

POLITECHNIKA ŚLĄSKA W GLIWICACH
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH I MOSTÓW

**PRZYCZYNY PĘKANIA WĘZŁÓW
KRATOWEGO USTROJU NOŚNEGO
PEWNEGO TYPU MOSTU KOLEJOWEGO**

ROZPRAWA DOKTORSKA

Autor: mgr inż. Stefan PRADELOK

Promotor: dr hab. inż. Jerzy WESELI Prof. Pol. Śl.

Gliwice, 2004

PRZEDMOWA

Zagadnienia dynamiki budowli są jednym z obszarów działań badawczych pracowników Zakładu Budowy Mostów Politechniki Śląskiej. Cieszę się, że moją pracą mogłem nawiązać do tej problematyki. Chciałbym bardzo serdecznie podziękować mojemu Promotorowi, Panu Profesorowi Jerzemu Weseli, za jego nieocenioną pomoc.

Składam również podziękowania moim koleżankom i kolegom z Zakładu Budowy Mostów Politechniki Śląskiej za życzliwość i okazaną pomoc, a w szczególności Panu Markowi Salamak, Panu Adamowi Silarskiemu oraz Panu Czesławowi Bieleckiemu.

Pragnę także podziękować PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. Zakład Linii Kolejowych Katowice za umożliwienie badań obiektu oraz Firmie Informatycznej RoboBAT Kraków za udostępnienie programu Robot Millennium.

SPIS TREŚCI

PRZEDMOWA	3
SPIS TREŚCI	4
SPIS RYSUNKÓW	7
SPIS TABEL	9
STOSOWANE OZNACZENIA I SKRÓTY	10
1. CEL, ZAKRES I TEZA ROZPRAWY	13
1.1. CEL ROZPRAWY.....	13
1.2. ZAKRES ROZPRAWY.....	13
1.3. TEZA ROZPRAWY.....	13
1.4. STAN WIEDZY W PRZEDMIOCIE ROZPRAWY.....	14
2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU	15
2.1. UWAGI OGÓLNE.....	15
2.2. PRZEŚŁA SKRAJNE.....	16
2.3. PRZEŚŁA ŚRODKOWE.....	16
2.4. PODPORY.....	18
2.5. ŁOŻYSKA.....	18
3. OPIS AWARII	19
3.1. UWAGI WSTĘPNE.....	19
3.2. PĘKNIĘCIE (A).....	19
3.3. PĘKNIĘCIE (B).....	20
3.4. PĘKNIĘCIE (C).....	20
3.5. INNE PĘKNIĘCIA.....	20
3.6. DZIAŁANIA DORAŻNE.....	21
4. DOKUMENTACJA PROJEKTOWA I DOKUMENTACJA BUDOWY	23
4.1. DOKUMENTACJA PROJEKTOWA.....	23
4.1.1 Uwagi ogólne.....	23
4.1.2 Uwagi konstrukcyjne.....	23
4.1.3 Uwagi dotyczące obliczeń statycznych.....	23
4.1.4 Wymagania dotyczące materiałów i spoin.....	24
4.1.4.1 Materiały.....	24
4.1.4.2 Spoiny.....	24
4.1.5 Podsumowanie.....	24
4.2. DOKUMENTACJA BUDOWY.....	25
4.2.1 Uwagi wstępne.....	25
4.2.2 Odbiory warsztatowe.....	25
4.2.3 Dzienniki budowy.....	25
4.2.4 Odbiór końcowy.....	26
4.2.5 Posumowanie.....	26
4.3. RÓŻNICE W KