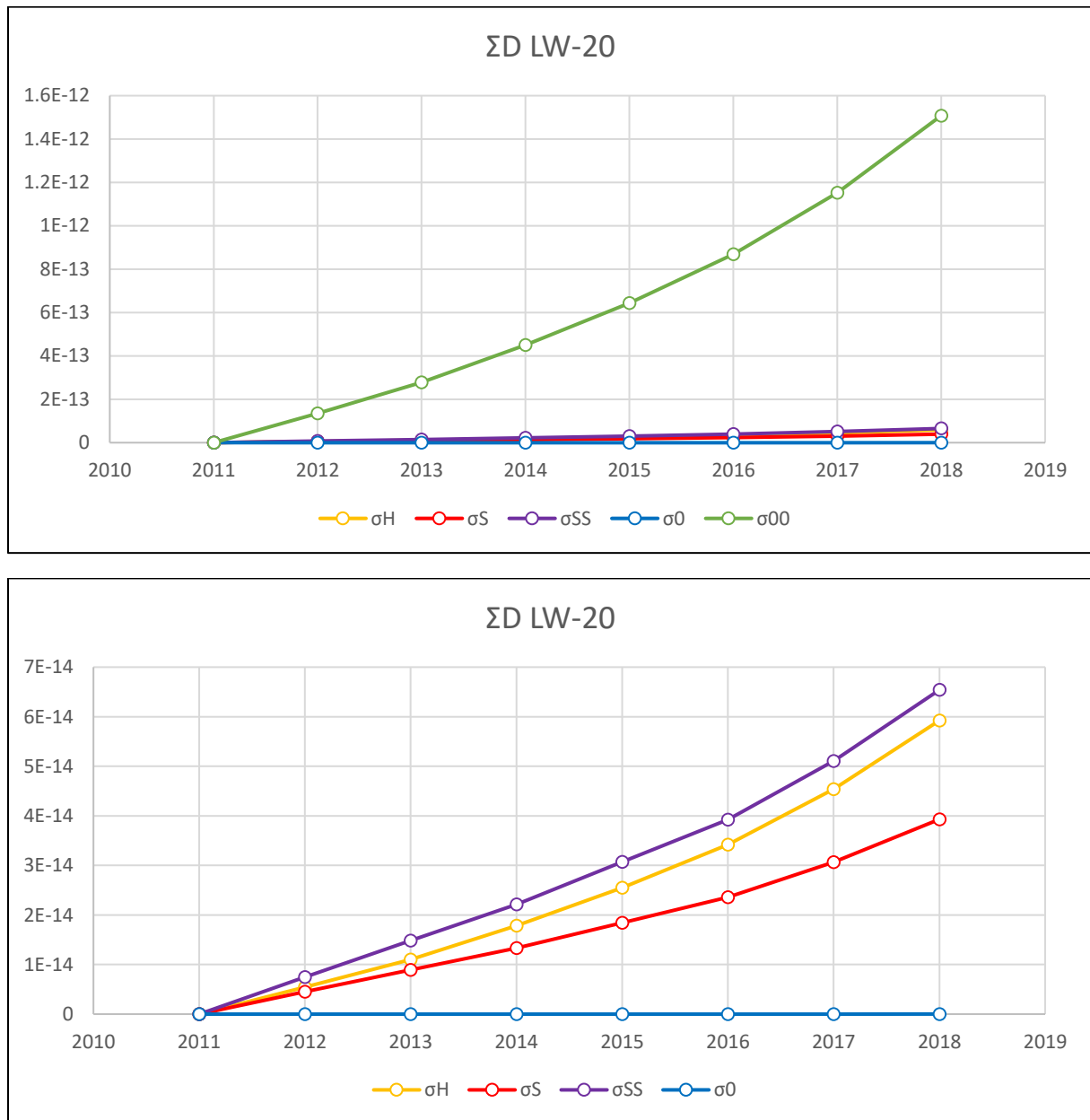
Rys. 7.22. Schematyczne przedstawienie większej wrażliwości na zmiany siły naciągu dolnego punktu przekroju splotu

Efekt ten jest widoczny szczególnie w odniesieniu do najdłuższej wanty LW-20, której splot napięty jest siłą naciągu prawie o połowę mniejszą niż w wancie LW-16 i dlatego występują w niej względnie duże amplitudy zmian naprężeń w punkcie σ_{00} . Zmiany te uwzględnia opisana dokładnie funkcja $p(\sigma_a)$, co uwidacznia się w obliczeniach zmęczeniowych i wartości współczynnika D .

W celu scharakteryzowania wyężenia i zużycia splotów want w poszczególnych punktach zestawiono sumaryczne wartości parametru D według punktów pomiarowych.

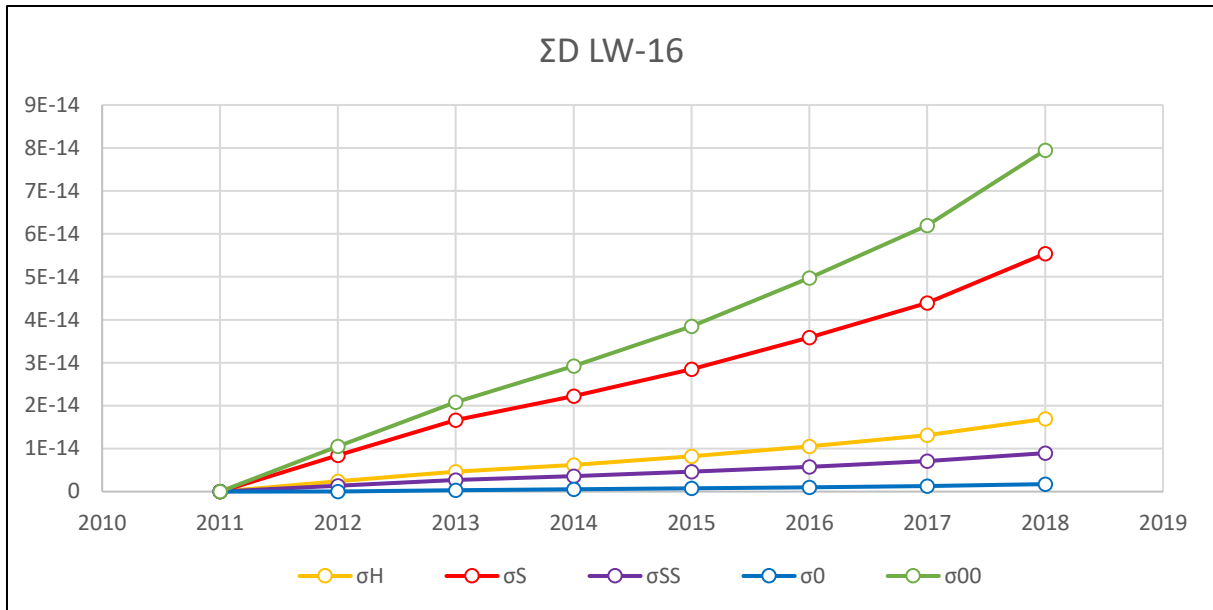
W przypadku splotu wanty LW-20 największy przyrost zaobserwowano w punkcie σ_{00} , dlatego pokazano dwa wykresy, by zwiększyć ich czytelność. Najmniejsze zmiany zachodzą w punkcie σ_0 . Wynika to ze zjawiska opisanego powyżej. W przypadku punktów schematu teoretycznego σ_S i σ_{SS} zmiany są zbliżone do naprężeń pochodzących od samego rozciągania σ_H . Wynika z tego, że zmiany

naprężeń są mniejsze, ale za to średnia wartość naprężeń od zginania jest dużo większa, zatem w tym wypadku trwałość takiego zakotwienia splotu nie jest determinowana przez wytrzymałość zmęczeniową.

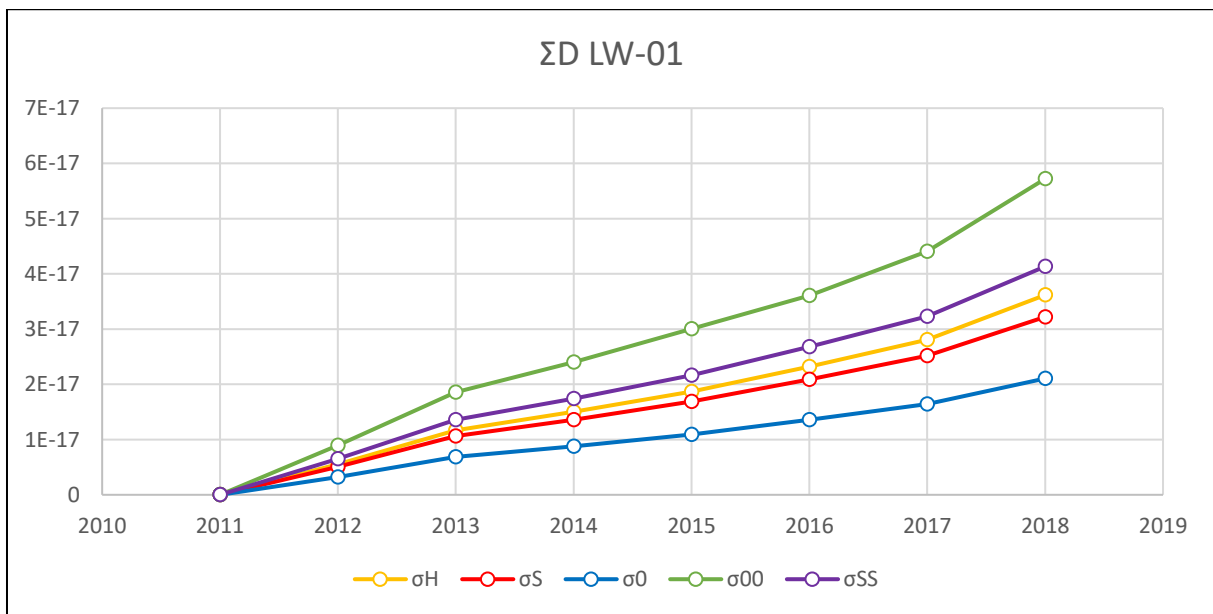


Rys. 7.23. Roczny przyrost wartości parametru D w punktach splotu wanty LW-20

Sytuacja w splotcie wanty LW-16 jest zbliżona do zaistniałej w wancie LW-20, z tą różnicą, że przyrost wartości parametru D w punkcie σ_{00} nie jest tak gwałtowny. Wynika to z faktu, że im mniejszy kąt nachylenia wanty, tym większa wrażliwość tego miejsca na jej zwiotczenie i wzrost naprężeń od zmian wartości momentu zginającego. Wniosek ten potwierdzają analogiczne wykresy dla splotu wanty LW-01, która jest praktycznie pionowym elementem konstrukcyjnym i udział zmian naprężeń pochodzących od zginania splotu jest mały w porównaniu ze zmianami pochodzącymi wprost od siły naciągu.



Rys. 7.24. Roczny przyrost wartości parametru D w punktach splotu wanty LW-16



Rys. 7.25. Roczny przyrost wartości parametru D w punktach splotu wanty LW-01

Powyższe wykresy pokazują wartość współczynnika D przy założeniu, że we wzorze (6.15) czynnik n_{1t} jest równy 1. W celu oszacowania rzeczywistego zakresu parametru, którego narastająca corocznie wartość może osiągnąć maksymalnie wartość 1, przyjęto założenia bazujące na parametrach technicznych czujników systemu monitorowania [92, 94]. Ponieważ częstotliwość pomiaru siły to 10 Hz, założono, że w jednej sekundzie występuje 10 cykli ($n_1=10$). Obliczono liczbę sekund w jednym roku ($t=31536000$ s). Wartości D przedstawione na powyższych wykresach przemnożono odpowiednio przez te dwie wielkości. Wyniki przedstawiano w tabeli 7.8.

Tab. 7.8. Zestawienie obliczonych i prognozowanych wartości parametru D

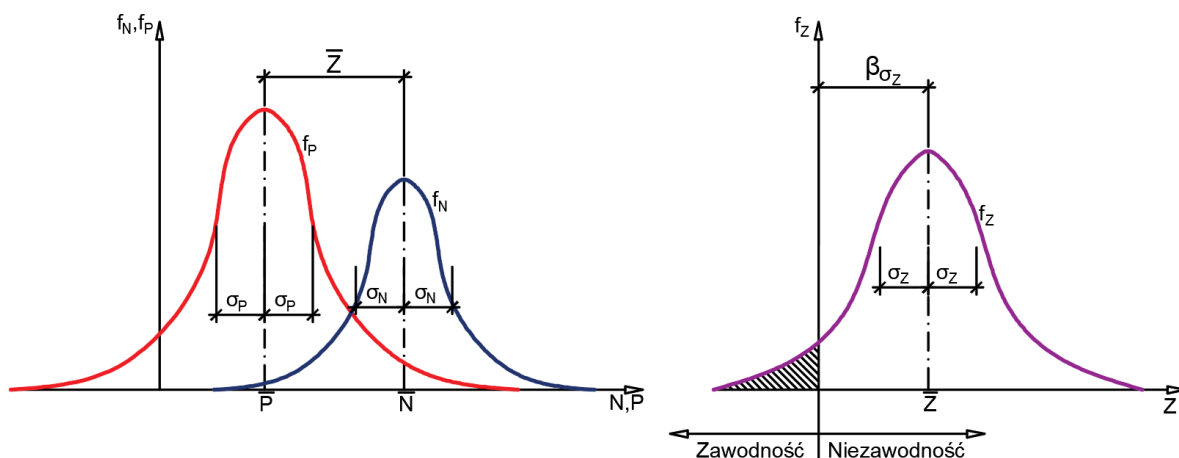
LW-20					
	Schemat A			Schemat B	
	σ_H	σ_S	σ_{SS}	σ_0	σ_{00}
2011	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2012	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2013	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00004
2014	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00009
2015	0,00001	0,00000	0,00001	0,00000	0,00014
2016	0,00001	0,00001	0,00001	0,00000	0,00020
2017	0,00001	0,00001	0,00001	0,00000	0,00027
2018	0,00001	0,00001	0,00002	0,00000	0,00036
Prognoza					
2025	0,00009	0,00007	0,00012	0,00000	0,00222
2050	0,00502	0,00591	0,00984	0,00000	0,12702
2075	0,03886	0,04762	0,07925	0,00001	0,98496
LW-16					
	Schemat A			Schemat B	
	σ_H	σ_S	σ_{SS}	σ_0	σ_{00}
2011	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2012	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2013	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2014	0,00000	0,00001	0,00000	0,00000	0,00001
2015	0,00000	0,00001	0,00000	0,00000	0,00001
2016	0,00000	0,00001	0,00000	0,00000	0,00001
2017	0,00000	0,00001	0,00000	0,00000	0,00002
2018	0,00000	0,00001	0,00000	0,00000	0,00002
Prognoza					
2025	0,00002	0,00007	0,00001	0,00000	0,00009
2050	0,00058	0,00180	0,00029	0,00001	0,00207
2075	0,00283	0,00886	0,00143	0,00002	0,00992
LW-01					
	Schemat A			Schemat B	
	σ_H	σ_S	σ_{SS}	σ_0	σ_{00}
2011	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2012	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2013	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2014	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2015	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2016	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2017	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2018	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Prognoza					
2025	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2050	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2075	0,00001	0,00001	0,00001	0,00000	0,00001

W celu oszacowania przyrostu parametru D dokonano ekstrapolacji poprzez dopasowanie najmniej korzystnej funkcji. Wykorzystano w tym celu opisany wcześniej moduł programu MatLab dopasowujący funkcje [40, 23]. Dopasowania dokonano za pomocą niemalejących wielomianów. Prognozy parametru D przedstawiono dla lat 2025, 2050 oraz 2075 i również zamieszczono je w tabeli 7.8. Niektóre wartości są na tyle małe, że mimo przybliżenia do pięciu miejsc po przecinku występują same zera.

Analizując wyliczone i prognozowane wartości parametru D widzimy, że sploty nie są narażone na uszkodzenia zmęczeniowe, z wyjątkiem jednego mierzonego punktu. Mowa tu o punkcie σ_{00} splotu wanty LW-20. W związku z tym należy przeanalizować jeszcze dokładniejszy schemat statyczny takiego splotu, mianowicie uwzględniający tłumik drgań. Jednak opisane dotychczas metody nie są wygodne do analizy takiego układu. Dodatkowa podpora sprężysta powoduje pojawienie się kolejnych niewiadomych w układach równań różniczkowych. Dlatego zdecydowano się na drugi etap oceny trwałości ciągów, wykorzystujący metody niezawodnościowe, których wprowadzenie umożliwiają stworzone modele numeryczne.

7.3. Obliczenia niezawodnościowe

Pod pojęciem niezawodności rozumie się opis poprawności pracy konstrukcji w określonych dla niej warunkach. Jej miarą jest tzw. współczynnik niezawodności Cornella β , którego rodzaje i interpretację szeroko opisano w pracach [5, 6, 63]. Na potrzeby niniejszej pracy, ze względu na dużą liczbę obliczeń oraz ich automatyzację na podstawie modelu MES, wykorzystano przede wszystkim metodę obliczeń niezawodnościowych FORM (ang. *First Order Reability Method*). Pierwszą serię obliczeń przeprowadzono również według metody SORM (ang. *Second Order Reability Method*). Otrzymano identyczne wyniki, jednak ze względu na długi czas obliczeń metodą SORM ograniczono się do metody FORM, którą ilustruje rysunek 7.26.



Rys. 7.26. Idea metody FORM

Wykresy przedstawione na rysunku 7.26 pokazują gęstość rozkładów prawdopodobieństwa obciążenia f_P oraz nośności f_N . Każda z tych funkcji ma określone odpowiednio wartości średnie (\bar{P} , \bar{N}) oraz odchylenia standardowe (σ_P , σ_N). Zmienne P i N są zmiennymi losowymi. Następnie, zgodnie z procedurami i wzorami przedstawionymi w pracach [46, 48], wyznacza się zmienną losową Z i rozkład gęstości jej prawdopodobieństwa f_Z .

Wartości średnie i odchylenie standardowe określają wzory

$$\bar{Z} = \bar{N} - \bar{P} \quad (7.1)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_N^2 + \sigma_P^2} \quad (7.2)$$

gdzie:

- N – zmienna losowa nośności,
- P – zmienna losowa obciążenia,
- Z – zmienna losowa zawodności.

Kreska nad symbolem oznacza odpowiednio wartości średnie, a σ odchylenie standardowe.

Funkcja f_Z opisuje prawdopodobieństwo awarii lub trwałości konstrukcji. Pole pod tym wykresem dla zmiennych mniejszych od zera to prawdopodobieństwo awarii, natomiast pole pod pozostałą częścią wykresu reprezentuje prawdopodobieństwo prawidłowej pracy konstrukcji. Zależność opisana wzorem (7.1) to tzw. funkcja graniczna i w zależności od przyjętych wielkości i rozkładów nośności i obciążenia, przyjmować może różne typy rozkładów. Tutaj, w celu zobrazowania idei, pokazano schemat dla obciążeń normalnych. Parametr β określony jest wzorem

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} \quad (7.3)$$

gdzie:

- β – współczynnik niezawodności.

Dla rozkładu normalnego współczynnik Cornella β jest jednocześnie wskaźnikiem ufności, dlatego prawdopodobieństwo awarii można obliczyć przy pomocy dystrybuanty według wzoru

$$A = 1 - \Phi(\beta) \quad (7.3)$$

Zależność między współczynnikiem β a prawdopodobieństwem awarii pokazano w tabeli 7.9.

Tab. 7.9. Powiązanie współczynnika β i prawdopodobieństwa awarii p_a [5, 6]

β	5,2	4,7	4,2	3,7	3,2	2,7
p_a	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}

W obliczeniach współczynników niezawodności dla splotów warty kluczowym elementem jest określenie funkcji gęstości prawdopodobieństwa obciążenia na podstawie samej siły naciągu. Reprezentuje ona efekty wszystkich obciążeń na moście, zgodnie z analizą przeprowadzoną w rozdziale 1 niniejszej rozprawy. Losową nośność stali sprężającej określono natomiast według [5, 6], a granicę zmęczenia na podstawie [48].

Ze względu na otrzymane rozkłady gęstości prawdopodobieństwa średnich sił naciągu i zmian ich amplitud zdecydowano się na zastosowanie dwóch funkcji granicznych. Pierwsza z nich ma postać

$$F_{rel} = R_e \cdot (1 - D) - \sigma \quad (7.4)$$

gdzie:

- F_{rel} – funkcja niezawodnościowa wytrzymałościowa,
- R_e – granica plastyczności,
- D – miara kumulacji uszkodzenia zmęczeniowego,
- σ – naprężenie w badanym punkcie.

Funkcja ta służy do obliczenia współczynnika niezawodności nazwanego tutaj wytrzymałościowym. Jej zadaniem jest pokazanie, kiedy średnie naprężenia w analizowanym punkcie przekroju splotu zbliżą się do średniej wartości granicy plastyczności. Losowo jest w nim określona wartość R_e , natomiast wartość σ jest obliczana metodą analizy numerycznej. Parametr D jest zaczerpnięty z analizy zmęczeniowej i opisuje stopień zużycia materiału.

Drugi współczynnik, określony jako zmęczeniowy, ma zobrazować, kiedy liczba cykli o określonych amplitudach naprężeń osiągnie lub przekroczy granicę zmęczenia. Jest wyliczany z funkcji granicznej:

$$F_{fat} = 2 \cdot Z_g - \Delta\sigma \quad (7.5)$$

Gdzie:

- F_{fat} – funkcja niezawodnościowa zmęczeniowa,
 Z_g – granica zmęczenia,
 $\Delta\sigma$ – zmiana naprężeń w cyklu obciążenia.

We wzorze tym osobno określa się losowy przyrost amplitudy w kierunku dodatnim i osobno w kierunku ujemnym, by w ten sposób oszacować losowość asymetrii cyklu obciążenia $\Delta\sigma$. W pracy [93] i na podstawie analizy wszystkich widm naprężeń w różnych punktach splotu zauważono bowiem, że zmiana siły naciągu ponad i poniżej jej wartości średniej powoduje różne, co do wartości bezwzględnej, zmiany naprężeń. Ponieważ granica zmęczenia Z_g jest określana dla samej amplitudy cyklu, należy ją w tym wzorze pomnożyć przez 2. Można to interpretować jako jedną losowo określoną amplitudę ze znakiem dodatnim, połączoną z kolejną inną ze znakiem ujemnym; tworzą one asymetryczny cykl mieszczący się w przedziale $(-Z_g, +Z_g)$.

Funkcje niezawodnościowe definiuje się dla konkretnego punktu przekroju, czyli dla naprężeń pojawiających się w danym miejscu. Losowo natomiast opisuje się obciążenie modelu i parametry wytrzymałościowe. Program MES, zgodnie z opisanymi wcześniej założeniami wylicza wskazane naprężenia, po czym obliczane są współczynniki niezawodnościowe, według konkretnie określonej funkcji.

W pierwszym etapie obliczono parametr β dla każdej z analizowanych want, we wcześniej wskazanych punktach, tj.:

Dla schematu A

- w górnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako β_s ,
- w dolnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako β_{ss} .

Dla schematu B

- w górnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako β_0 ,
- w dolnym punkcie przekroju zakotwienia oznaczonym jako β_{00} .

Niezależnie od schematu

- przekrój poza strefą zakotwienia oznaczony symbolem β_H .

Na podstawie uzyskanych wcześniej rozkładów prawdopodobieństwa określono losową siłę średniego naciągu i zmiany amplitud. W tabeli 7.10 podano parametry tych rozkładów dla splotu wanty W-20 w grudniu roku 2018.

Tab. 7.10. Typy i parametry rozkładów (splot wanty W-20, grudzień 2018)

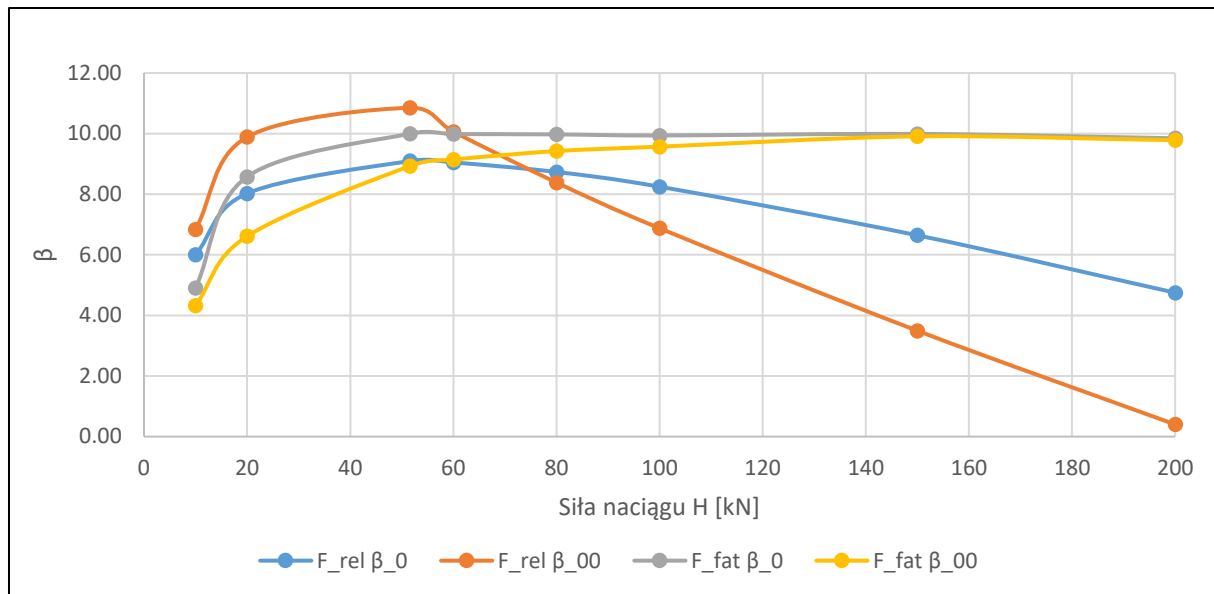
Wielkość	Typ rozkładu	Parametry rozkładu
Średnia siła naciągu H_m	<i>Normalny</i> $p(H_m) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-(H_m - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$	$\sigma = 66,3968$ [kN] $\mu = 0,407827$ [kN]
Amplitudy H_a	<i>Weibulla</i> $p(H_a) = \left(\frac{k}{\lambda}\right) \left(\frac{H_a}{\lambda}\right)^{(k-1)} e^{-(H_a/\lambda)^k}$	$\lambda = 0,124101$ $k = 0,992781$

Na podstawie [48, 91] określono także losową granicę plastyczności stali oraz granicę zmęczenia. Parametry tych rozkładów opisano w tabeli 7.11.

Tab. 7.11. Typy i parametry rozkładów (splot wanty W-20, grudzień 2018)

Wielkość	Typ rozkładu	Parametry rozkładu
Granica plastyczności R_e	<i>Normalny</i> $p(R_e) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-(R_e - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$	$\sigma = 1842,42$ [MPa] $\mu = 147,40$ [kN]
Granica zmęczenia Z_g	<i>Normalny</i> $p(Z_g) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-(Z_g - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$	$\sigma = 100,00$ [kN] $\mu = 1,00$ [kN]

Sprawdzenia przyjętych funkcji dokonano dla splotu wanty W-20 i punktów przekroju opisywanych jako σ_0 i σ_{00} , ponieważ odpowiadają one rzeczywistemu schematowi statycznemu wanty. Wykorzystano w tym celu zależności naprężeń od siły naciągu przedstawione na rysunkach 7.12–7.15 w podrozdziale 7.1. Posłużono się opisanymi wcześniej zależnościami wytrzymałościowymi w połączeniu ze zdefiniowanymi funkcjami niezawodnościowymi. W tej analizie założono wartość parametru D równą zero. Wyniki przedstawia wykres na rysunku 7.27. Test przeprowadzono dla wartości sił naciągu: 10 kN, 20 kN, 60 kN, 80 kN, 100 kN, 150 kN i 200 kN. Siła 51,6 kN to wartość, przy której naprężenia σ_0 są najmniejsze, spodziewano się więc uzyskać największe wartości współczynników β dla funkcji F_{rel} , co pokazuje poniższy wykres.



Rys. 7.27. Wykres dla wanty W-20 przedstawiający wartości współczynnika niezawodności, w zależności od średniej siły naciągu

Wykresy niebieski i pomarańczowy reprezentują wyniki dla funkcji F_{rel} . Jasno na nich widać, że dla średniej wartości naprężeń niebezpieczny jest duży spadek lub wzrost siły. Taka sytuacja wynika z faktu, że w ciągnięciu wartość momentu zginającego wzrasta przy niskiej sile osiowej, powodując gwałtowny przyrost naprężeń. Wzrost siły naciągu powoduje natomiast duże naprężenia osiowe. W przypadku funkcji zmęczeniowej sytuacja się zmienia. Mała siła naciągu powoduje większą wrażliwość splotu na duże zmiany amplitud naprężeń – efekt zwiotczenia splotu. Duża siła naciągu działa w przeciwny sposób – usztywnia splot, a wahania naprężeń są znikome. W ocenie niezawodnościowej należy obie funkcje rozpatrywać jednocześnie.

Przy założeniu, że wanty zostały zainstalowane bez imperfekcji, zużycie materiału w danym roku było wprost proporcjonalne do obliczonej miary kumulacji uszkodzeń D . Siły w latach 2025, 2075, 2100, 2150 ekstrapolowano według nierosnących funkcji wymiernych za pomocą opisywanych wcześniej metod w programie MatLab. Zestawienie obliczonych parametrów pokazano w tabeli 7.12.

Parametr D w roku 2012 został obliczony dla rozkładów prawdopodobieństwa w styczniu, a w 2018 w grudniu – czyli na podstawie początkowych i końcowych pomiarów pochodzących z systemu SHM. Parametry y w latach następnych (oznaczonych gwiazdką) pochodzą z rozkładów określonych dla wartości średnich. Przy założeniu, że materiał z uwagi na uszkodzenia zmęczeniowe może ulec degradacji mechanicznej, dla splotu wanty W-20 otrzymano parametr β ujemny. Należy go interpretować jako stan awaryjny w danym punkcie przekroju. Założenie to można potraktować jako mocno przesadzone, jednak wskazuje ono na wrażliwą część rozpatrywanego elementu konstrukcyjnego.

W związku z tym przeanalizowano w dalszych punktach tego rozdziału wpływy innych czynników, które mogą ten punkt w splotcie wanty W-20 osłabiać.

Tab. 7.12. Zestawienie współczynników niezawodnościowych obliczonych według wzorów (7.4)

i (7.5)

β_{FORM} W-20	F_{rel} (wytrzymałość)					F_{fat} (zmęczenie)				
	2012	2018	2025*	2050*	2075*	2012	2018	2025*	2050*	2075*
β_H	8,99	9,24	9,29	9,36	8,98	9,91	9,86	9,87	9,87	9,87
β_s	6,60	6,75	6,78	6,78	6,28	9,93	9,91	10,00	9,94	9,99
β_{ss}	11,37	11,72	11,79	11,87	11,07	9,81	9,41	9,60	9,56	9,55
β_0	8,90	8,97	8,99	9,02	9,03	9,98	10,00	10,00	9,95	9,91
β_{00}	9,08	9,50	9,56	8,24	-2,40	9,61	8,95	9,23	9,18	9,15

β_{FORM} W-16	F_{rel} (wytrzymałość)					F_{fat} (zmęczenie)				
	2012	2018	2025*	2050*	2075*	2012	2018	2025*	2050*	2075*
β_H	6,98	7,20	7,23	7,32	7,32	9,95	9,93	9,93	9,92	9,93
β_s	5,50	5,69	5,71	5,77	5,70	9,92	9,94	9,93	9,94	9,93
β_{ss}	8,46	8,71	8,75	8,86	8,88	9,93	9,92	9,91	9,90	9,89
β_0	6,96	7,12	7,15	7,21	7,24	9,93	9,96	9,95	9,96	9,96
β_{00}	7,00	6,36	7,31	7,41	7,35	9,94	9,89	9,93	9,87	9,91

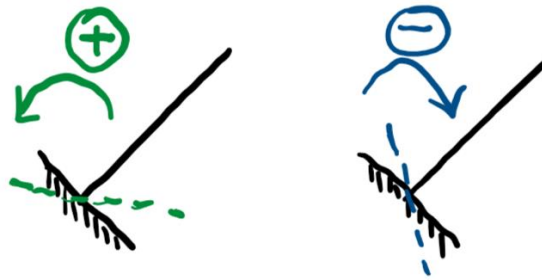
β_{FORM} W-01	F_{rel} (wytrzymałość)					F_{fat} (zmęczenie)				
	2012	2018	2025*	2050*	2075*	2012	2018	2025*	2050*	2075*
β_H	9,64	10,02	10,02	10,03	10,03	9,975	9,972	9,970	9,970	9,970
β_s	9,43	9,79	9,79	9,80	9,80	9,958	9,968	9,973	9,973	9,972
β_{ss}	9,86	10,26	10,26	10,26	10,26	9,958	9,969	9,957	9,970	9,966
β_0	9,64	9,98	9,99	9,99	9,99	9,977	9,976	9,973	9,975	9,976
β_{00}	9,65	10,06	10,06	10,07	10,07	9,973	9,970	9,961	9,960	9,962

7.4. Modyfikacje obciążenia i schematów statycznych

Po określeniu na podstawie rzeczywistych danych współczynników β postanowiono zbadać wpływy imperfekcji i modyfikacji obciążenia na wielkość współczynnika niezawodności. Wykorzystano w tym celu model numeryczny splotu wanty W-20.

7.4.1. Imperfekcje

W pierwszej kolejności, przy założeniu takiego samego spadku siły naciągu w kolejnych latach oraz przy wartości D równej 0, przeanalizowano imperfekcje montażu zakotwienia. W płaszczyźnie podwieszenia, w obydwu kierunkach, implementowano stopniowo kąt obrotu podpory o 0,1°, 0,2°, 0,3°, 1° i 10°. Obliczone współczynniki przedstawiono w tabelach 7.13 i 7.14. Rysunek 7.28 pokazuje kierunek kąta obrotu zakotwienia.



Rys. 7.28. Kierunek obrotu kąta w powiązaniu z jego oznakowaniem

Tab. 7.13. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{rel} .

$\Delta\varphi$	β_{FORM} W-20	F_{rel}						
		2012	2018*	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0°	β_0	8,896	8,974	8,988	9,020	9,030	9,036	9,040
	β_{00}	9,078	9,501	9,587	9,824	9,903	9,957	9,993
-0,1°	β_0	9,117	9,188	9,200	9,229	9,237	9,243	9,246
	β_{00}	8,857	9,287	9,374	9,615	9,696	9,750	9,787
-0,2°	β_0	9,338	9,402	9,413	9,437	9,444	9,449	9,452
	β_{00}	8,636	9,073	9,162	9,406	9,480	9,544	9,581
-0,3°	β_0	9,559	9,616	9,626	9,646	9,652	9,655	9,658
	β_{00}	8,415	8,859	8,949	9,198	9,281	9,338	9,375
-1°	β_0	11,106	11,114	11,114	11,106	11,102	11,100	11,098
	β_{00}	6,870	7,361	7,461	7,738	7,831	7,893	7,935
-10°	β_0	30,970	30,332	30,204	29,836	29,712	29,627	29,570
	β_{00}	-12,951	-11,814	-11,586	-10,956	-10,742	-10,598	-10,502
$\Delta\varphi$	β_{FORM} W-20	F_{rel}						
		2012	2018*	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0,1°	β_0	8,670	8,760	8,775	8,811	8,823	8,830	8,835
	β_{00}	9,290	9,715	8,800	10,032	10,111	10,163	10,198
0,2°	β_0	8,454	8,546	8,563	8,603	8,616	8,624	8,629
	β_{00}	9,520	9,929	10,012	10,241	10,318	10,370	10,404
0,3°	β_0	8,233	8,332	8,350	8,394	8,408	8,417	8,423
	β_{00}	9,741	10,143	10,225	10,450	10,525	10,576	10,610
1°	β_0	6,686	6,834	6,862	6,934	6,957	6,973	6,983
	β_{00}	11,288	11,642	11,714	11,911	11,977	12,021	12,051
10°	β_0	-13,156	-12,372	-12,216	-11,788	-11,644	-11,547	-11,483
	β_{00}	31,178	30,900	30,842	30,682	30,627	30,590	30,565

Na podstawie przedstawionych wyników obliczeń widać, że imperfekcje kąta obrotu wpływają na zmianę współczynników niezawodnościowych. Spadek siły naciągu powoduje wzrost wartości momentu zginającego z powodu większego kąta obrotu luźniej naciągniętego splotu. Jeżeli imperfekcja jest zgodna z tym kierunkiem (znak minus), naprężenia w górnej części splotu maleją (większe ściskanie), a w dolnej

rosną (wzrost rozciągania). W przypadku obrotu w przeciwnym kierunku (znak plus) sytuacja się zmienia. Imperfekcja o 10° nie jest dopuszczalna, jednak w celu weryfikacji algorytmu obliczeniowego zaimplementowano ją w obliczeniach. Ujemna wartość β wskazuje na stan awaryjny. Taką zmianę w geometrii można także interpretować jako mechaniczne uszkodzenie zakotwienia, np. na skutek uderzenia pojazdu.

Tab. 7.14. Współczynniki zmęzeniowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

$\Delta\varphi$	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0°	β_0	9,928	9,975	9,972	10,002	9,980	9,988	9,984
	β_{00}	9,592	8,959	9,241	9,195	9,174	9,176	9,160
$-0,1^\circ$	β_0	9,995	9,985	9,367	9,984	9,981	9,982	9,944
	β_{00}	9,596	8,913	9,203	9,159	9,140	9,125	9,118
$-0,2^\circ$	β_0	9,984	10,074	9,983	9,986	9,976	9,992	9,992
	β_{00}	9,600	8,868	9,172	9,117	9,098	9,090	9,084
$-0,3^\circ$	β_0	9,933	9,929	9,974	9,944	9,977	9,962	9,970
	β_{00}	9,524	8,819	9,127	9,087	9,058	9,049	9,037
-1°	β_0	9,970	9,990	9,991	9,997	10,006	9,993	9,993
	β_{00}	9,322	8,528	8,861	8,808	8,787	8,769	8,762
-10°	β_0	8,822	7,748	8,101	7,964	7,912	7,877	7,854
	β_{00}	6,966	6,007	6,319	6,248	6,216	6,194	6,181
$\Delta\varphi$	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
$-0,1^\circ$	β_0	9,931	9,936	9,903	9,961	9,981	10,004	10,007
	β_{00}	9,673	9,003	9,278	9,236	9,216	9,217	9,196
$-0,2^\circ$	β_0	10,010	9,975	9,972	9,979	9,979	9,974	9,992
	β_{00}	9,698	9,056	9,314	9,275	9,258	9,242	9,238
$-0,3^\circ$	β_0	9,950	9,969	9,970	9,956	9,970	9,982	9,978
	β_{00}	9,678	9,088	9,353	9,316	9,290	9,280	9,273
-1°	β_0	9,959	9,919	9,954	9,954	9,943	9,965	9,955
	β_{00}	9,801	9,395	9,581	9,550	9,540	9,538	9,369
-10°	β_0	8,090	7,150	7,521	7,481	7,466	7,446	7,438
	β_{00}	9,890	9,771	9,801	9,769	9,761	9,746	9,747

Analiza współczynników zmęzeniowych pokazuje podobną zależność co w przypadku analizy wytrzymałościowej, jednak przy przyjętych średnich wartościach siły naciągu osłabienie przekroju spłotu jest niezauważalne.

7.4.2. Wzrost amplitud

Ponieważ sama zmiana średniej siły naciągu nie wpływa na niezawodnościowe współczynniki zmęzeniowe, w drugim kroku w modelu MES założono przyrost samych amplitud. Założono brak

imperfekcji, ten sam spadek sił w ciągu lat i wartość miary D równą 0. Tabela 7.15 przedstawia zamiany współczynnika β po takiej analizie. Wartości amplitud zwiększono 1,1-, 1,2-, 1,3-, 1,4-, 1,5- i 2-krotnie.

Tab. 7.15. Współczynniki zmęczeniowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

Mnożnik amplitud	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
1	β_0	9,928	9,975	9,972	10,002	9,980	9,988	9,984
	β_{00}	9,592	8,959	9,241	9,195	9,174	9,176	9,160
1,1	β_0	10,052	9,975	9,980	9,982	10,000	9,981	9,984
	β_{00}	9,447	8,689	9,018	8,965	8,946	8,930	8,921
1,2	β_0	10,007	9,969	9,955	9,945	9,978	9,979	9,955
	β_{00}	9,272	8,436	8,795	8,791	8,713	8,700	8,685
1,3	β_0	9,970	9,962	9,953	9,968	9,978	9,967	9,977
	β_{00}	9,078	8,197	8,560	8,508	8,479	8,462	8,451
1,4	β_0	9,970	9,975	9,950	9,976	9,979	9,985	9,995
	β_{00}	8,885	7,974	8,346	8,279	8,257	8,242	8,229
1,5	β_0	9,986	9,974	9,945	9,968	9,975	9,967	9,972
	β_{00}	8,699	7,756	8,137	8,068	8,044	8,032	8,020
2	β_0	9,976	9,962	9,950	9,955	9,968	9,957	9,943
	β_{00}	7,832	6,858	7,224	7,159	7,136	7,121	7,108

Wyraźna zmiana współczynnika występuje przy dwukrotnym wzroście amplitud, przy założonym przedziale średniej siły naciągu. Większe amplitudy zmian siły naciągu pochodzące od obciążeń zmiennych nie są możliwe dla konstrukcji takiej, jaką jest most Rędziński. Analiza została przedstawiona w rozdziale 5. Porównując otrzymane wyniki z wykresem na rysunku 7.27 można dostrzec, że odstępstwa od oszacowanych sił naciągu o kilka kN nie zmieniają znacząco wartości współczynnika zmęczeniowego β . Małe amplitudy mogą negatywnie wpłynąć na wyężenie zmęczeniowe tylko w przypadku znaczącego spadku średniej siły naciągu.

7.4.3. Zmiana średniej siły naciągu oraz amplitud

Zgodnie z zaleceniami [29, 77, 80] i [72] przy projektowaniu systemów podwieszenia zakłada się ograniczenie dopuszczalnych naprężeń. W przypadku mostów podwieszonych jest to 45% wytrzymałości stali, a w przypadku mostów extradosed 60%. W moście Rędzińskim wartość tę określono na 55%. Dotychczasowe obliczenia pokazały, że wzrost siły naciągu wpływa na obniżenie wytrzymałościowego współczynnika niezawodności, a spadek tej siły na współczynniki zmęczeniowe. Postanowiono otrzymane dane przeskalować, przemnażając zarówno średnią siłę, jak i amplitudy, odpowiednio przez 0,45/0,55 i 0,60/0,55, dostosowując je do proponowanych wytycznych. Analogicznie do poprzednich obliczeń wyniki zestawiono w tabeli 7.16.

Modyfikacja obciążenia nie powoduje znacznych zmian we współczynnikach niezawodnościowych, jednak w przypadku mnożnika 0,60/0,55 następuje minimalne obniżenie wartości współczynnika β .

Tab. 7.16. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{rel}

Mnożnik obciążenia	β_{FORM} W-20	F_{rel}						
		2012	2018*	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
1	β_0	8,896	8,974	8,988	9,020	9,030	9,036	9,040
	β_{00}	9,078	9,501	9,587	9,824	9,903	9,957	9,993
0,45/0,55	β_0	9,528	9,538	9,538	9,535	9,532	9,530	9,526
	β_{00}	9,742	10,141	10,223	10,446	10,522	10,573	10,607
0,60/0,55	β_0	8,577	8,687	8,707	8,756	8,772	8,782	8,789
	β_{00}	8,749	9,186	9,275	9,518	9,601	9,656	9,693

Tab. 7.17. Współczynniki zmęzeniowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

Mnożnik obciążenia	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
1	β_0	9,928	9,975	9,972	10,002	9,980	9,988	9,984
	β_{00}	9,592	8,959	9,241	9,195	9,174	9,176	9,160
0,45/0,55	β_0	9,996	9,975	10,000	10,011	9,972	9,995	9,942
	β_{00}	9,713	9,104	9,360	9,308	9,284	9,274	9,268
0,60/0,55	β_0	9,934	10,008	9,974	9,979	9,951	9,949	9,942
	β_{00}	9,518	8,865	9,171	9,123	9,110	9,099	9,089

7.4.4. Modyfikacja momentu bezwładności

W punkcie X zbadano wartość momentu bezwładności na zginanie elementu ciągowego. Na podstawie różnych metod pomiaru otrzymano różne wartości momentu bezwładności. Postanowiono sprawdzić wpływ obniżenia tej wartości na współczynniki niezawodnościowe. Przyjęto mnożnik redukcyjny 0,65 (z pomiarów tensometrycznych). Wyniki zestawiono w tabeli 7.18.

Tab. 7.18. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{rel}

Mnożnik momentu	β_{FORM} W-20	F_{rel}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
1	β_0	8,896	8,974	8,988	9,020	9,030	9,036	9,040
	β_{00}	9,078	9,501	9,587	9,824	9,903	9,957	9,993
0,65	β_0	8,874	9,917	8,924	8,935	8,937	8,939	8,940
	β_{00}	9,100	9,557	9,650	9,908	9,995	10,053	10,092

Również w tej sytuacji zmiany współczynników niezawodnościowych są niewielkie. Sprawdzenie to pokazuje także, że założenie pełnej współpracy drutów ze sobą w obrębie przekroju przy zakotwieniu splotu jest bardziej niekorzystne.

Tab. 7.19. Współczynniki zmęzeniowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

Mnożnik momentu	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
1	β_0	9,928	9,975	9,972	10,002	9,980	9,988	9,984
	β_{00}	9,592	8,959	9,241	9,195	9,174	9,176	9,160
0,65	β_0	10,071	9,995	9,932	9,921	9,992	9,985	9,994
	β_{00}	9,498	8,733	9,049	8,995	8,965	8,948	8,937

7.4.5. Eekt sumaryczny

Analizy przedstawione w punktach 7.4.1–7.4.4 zostały przeprowadzone indywidualnie, tylko od jednego czynnika. Na ich podstawie wybrano najbardziej niekorzystne modyfikacje (oznaczone w tabelach na czerwono) i wykonano obliczenia MES, aplikując jednocześnie do modelu obliczeniowego. Założono, że:

- imperfekcja montażu wynosi $+1^\circ$ albo -1° (rozpatrzono dwa przypadki osobno, oznaczone w tabelach jako Mod+1 i Mod-1),
- wartość amplitud obciążenia wzrosła dwukrotnie,
- mnożnik obciążenia całkowitego wynosi 0,60/0,55 (warunek dla mostów extradosed),
- nie dokonuje się zmniejszenia wartości momentu bezwładności przekroju splotu,
- wartość parametru D wynosi 0,
- spadek sił w kolejnych latach jest taki sam jak w poprzednich analizach.

Kompleksową analizę wykonano dla splotu wanty W-20 oraz wanty W-16, której dolne zakotwienie doznaje największego obrotu na skutek przemieszczenia pomostu. Wyniki pokazano w tabelach 7.20–7.23.

Tab. 7.20. Wanta W-20. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{rel}

Modyfikacja	β_{FORM} W-20	F_{rel}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0	β_0	8,896	8,974	8,988	9,020	9,030	9,036	9,040
	β_{00}	9,078	9,501	9,587	9,824	9,903	9,957	9,993
Mod+1	β_0	6,686	6,983	6,862	6,934	6,957	6,973	6,983
	β_{00}	11,288	12,051	11,714	11,9107	11,977	12,021	12,051
Mod-1	β_0	11,106	11,114	11,114	11,106	11,102	11,100	11,098
	β_{00}	6,869	7,361	7,431	7,738	7,831	7,893	7,935

Tab. 7.21. Wanta W-20. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

Modyfikacja	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0	β_0	9,928	9,975	9,972	10,002	9,980	9,988	9,984
	β_{00}	9,592	8,959	9,241	9,195	9,174	9,176	9,160
Mod+1	β_0	9,580	9,524	9,414	9,641	9,490	9,497	9,529
	β_{00}	8,034	7,388	7,470	7,439	7,400	7,389	7,388
Mod-1	β_0	9,943	9,974	9,956	9,899	9,974	9,993	9,938
	β_{00}	7,062	6,127	6,457	6,401	6,376	6,364	6,347

Tab. 7.22. Wanta W-16. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{rel}

Modyfikacja	β_{FORM} W-16	F_{rel}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0	β_0	6,964	7,124	7,147	7,215	7,236	7,247	7,258
	β_{00}	6,996	7,276	7,315	7,436	7,475	7,494	7,513
Mod+1	β_0	4,296	4,500	4,529	4,6158	4,643	4,657	4,671
	β_{00}	9,664	9,990	9,934	10,0358	10,068	10,085	10,101
Mod-1	β_0	9,632	9,749	9,765	9,814	9,830	9,837	9,845
	β_{00}	4,329	4,652	4,697	4,838	4,882	4,904	4,927

Tab. 7.23. Wanta W-16. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

Modyfikacja	β_{FORM} W-16	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0	β_0	9,962	9,962	9,949	9,876	9,958	9,947	9,944
	β_{00}	9,929	9,805	9,881	9,826	9,897	9,889	9,883
Mod+1	β_0	9,914	9,932	9,941	9,917	9,921	9,934	9,938
	β_{00}	9,908	9,992	9,920	9,923	9,908	9,888	9,917
Mod-1	β_0	9,970	9,957	9,969	9,984	9,941	9,929	9,969
	β_{00}	9,929	9,829	9,862	9,839	9,845	9,818	9,846

Skumulowane modyfikacje wpływają już zdecydowanie bardziej na wartości współczynników niezawodnościowych, a w zasadzie na różnicę pomiędzy nimi w obrębie badanego przekroju (dysproporcja między β_0 i β_{00}). Pozostają one jednak w bezpiecznym zakresie.

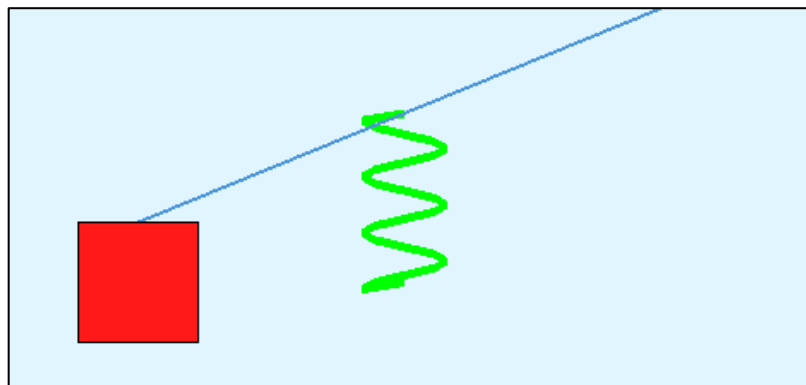
7.5. Uwzględnienie tłumików drgań

Jak już wspomniano w rozdziale 1, wanty wyposażone są w tłumiki drgań. Ich rola jest powszechnie znana, a w obliczeniach dynamicznych stanowią osobny element (więź) opisywany współczynnikiem tłumienia oznaczanym literą c [52]. W obliczeniach statycznych więź taka nie występuje na schematach ani nie ma swojego odpowiednika. W przypadku want, takich jak opisywane w niniejszej rozprawie, uwzględnienie tłumika w analizach statyczno-wytrzymałościowych może okazać

się wskazane. W tym celu należy taki tłumik opisać za pomocą zastępczej więzi sprężystej. W literaturze [24, 25, 31, 88, 104] nie wspomina się jednak o takiej metodzie, dlatego na potrzeby analizy niezawodnościowej oszacowano przypuszczalną wartość takiej więzi.

W pierwszej kolejności zmierzono przemieszczenie punktu w miejscu docelowego podparcia sprężystego w podstawowym schemacie – w odległości 1 m od punktu podparcia sztywnego. Jego wartość zmierzono jako różnicę wielkości pomiędzy stanem tuż po montażu i naciągnięciu wanty a jej docelowym położeniem po aktywowaniu ciężaru własnego w modelu MES. Uzyskano wartość u równą 3 mm. Następnie przeanalizowano ten układ blokując przemieszczenie punktu podparcia, odczytując w analogiczny sposób wartość reakcji R , która wyniosła 1,4 kN. Wykorzystując podstawowy wzór na sztywność podpory sprężystej obliczono

$$k = \frac{R}{u} = 466,7 \text{ [kN/m]} \quad (7.6)$$



Rys. 7.29. Model podparcia sprężystego w miejscu tłumika

Tab. 7.24. Wanta W-20. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{rel}

Modyfikacja	β_{FORM} W-20	F_{rel}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0	β_0	8,896	8,974	8,988	9,020	9,030	9,036	9,040
	β_{00}	9,078	9,501	9,587	9,824	9,903	9,957	9,993
Mod+1	β_0	11,325	11,497	11,531	11,6221	11,652	11,673	11,686
	β_{00}	6,647	6,973	7,038	7,2143	7,273	7,312	7,339
Mod-1	β_0	6,636	6,942	7,003	7,170	7,226	7,263	7,288
	β_{00}	11,340	11,534	11,571	11,672	11,705	11,727	11,742
Mod+1	β'_0	9,011	9,182	9,215	9,301	9,330	9,348	9,3606
	β'_{00}	8,964	9,295	9,361	9,544	9,054	9,647	9,674
Mod-1	β'_0	8,881	9,049	9,081	9,166	9,193	9,212	9,224
	β'_{00}	9,094	9,428	9,495	9,680	9,742	9,783	9,811

Tab. 7.25. Wanta W-16. Współczynniki wytrzymałościowe β_{FORM} obliczone według funkcji F_{fat}

Modyfikacja	β_{FORM} W-20	F_{fat}						
		2012	2018	2025*	2050*	2075*	2100*	2150*
0	β_0	9,928	9,975	9,972	10,002	9,980	9,988	9,984
	β_{00}	9,592	8,959	9,241	9,195	9,174	9,176	9,160
Mod+1	β_0	9,512	9,009	9,306	9,322	9,327	9,329	9,330
	β_{00}	8,085	7,198	7,595	7,583	7,579	7,577	7,562
Mod-1	β_0	8,363	7,473	7,847	7,828	7,833	7,827	7,825
	β_{00}	9,298	8,634	8,991	9,026	9,025	9,046	9,054
Mod+1	β'_0	9,439	8,872	9,203	9,256	9,269	9,280	9,294
	β'_{00}	10,009	9,042	8,847	8,274	8,075	7,942	7,851
Mod-1	β'_0	9,470	8,910	9,236	9,287	9,306	9,318	9,329
	β'_{00}	6,947	6,239	6,497	6,479	6,473	6,471	6,469

Na rysunku 7.29 pokazano fragment podparcia modelu MES. Został on zrzutowany na kierunek pionowy z uwagi na uproszczenie jego definiowania w programie obliczeniowym.

Wyniki obliczeń niezawodnościowych zestawiono w tabelach 7.24–7.25. Oznaczenia β_0 i β_{00} oznaczają w dalszym ciągu punkty przekroju w zamocowaniu, natomiast β'_0 i β'_{00} odpowiadają analogicznym punktom pomiarowym w przekroju nad podparciem sprężystym. Dane w wierszach opowiadających „modyfikacji 0” przedstawiają wyniki dla schematu statycznego bez więzi sprężystej, w przekroju teoretycznego zamontowania splotu ciągu.

Przyjęte założenia i analiza niezawodnościowa pokazują, że rozkład naprężeń w teoretycznym punkcie zakotwienia jest bardziej zróżnicowany niż w przypadku modelu bez podparcia sprężystego. Wynika to ze zmienionego schematu statycznego i odwrócenia się znaków momentu zginającego w tej strefie. Co ciekawe, w tym modelu przekrój nad podparciem sprężystym przejmuje cechy podparcia sztywnego. Odzwierciedla się to w porównaniu parametrów niezawodnościowych zamieszczonych w tabelach 7.24 i 7.25 z wynikami zamieszczonymi w tabelach 7.20 i 7.21.

7.6. Wzbudzenie wiatrowe

Przedstawione w powyższych punktach modyfikacje analizy obejmują warunki normalnej eksploatacji mostu, przy założeniu, że wanty nie są podatne na zjawiska rezonansowe [9, 24, 25, 31, 88, 104]. Jednak w trakcie wieloletnich obserwacji i badań mostów podwieszonych dostrzeżono niebezpieczne zjawisko w postaci dużych, rezonansowych drgań want, np. w roku 2005 na moście w Dubrowniku, czy kilkakrotnie w latach dziewięćdziesiątych na moście Erazma w Rotterdamie.

W czasie takiego zjawiska amplitudy przemieszczeń want mogą dochodzić do kilku metrów w połowie ich rozpiętości w przypadku braku jakiegokolwiek tłumienia want.

Wykorzystując stworzone modele numeryczne want postanowiono przeanalizować odwzorowanie opisanej wyżej, potencjalnej sytuacji na przykładzie mostu Rędzińskiego. Ponieważ do symulacji zjawisk wiatrowych istnieją specjalne programy bazujące na obliczeniach dynamicznych, które jednak nie były na potrzeby niniejszej rozprawy używane, zdecydowano się zbadać wpływ statyczno-wytrzymałościowy takiego zjawiska na naprężenia w splotach want. Założono, że odchylenia wywołane wzbudzeniem wiatrowym osiągną kolejno 0,25 m, 0,5 m i 1 m od normlanego zwisu wanty. Przemieszczenie to wywołano za pomocą odpowiedniego, zastępczego obciążenia równomiernie rozłożonego wzdłuż splotu cięgna wanty.

Wykorzystując model numeryczny wanty W-20, w pierwszej kolejności obliczono współczynniki niezawodnościowe β w reprezentatywnym punkcie przekroju.

Tab. 7.26. Wanta W-20. Współczynniki niezawodnościowe obliczone w warunkach rezonansu

Współczynnik	β_{FORM} W-20	2018		
		0,25 m	0,50 m	1,00 m
Amplituda przemieszczeń				
F_{rel}	β_0	9,2261	9,2125	9,1847
	β_{00}	9,2242	9,2112	9,1849
F_{fat}	β_0	9,6802	9,4757	9,2395
	β_{00}	3,0392	-1,7198	-20,1500

Ze względu na wytrzymałość materiału wzrost naprężeń nie powoduje spadku wartości współczynnika niezawodności. Różnice pojawiają się przy współczynnikach zmęczeniowych. W punkcie oznaczonym jako β_0 nie dochodzi do wzrostu amplitud naprężeń, ponieważ większy zwis cięgna, wywołany obciążeniem od wiatru, jest zgodny ze stanem projektowym i wstępnym obrotem zakotwienia. W przypadku punktu β_{00} sytuacja jest odwrotna. Ponieważ punkt ten jest bardziej narażony na zmiany amplitud naprężeń, co zostało pokazane we wcześniejszych punktach rozprawy, przemieszczenie cięgna w górę (poderwanie), skutkuje w tym miejscu dużą zmianą naprężenia. W przypadku zmęczeniowej analizy niezawodnościowej, ujemna wartość β nie oznacza zniszczenia elementu, ale przekroczenie przez amplitudy naprężeń granicy zmęczenia Z_g . Takie zjawisko powoduje trwałe uszkodzenia zmęczeniowe w strukturze materiału [48, 84]. Analizę wpływu takiego zjawiska wykonano w oparciu o obliczenie miary zużycia materiału D. W tym celu przyjęto następujące założenia:

- prawdopodobieństwo pojawienia się huraganu jest większe w okresie letnim, dlatego w analizie wykorzystano przykładowe rozkłady statystyczne średniej siły naciągu z lipca roku 2018,

- czas trwania huraganu to 1 godzina,
- częstotliwość drgań wanty to 1 Hz.

Wykorzystując model MES splotu wanty W-20 obliczono naprężenia w stanie normlanym i odpowiednio przy przemieszczeniu wanty o 1 m w górę i w dół. Wyniki zestawiono w tabeli 7.27.

Tab. 7.27. Wanta W-20. Ekstremalne wartości naprężeń w punkcie β_{00} zakotwienia

Stan	Naprężenie [MPa]
Zwis normalny	$\sigma_{sr} = 503,3$
Poderwanie wanty do góry o 1 m	$\sigma_{max} = 819,7$
Pogłębienie zwisu wanty o 1 m	$\sigma_{min} = 212,2$

Z tabeli 7.27 wynika, że amplitudy naprężeń mieszczą się w przedziale od 291,1 MPa do 316,4 MPa. Przyjęto, że należą one do tego przedziału z prawdopodobieństwem 95%, a ich rozkład gęstości jest normalny, o średniej wartości 303,75 MPa i odchyleniu standardowym 6,45 MPa. W tym wypadku obie funkcje $p(\beta_a)$ i $p(\beta_m)$ opisuje rozkład normalny. Ich wyznaczenie pozwoliło na wyliczenie współczynnika D zgodnie ze wzorem (6.15). Częstotliwość liczby cykli n w jednostce czasu przyjęto jako 1 Hz, a czas trwania t to 3600 s. Wartość D wyniosła 0,23.

Porównując tę wartość do wyników zamieszczonych w tabeli 7.8 widzimy, że gwałtowne wzbudzenie drgań w konstrukcji mocno wpływa na wytrzymałość zmęczeniową ciągu. Wynika to z faktu, że zakres zmian amplitud wzrasta kilkaset razy. Dla normalnych warunków eksploatacji zmiany naprężeń wynoszą od 1 MPa do 10 MPa, w przypadku wyjątkowych, chwilowych przejazdów pojazdów do 50 MPa, a w trakcie wzbudzenia jest to rząd 300 MPa, co znacznie przekracza granicę wytrzymałości zmęczeniowej.

Przedstawiona powyżej analiza pokazuje, jak niebezpieczne może być zjawisko rezonansu w moście podwieszonym z uwagi na zjawiska zmęczeniowe. Dlatego projektując systemy podwieszenia należy stosować tłumiki drgań want.

7.7. Interpretacja parametrów niezawodnościowych

Przeprowadzona powyżej szeroka analiza niezawodnościowa uwzględniająca różne imperfekcje i modyfikacje obciążeń pokazuje, że wszystkie współczynniki niezawodnościowe, zarówno wytrzymałościowe, jak i zmęczeniowe, są większe od 4,2. Oznacza to, że prawdopodobieństwo awarii splotu ciągu oszacowane na podstawie aktualnego wyężenia konstrukcji mostu jest zdecydowanie mniejsze od 10^{-5} . Wprowadzane do obliczeń modyfikacje pokazują jednak zauważalne zmiany w obrębie przekroju splotu. Należy jednak zwrócić uwagę na to, że współczynniki niezawodności z przedziału od 8 do 10 mogą być obarczone znacznym błędem statystycznym wynikającym z zastosowania metody FORM. Błędy mogą być większe niż różnice pomiędzy kolejno obliczanymi wartościami β . Jednak fakt, że są one większe od wspomnianej wartości bezpieczeństwa 4,2, zapewnia, że prawdopodobieństwo awarii jest mimo zmian w dalszym ciągu bardzo małe. Zestawione w poprzednich podpunktach rozdziału, obliczone współczynniki niezawodnościowe zostały losowo zweryfikowane dokładniejszymi metodami, m.in.: poprzez symulacje Monte Carlo stosując różne liczby próbek. Uzyskano na ich podstawie wartości β o 10%-25% wyższe niż te obliczane metodą FORM. Istotna jest zatem różnica pomiędzy współczynnikami niezawodności, którą potwierdza szeroka analiza statyczno-wytrzymałościowa wybranych ciągów. Istotą obliczonych współczynników nie jest wskazanie bezpośredniego momentu awarii konstrukcji, lecz scharakteryzowanie poziomu jej wyężenia.

Z uwagi na nieliniową pracę statyczną ciągu, na wartość współczynników β w obrębie analizowanego przekroju ma wpływ rozkład naprężeń pochodzących od momentu zginającego. Jego wzrost spowodowany jest spadkiem siły naciągu i odwrotnie. Na rozkład naprężeń ma także wpływ potencjalna imperfekcja w postaci obrotu zakotwienia. Efekt ten zauważalny jest w postaci dużej dysproporcji współczynników niezawodnościowych w obrębie przekroju.

Obliczając współczynniki niezawodności danego przekroju elementu ciągowego, czy również miarę jego zużycia D , należy rozpatrzeć kilka punktów takiego przekroju. O jego niezawodności (trwałości) zadecyduje najmniejsza z tych wartości.

W przypadku sytuacji wyjątkowych, takich jak np. wzbudzenie rezonansowe wiat, należy przeprowadzić osobną analizę obliczeniową. Intensywność i stosunkowo krótki czas trwania takiego zjawiska powodują dużo większe uszkodzenia w strukturze materiału niż normalna, wieloletnia eksploatacja obiektu, szczególnie jeżeli zjawiska rezonansowe mogą powracać z dużą częstotliwością.

8. PODSUMOWANIE

Przedstawiona w niniejszej rozprawie analiza, zarówno wytrzymałościowa, jak i niezawodnościowa, pokazuje, że zagadnienie trwałości ciągów i ich zakotwień jest problemem złożonym i trudnym do opisanego przy użyciu modelu teoretycznego.

Wszystkie elementy cięgnowe w konstrukcjach, nie tylko mostowych, charakteryzują się nieliniową pracą statyczną. O ile w analizie globalnej schematu statycznego konstrukcji nieliniowość ta w wielu przypadkach może zostać pominięta, o tyle w obliczeniach szczegółowych już nie. Siła naciągu elementu cięgnowego jest efektem wszystkich obciążeń działających na całą konstrukcję, dlatego nie można traktować jej jako obciążenia stałego i niezmiennego w czasie. Analiza danych z systemu monitorowania połączona z obliczeniami numerycznymi pokazuje, że jej spadek, wzrost i fluktuacje wywołane są różnymi czynnikami. Oszacowanie zmian pochodzących od obciążeń ruchomych okazało się stosunkowo proste do przeprowadzenia. Wynikało to z dobrze zbudowanego modelu obliczeniowego oraz dostępności wyników weryfikujących, pochodzących z próbnych obciążeń konstrukcji. Pozwoliło to na dobranie poprawnych rozkładów gęstości prawdopodobieństwa amplitud sił. Roczne i dobowe zmiany tych siły powodują obciążenia termiczne. Z uwagi na hybrydową konstrukcję mostu Rędzińskiego (pomosty z betonu sprężonego, pylon ze stalowym rdzeniem) analiza rozkładu temperatury i jej wpływu na wyężenie elementów konstrukcji stanowi osobny temat badawczy. Zmierzone przez system monitorowania temperatury nie mogą być wprost zastosowane w modelach obliczeniowych. Dlatego na potrzeby niniejszej rozprawy ograniczono się do analizy termicznej odseparowanych splotów, uwzględniając przemieszczenia zakotwień na skutek odkształceń termicznych pylonu i pomostu.

Stworzony algorytm pozwolił również oszacować wpływ czynnika, jakim jest zjawisko rezonansowe, które może powstać na skutek różnych zjawisk aerodynamicznych, na trwałość zmęczeniową konstrukcji. Amplitudy przemieszczeń wiat są wtedy na tyle duże, że mogą doprowadzić w strukturze materiału do znacznych obciążeń zmęczeniowych. Dlatego niezbędne jest stosowanie odpowiednich urządzeń tłumiących, które zapobiegają takim niebezpiecznym zjawiskom i umożliwiają normalną eksploatację mostu.

Przeprowadzone niezależne analizy zmęczeniowe i niezawodnościowe pokazują, że będący przedmiotem niniejszej rozprawy system podwieszenia mostu Rędzińskiego nie jest narażony na uszkodzenia zmęczeniowe. Zgromadzone przez system monitoringu dane pozwoliły poznać zmiany zachodzące w siłach naciągu wiat i określić wpływ tych zmian na wyężenie konstrukcji. Opracowanie danych z systemu SHM pokazało także, że aby móc używać ich do zaawansowanych obliczeń, należy je odpowiednio zweryfikować, zestawić i opracować statystycznie.

W rozprawie pokazano dwa sposoby oszacowywania trwałości ciągów, polegające na zastosowaniu wytrzymałościowych i zmęczeniowych funkcji niezawodnościowych. W obiektach obciążanych długotrwałym obciążeniem zmiennym powinno się te analizy wykonywać jednocześnie. Mimo że w analizach współczynniki te nie mieszczą się w krytycznych przedziałach, to widać różnice pomiędzy jednym i drugim podejściem. W przypadku ciągów różnica ta wynika z opisywanej zmiennej siły naciągu. Jej spadek powoduje wzrost współczynników wytrzymałościowych, ale za to spadek zmęczeniowych. Wynika to z faktu większej podatności słabiej rozciąganych przekrojów na zginanie i powstające odkształcenia plastyczne materiału. Wzrost siły naciągu skutkuje natomiast mniejszym wskaźnikiem niezawodności wytrzymałościowej, ale dużo większym jej odpowiednikiem zmęczeniowym, gdyż ciągną zaczyna pracować podobnie do struny. Opisane zjawiska są oczywiście analizowane przy założeniu określonej sztywności giętej ciągła. W projektowaniu elementów konstrukcyjnych wysoce narażonych na obciążenia zmęczeniowe należy stworzyć wykresy naprężeń podobne do przedstawionych na rysunkach 7.12–7.15. Pozwolą one na znalezienie minimów funkcji i obszarów, w których element nie jest narażony na obciążenia zmęczeniowe. Może to skutkować tym, że wyężenie elementu z uwagi na obciążenia stałe będzie niskie, natomiast wzrastać będzie pod wpływem chwilowych obciążeń ruchomych. W przypadku want może się okazać również, że są one niewrażliwe na obciążenia od ruchu pojazdów na moście, a główna składowa siły ich naciągu pochodzi od ciężaru własnego. Wtedy ograniczenia naprężeń w splotach z uwagi na wytrzymałość zmęczeniową mogłyby zostać zwiększone.

Przedstawiona metoda szacowania trwałości ciągów została stworzona na podstawie danych pochodzących z jednego mostu. Modyfikacje przedstawione w rozdziale 7 pokazują jednak, że jest ona możliwa do zastosowania do innych rodzajów konstrukcji np. systemów podwieszenia mostów extradosed czy wieszaków konstrukcji łukowych. Modyfikacja schematu statycznego pozwoli również na zastosowanie tej metody w odniesieniu do innych elementów konstrukcyjnych.

Reasumując, można stwierdzić, że gromadzone przez systemy monitoringu dane są przydatne do oceny trwałości mostów podwieszonych, w tym także trwałości zmęczeniowej. W dużych drogowych mostach podwieszonych rzeczywiste obciążenie użytkowe stanowi około 20–25% obciążeń normowych. Czasem występują sytuacje kumulacji obciążeń użytkowych, sięgające poziomu 60% obciążeń normowych. Jednak z uwagi na rzadkość ich występowania, ich wpływ na wytrzymałość zmęczeniową jest mały. W rozprawie przeanalizowano prawdopodobieństwo zniszczenia zmęczeniowego ciągów w przypadku normalnej eksploatacji przy sztywnym zakotwieniu want bez tłumików drgań oraz przy ich obecności, a także podczas potencjalnego zjawiska rezonansowego. Dokładna analiza wytrzymałościowa i zmęczeniowa pokazuje również, jaki wpływ na pracę całego ciągła ma zmienna w czasie siła naciągu

oraz jej nieliniowa zależność w stosunku do obliczanych wartości naprężeń. Założone w rozdziale drugim rozprawy cele zostały osiągnięte.

9. WNIOSKI

podstawie wyniki badań stanowiących przedmiot niniejszej rozprawy pozwalają sformułować następujące wnioski:

1. Stosowane wspólnie wanty, składające się z wielu siedmiodrutowych splotów, kotwione za pomocą systemów szczękowych, przy maksymalnym wyężeniu $0,45f_y$ oraz normalnej eksploatacji charakteryzują się wystarczającą wytrzymałością zmęczeniową.
2. Duży wpływ na wytrzymałość zmęczeniową ciągów mają zjawiska rezonansowe i wiatrowo-deszczowe, dlatego muszą być one w mostach podwieszonych bezwzględnie eliminowane, a w przypadku ich wystąpienia osobno analizowane.
3. W wybranych przypadkach istnieje możliwość podwyższenia maksymalnego wyężenia want, pod warunkiem całkowitej eliminacji zjawisk rezonansowych i redukcji wpływu momentu zginającego w strefie zakotwienia.
4. Ocena naprężeń w strefie zakotwień ciągów poddanych zginaniu jest zagadnieniem złożonym i wymaga dalszych szczegółowych, indywidualnych analiz.

10. STRESZCZENIE

Niniejsza rozprawa przedstawia sposób opracowania algorytmu obliczeniowego pozwalającego ocenić trwałość zmęczeniową ciągien w mostach podwieszanych dzięki wykorzystaniu gromadzonych przez system monitorowania konstrukcji danych. Algorytm, który został stworzony w oparciu system SHM (ang. *Structrural Health Monitoring*) mostu Rędzińskiego, docelowo można będzie stosować do różnych konstrukcji zbudowanych z wykorzystaniem elementów ciągnowych.

W pierwszym kroku przedstawiono sposób gromadzenia i weryfikowania danych pochodzących z monitoringu konstrukcji mostu. Wyjściową wielkością do dalszych analiz jest siła naciągu ciągien będąca efektem wszystkich oddziaływań na konstrukcję. W celu sprawdzenia wiarygodności zgromadzonych danych stworzono modele numeryczne mostu Rędzińskiego i analizowanych ciągien. Wykorzystując metody numeryczne, wyniki pochodzące z próbných obciążeń oraz modele matematyczne w postaci równań różniczkowych elementów ciągnowych, określono wpływ obciążeń stałych, ruchomych, termicznych i podpór na wartość wypadkowej siły naciągu. Po weryfikacji danych zostały one poddane analizie statystycznej. Gromadzone dane podzielono odpowiednio latami i miesiącami. Na podstawie sił naciągu mierzonych w splotach want stworzono widma ich naprężeń. Z widm tych za pomocą szeregów Fourirera wydzielono funkcję opisującą przebieg średnich wartości naprężeń i drugą, charakteryzującą zmiany amplitud tychże naprężeń. Funkcje te pozwoliły na wyznaczenie odpowiednich rozkładów gęstości prawdopodobieństwa.

Wykorzystując procedury badań zmęczeniowych i zalecenia normowe w powiązaniu z przeprowadzoną analizą statystyczną danych, opracowano powierzchnie zmęczeniowe, będące rozszerzoną modyfikacją krzywych Wöhlera. W połączeniu z hipotezami kumulacji uszkodzeń obliczono na tej podstawie miary uszkodzeń zmęczeniowych w różnych przekrojach splotu wanty. Analiza statyczna wybranych ciągien pokazała, że zależność pomiędzy siłą osiową w splotcie a momentem zginającym w strefie jego zakotwienia jest nieliniowa, co prowadzi do zróżnicowanego poziomu wyężenia i zużycia stali w kolejnych przekrojach splotu. W obliczeniach uwzględniono także dodatkowe modyfikacje w postaci obrotów zakotwień czy uwzględnienia więzi sprężystej w strefie zainstalowania tłumików drgań na wantach. Przeprowadzono także symulacje wystąpienia zjawisk aerodynamicznych i oceniono zagrożenie nim dla trwałości konstrukcji. Analizy zmęczeniowe zostały równolegle poparte wyznaczeniem współczynników niezawodnościowych. W tym celu wprowadzono dwie funkcje graniczne: wytrzymałościową i zmęczeniową.

Stworzony na podstawie opisanych powyżej założeń algorytm stanowi oryginalne, wygodne narzędzie do oceny trwałości ciągów podwieszających. Może on być stosowany do oceny trwałości mostów podwieszonych o konstrukcji przęseł betonowych i stalowych oraz do mostów extradosed, czy nawet wieszaków mostów łukowych. Pozwala on sprawdzić rzeczywisty poziom wyężenia elementów ciągnowych i wskazać ich wrażliwe z uwagi na wytrzymałość zmęczeniową punkty.

Analiza przeprowadzona w rozprawie pokazuje, że w mostach betonowych ciężar własny stanowi około 65–75% całkowitych obciążeń, dlatego wanty nie są w nich tak wrażliwe na duże zmiany naprężeń spowodowane ruchem pojazdów, a co za tym idzie, nie są narażone na uszkodzenia zmęczeniowe, do jakich należy np. kruche pękanie. W mostach stalowych o podobnej rozpiętości ciężar własny stanowi 55–60% obciążenia konstrukcji, a amplitudy zmian są w nich większe. Jednak stosując algorytm obliczeniowy zaproponowany w pracy, można pokazać, że w dużych mostach podwieszonych, w których wanty są zabezpieczone przed wzbudzeniem drgań za pomocą tłumików, zagrożenie wystąpienia uszkodzeń zmęczeniowych nie jest duże.

Durability assessment of stays in cable-stayed bridges on the basis from structural health monitoring system data

This paper presents the method of development of a computational algorithm that allows estimating the fatigue life of cables in cable-stayed bridges using the data collected via a structural health monitoring system (SHM). Ultimately, this algorithm will be available to be used for various structures made of cable elements. It was created based on the structure and the SHM of the Rędziński Bridge (a cable-stayed bridge spanning the Oder river in Wrocław, Poland).

The first step presents the data collection and verification methods leveraging the bridge monitoring system. The basic value for further analysis is the tension force, which is the effect of all loads acting on the structure. The numerical models of the Rędziński bridge and its stay cables were created in order to verify and establish the reliability of the collected data.

The influences of constant, moving and thermic loads and pylon footing displacement on the resultant tension force were determined by using a combination of the numerical methods, the results from the loading tests as well as the mathematical models in the form of differential equations of stay cables. After data verification, they were subjected to statistical analysis. The collected data was divided by years and months, respectively. The stress spectra were created on the basis of the measured tension forces in the stands of the cables. From these spectra, using the Fourier series, two functions were separated: one describing the course of average stress values and another one characterizing changes in the amplitudes of these stresses. These functions allowed to determine adequate probability density distributions.

The fatigue surfaces were developed by using the fatigue test guidelines and standard recommendations in conjunction with the statistical analysis of the data. They are an extended modification of Wöhler curves. The fatigue failure measurements in various elements and sections of the stay cables were calculated in conjunction with the failure accumulation hypothesis. The static analysis of selected cables has shown that the relationship between the axial force in the strand and the bending moment in the zone of its anchorage is non-linear. This situation leads to different levels of stress and steel wear in the subsequent strand sections. The calculations also took into account additional modifications in the form of rotation of the anchorages and the elastic support in the zone of installed vibration dampers. Wind excitation simulations were also carried out and the wind's threat to the durability of the structure was assessed. Fatigue analyses were simultaneously supported by the determination of reliability coefficients. For this purpose, the endurance and fatigue effects functions were introduced.

The algorithm created on the basis of the calculations and modifications described above is a convenient tool for assessing the durability of suspension tendons. It can be used for suspended bridges with concrete and steel decks as well as for extradosed bridges, or even for hangers of arch bridges. It also

allows to check the actual level of effort in the stays and indicate their sensitive points due to the fatigue strength.

The analysis carried out in the dissertation shows that in concrete cable-stayed bridges the dead weight is about 65-75% of the total loads. Therefore, they are not too sensitive to large stress changes caused by the vehicle traffic, and thus are not exposed to fatigue damage, e. g. the brittle fracture. In steel bridges with similar spans, the self-weight constitutes 55-60% of the structure load, so their amplitude of change is greater. Using the calculation procedure proposed in the algorithm, it can be shown that in large cable-stayed bridges, in which the stays are protected against vibration excitation by dampers, the risk of fatigue damage is not high.

11. LITERATURA

- [1] AL-EMRANI M., AYGÜL M., *Fatigue design of steel and composite Bridges*, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2014, Report 2010:10
- [2] BARCIK W., SIENKO R., BILISZCZUK J., *System monitorowania konstrukcji Mostu Rędzńskiego we Wrocławiu*, Wrocławskie Dni Mostowe, Aktualne realizacje mostowe, DWE, Wrocław, 2011.
- [3] BARCIK W., SIENKO R., BILISZCZUK J.: *System monitorowania konstrukcji Mostu Rędzńskiego we Wrocławiu*, System monitoringu konstrukcji (SHM) dla mostów wantung – doświadczenia polskie i wietnamskie, NeoStrain.
- [4] BEDNARSKI G., ZURAWSKI W., MICHALSKI Ł., KLIKOWICZ P., LUONG MINH CHINH, *Technologia SHM dla budownictwa mostowego. Prezentacja rozwiązań firmy NeoStrain*, System monitoringu konstrukcji (SHM) dla mostów wantung – doświadczenia polskie i wietnamskie, NeoStrain.
- [5] BIEGUS A., *Podstawy probabilistycznej analizy bezpieczeństwa konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1996.
- [6] BIEGUS A., *Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych*, PWN, Warszawa, 1999.
- [7] BIEŃ J., KUŻAWA M., KAMIŃSKI T., *Validation of numerical models of concrete box bridges based on load test results*, Archives of civil and mechanical engineering 15, Wrocław University of Science and Technology, Wrocław, 2015.
- [8] BIEŃ J., KUŻAWA M., KAMIŃSKI T., RAWA P., ZWOLSKI J., *Most Rędzński we Wrocławiu - próbne obciążenia w procesie inwestycyjnym*, Wrocławskie Dni Mostowe, Aktualne realizacje mostowe, DWE, Wrocław, 2011.
- [9] BILISZCZUK J., *Mosty podwieszane. Projektowanie i realizacja*, Arkady, Warszawa 2005
- [10] BILISZCZUK J., *Mosty w dziejach polski*, DWE, Wrocław, 2017.
- [11] BILISZCZUK J., BARCIK W., *Program naciągu ciągów podwieszających przęsła mostu MA-21*, Wrocław, 2010.
- [12] BILISZCZUK J., BARCIK W., ONYSYK J., SUŁKOWSKI M., TOCZKIEWICZ R., *Application of stiff reinforcement in concrete box girder*, Mosty hybrydowe. Seminarium Naukowo-Techniczne Wrocławskie Dni Mostowe, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2018.

- [13] BILISZCZUK J., GREJ K., *Obwodnica miasta Puławy wraz z nowym mostem przez Wisłę*, GDDKiA, Puławy, 2008.
- [14] BILISZCZUK J., GREJ K., *Największy most łukowy w Polsce*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Wrzesień-Październik 2008.
- [15] BILISZCZUK J., ONYSYK J., BARCIK W., PRABUCKI P., SUŁKOWSKI M., SZCZEPAŃSKI J., TCZKIEWICZ R., TOMICZEK M., TUKENDORF A., TUKENDORF K., AST A., *Most Rędziński w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia*, Wrocławskie Dni Mostowe, Aktualne realizacje mostowe, DWE, Wrocław, 2011.
- [16] BILISZCZUK J., ONYSYK J., TEICHGRAEBER M., *Analiza danych gromadzonych przez system monitoringu Mostu Rędzińskiego we Wrocławiu. Raport I z okresu sierpień 2011 – styczeń 2016*.
- [17] BILISZCZUK J., ONYSYK J., TEICHGRAEBER M., *Analiza danych gromadzonych przez system monitoringu Mostu Rędzińskiego we Wrocławiu. Raport II za rok 2016*.
- [18] BILISZCZUK J., ONYSYK J., TEICHGRAEBER M., *Analiza danych gromadzonych przez system monitoringu Mostu Rędzińskiego we Wrocławiu. Raport końcowy (z lat 2011 – 2016)*.
- [19] BILISZCZUK J., ONYSYK J., TEICHGRAEBER M., *Analiza danych gromadzonych przez system monitoringu Mostu Rędzińskiego we Wrocławiu. Raport za rok 2017*.
- [20] BILISZCZUK J., ONYSYK J., TEICHGRAEBER M., *Analiza danych gromadzonych przez system monitoringu Mostu Rędzińskiego we Wrocławiu. Raport za rok 2018*.
- [21] BILISZCZUK J., praca zbiorowa, *Podwieszony most przez Wisłę w Płocku*, DWE, Wrocław, 2007
- [22] BILISZCZUK J., TEICHGRAEBER M., *Katastrofy i awarie sprężonych mostów spowodowane korozją ciągów*, *Awarie budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje*, monografia / red. nauk. Maria Kaszyńska, Szczecin, Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, 2019, s. 31–46.
- [23] BRONSZTEJN I.N., SIEMIENDIAJEW K.A., MUSIOL G., MÜHLING H., *Nowoczesne kompendium matematyczne*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2007.
- [24] CAETANO E., *Cable Vibrations in Cable-stayed Bridges*, Structural Engineering Documents, IABSE, Switserland, 2007.

- [25] CAETANO E., CUNHA Á., *Dynamic testing of cable structures*, 6th International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES' 15, Dübendorf, Switzerland, 2015.
- [26] CALVI G., MORATTI M., O'REILLY G., SCATTARREGGIA N., MONTEIRO R., MALOMO D., CALVI P., PINHO R., *Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge*, Structural Engineering Design, Vol. 29, No. 2, 2019.
- [27] EN 10138-3: 2000 Prestressing steels Part 3: Strands
- [28] FERNANDEZ-ORDONEZ D., *Eugene Freyssinet: I was born a builder*, 28. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden, 2018.
- [29] fib Bulletin 30 2005: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels.
- [30] FURTNER P., VEIT-EGGER R., *Approach for the life-cycle management of structures including durability analysis, SHM and maintenance planning*, First Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 2011, Dubai.
- [31] GIMSING N., GEORGAKIS CH., *Cable Supported Bridges: Concept and Design*, Wiley & Sons, United Kingdom, 2012.
- [32] GLABISZ W., *Mathematica w zagadnieniach mechaniki konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2003.
- [33] GONZÁLEZ L., SOBRINO J., *Fatigue reliability evaluation of cables in cable-stayed bridges. Case study: the Sama de Langreo Bridge*, Cable-stayed bridges – past, present and future, IABSE Conference, Malmö, 1999.
- [34] HAIBACH E., *Modified linear damage accumulation hypothesis accounting for a decreasing fatigue strength during increasing fatigue damage*, Laboratorium für Betriebsfestigkeit, LBF, Darmstadt, 1970.
- [35] HAJDUK J., OSIECKI J., *Ustroje ciągnowe. Teoria i obliczanie*, Wydawnictwo Naukow-Techniczne, Warszawa, 1970.
- [36] HAWRYSZKÓW P., *Analiza cech dynamicznych kładek dla pieszych, ocena wrażliwości dynamicznej oraz komfortu użytkowania (rozprawa doktorska)*, Politechnika wrocławska, Wrocław, 2009.
- [37] HAWRYSZKÓW P., HILDEBRAND M., *Montaż największego systemu podwieszenia w Polsce – Most Rędzński we Wrocławiu*, Wrocławskie Dni Mostowe, Aktualne realizacje mostowe, DWE, Wrocław, 2011.
- [38] HEYWOOD R.B., *Designing Against Fatigue*, Chapman Hall, Londyn, 1962.

- [39] HUI L., SHUNLONG L., JINPING O., HONGWEI L., *Reliability assessment of cable-stayed bridges based on structural health monitoring techniques*, Structure and Infrastructure Engineering Vol. 8, No. 9, September, 2012.
- [40] Instrukcja i pomoc pakietu Matlab
- [41] Instrukcja i pomoc pakietu Wolfram Mathematica
- [42] Instrukcja programu do obsługi systemów monitorowania mostu przez rz. Wisłę w ciągu obwodnicy miasta Puławy
- [43] JAKSCH W., *Geschichte der Reichsbrücke, Der Aufbau*. Fachschrift der Stadtbaudirektion Wien, Jugend & Volk 1946-1988, Heft 32 (1977).
- [44] JIANXIAO M., LI J., HAO W., *Fatigue Reability Assessment of a Long-Span Cable-Stayed Bridge Based on One-Year Monitoring Strain Data*, Journal of Bridge Engineering, 2018.
- [45] Katalogi produktów firmy Freyssinet.
- [46] KLONECKI W., *Statystyka dla inżynierów*, PWN, 1999.
- [47] KMITA J., BIEŃ J., MACHELSKI CZ., *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*, WKiŁ, Warszawa 1989.
- [48] KOCAŃDA S., SZALA J., *Podstawy obliczeń zmęczeniowych*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1997.
- [49] KOWALEWSKI Z., *Zmęczenie materiałów – podstawy, kierunki badań, ocean stanu uszkodzenia*, XVII Seminarium Nieniszczące Badania Materiałów, 2011.
- [50] KRENK S., GLUVER H., *A Markov matrix for fatigue load simulation and rainflow range evaluation*, Structural Safety, November 1989.
- [51] KURRER K., *Geschichte der Baustatik: Auf der Suche nach dem Gleichgewicht*, Ernst & Sohn, 2015.
- [52] LANGER J., *Dynamika Budowli*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1979.
- [53] LAROCCA A.P., ARAUJO NETO J.O., ALVES TRABANCO J.L., SANTOS M.C., VARROS BARBOSA A.C., *First Steps Using Two GPS Satellites for Monitoring of the Dynamic Behavior of a Small Concrete Highway Bridge*, Journal of Surveying Engineering, 2016.
- [54] LEONHARDT F., *Spannbeton für die Praxis*, Ernst & Sohn, 1955.
- [55] MACHELSKI CZ., *Ruchome obciążenia mostów*, DWE, Wrocław, 2015.

- [56] MACHO M., RYJACEK P., MATOS J., *Fatigue Life Analysis of Steel Riveted Rail Bridges Affected by Corrosion*, Structural Engineering International, Vol 29 , No 4, November 2019.
- [57] MALJAARS J., VROUWENVELDER T., *Fatigue failure analysis of stay cables with initial defects: Ewijk bridge case study*, Structural Safety 51, 2014.
- [58] MARZAHN G., LANGENBER P., GROTEN G., PASCHEN M., *Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen – von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik*, 25. Dresdner Brückenbausymposium, Drezno, 2015.
- [59] MINER M.A., *Cumulative damage in fatigue*, Journal of Applied Mechanics, 12, 1945, s. 149–164.
- [60] MING CHINH L., *System monitoringu SHMS – BRIMOS dla mostu wantowego CanTho*, System monitoringu konstrukcji (SHM) dla mostów wantowych – doświadczenia polskie i wietnamskie, NeoStrain.
- [61] MORANDI R., *Viaducto Polcevera, en Genova – Italia*, Informes de la Construcción, Vol. 21, nr 200.
- [62] Mota-Engil Central Europe SA, *600-metrowa estakada tramwajowa Lipska – Wielicka w Krakowie*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Listopad-Grudzień 2015.
- [63] MURZEWSKI J., *Niezawodność konstrukcji inżynierskich*, Arkady, 1989.
- [64] ONYSYK H., *Ocena bezpieczeństwa mostu w fazie eksploatacji z wykorzystaniem danych pomiarowych z systemu monitoringu konstrukcji (rozprawa doktorska)*, Politechnika Wroclawska, Wrocław, 2015.
- [65] ONYSYK H., *Analiza zmian temperatury stalowej konstrukcji mostu przez Wisłę w Puławach*, System monitoringu konstrukcji (SHM) dla mostów wantowych – doświadczenia polskie i wietnamskie, NeoStrain.
- [66] OSIPIUK W., ŁUKASZEWICZ K., *Ocena przydatności hipotez wytrzymałościowych do przewidywania trwałości zmęczeniowej elementów konstrukcji*, Acta mechanica et utomatica, Vol 4, No. 3, 2010.
- [67] *PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.*
- [68] *PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.*
- [69] *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.*
- [70] *PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.*

- [71] *PN-EN 1993-1-1, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [72] *PN-EN 1993-1-11, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-11: Konstrukcje ciągnowe.*
- [73] *PN-EN 1993-1-9, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-9: Zmęczenie.*
- [74] *PN-EN 1993-2, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe.*
- [75] PRATAP R., *Matlab dla naukowców i inżynierów*, PWN, Warszawa, 2015.
- [76] PROSKE D., *Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken*, 28. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden, 2018.
- [77] *PTI DC45.1-07 2007: Recommendations for Stay-Cable Design, Testing and Installation*, PTI, Phoenix, USA.
- [78] *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.*
- [79] SERENSEN S.V., KOGAYEV V.P. SHNEJDEROVICH R.M., *Permissible Loading and strength calculations of machine components*, Maschinostroenie, Moskwa, 1975.
- [80] *SETRA 2002: Cable Stays: Recommendations of French interministerial commission on Prestressing*, Center des Techniques des Oeuvres d'Art, BagneuxCedex, France.
- [81] SHEER J. *Failed bridges. Case studies, causes and consequences*, Erns und Sohn, Berlin, 2010.
- [82] SIWOWSKI T., KULPA M., *Ocena trwałości zmęczeniowej istniejącego mostu stalowego według Eurokodów*, Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture 1/14.
- [83] SIWOWSKI T., SOBALA D., MICHALAK E., KULPA M., JANAS L., *Projektowanie mostów według Eurokodów*, Elamed, 2016.
- [84] SOBCZYK K., SPENCER B. F., *Stochastyczne modele zmęczenia materiałów*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1996.
- [85] *SOFiSTik Handbuch*, SOFiSTiK AG, Oberschleissheim, 2017.
- [86] SONG G., WANG Ch., WANG B., *Structural Health Monitoring (SHM) of Civil Structures*, MDPI, Switzerland, Basel, 2018.

- [87] STRAUSS A., LENER G., SCHMID J., MATOS J., CASAS J., *Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikation für Ingenieurbauwerke*, 28. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden, 2018.
- [88] SVENSSON H., *Schrägbabelbrücken. 40 Jahre Erfahrung weltweit*, Ernst und Sohn, Berlin, 2011.
- [89] SVENSSON H., WOELFEL R., *Eminent Structural Engineer: John August Roebling*, Structural Engineering International, Vol. 25, 2015.
- [90] SZALA G., LIGAJ B., *Metoda obliczeń trwałości zmęczeniowej elementów konstrukcyjnych z zastosowaniem dwuparametrycznych charakterystyk zmęczeniowych*, Acta mechanica et utomatica, Vol 3, No. 2, 2009.
- [91] SZALA J., *Hipotezy sumowania uszkodzeń zmęczeniowych*, Wydawnictwa Uczelniane ATR, Bydgoszcz, 1998.
- [92] TEICHGRAEBER M., BILISZCZUK J., HAWRYSZKÓW P., *Structural health monitoring system of a concrete cable-stayed bridge*, Architecture Civil Engineering Environment, Vol. 11, No. 4, 2018.
- [93] TEICHGRAEBER M., BILISZCZUK J., HAWRYSZKÓW P., *SHM system vs. FEM model - comparison between measured and calculated data of a cable-stayed bridge*, Towards a resilient built environment risk and asset management, IABSE Symposium 2019, Guimarães, Portugal, March 27-29, 2019, report. Zurich, IABSE, 2019, s. 1512-1519.
- [94] TEICHGRAEBER M., HAWRYSZKÓW P., *Analiza wyników pomiarów wykonanych metodą ciągłej obserwacji mostu Rędzińskiego*, Inżynieria i Budownictwo, nr 11, 2017.
- [95] TOKUJAMA S., ISHIHARA S., TANIYAMA S., *Full scale fatigue tests for stay cable systems*, IABSE Reports, 1995.
- [96] TROCHYMIAK W., *Mosty typu extradosed: przegląd dokonań*, Inżynieria i Budownictwo, 10/2014.
- [97] VEIT-EGERER R., WENZEL H., *Monitoring based performance prediction of steel bridges against traffic loading exemplified at the Eropabrücke*, Proc. Of the 1st International Symposium on Life-Civil Engineering (IALCCE'08), Varenna, Italy, 10-14 June 2008.
- [98] VIRLOGEUX M., CACHOT E., VAYSSADE T., LANCON H., HAJAR Z., SERVANT C., *The Millau Viaduct: Ten Years of Structural Monitoring*, Strtural Engineering International 4/2015.

- [99] WANG CH., WANG Y., DUAN L., SHICHO W., ZHAI M., *Fatigue Performance Evaluation and Cold Reinforcement for Old Steel Bridges*, Structural Engineering International, Vol 29 , No 4, November 2019.
- [100] WENZEL H., *Health Monitoring of Bridges*, Willey & Sons, 2009.
- [101] WINKLER J., *Parallel monostrand stay cable bending fatigue (Rozprawa doktorska)*, Technical University of Denmark. 2014.
- [102] WINKLER J., GEORGAKIS CH., FISCHER G., WOOD S., GHANNOUM W., *Structural response of a multi-strand stay cable to cyclic bending load*, Structural Engineering International 2/2015.
- [103] WRONA W., *Matematyka – cz. I i cz. II*, PWN, 1961.
- [104] ŻÓŁTOWSKI K. , DRAWC M., *Cechy dynamiczne lin systemu powieszenia Mostu Rędziańskiego we Wrocławiu. Analiza teoretyczna*, Wrocławskie Dni Mostowe, Aktualne realizacje mostowe, DWE, Wrocław, 2011.
- [105] ŻÓŁTOWSKI K., *Monitoring konstrukcji mostu podwieszonoego i extradosed – wybrane zagadnienia*, Mosty nr 6/2015, s. 34-38.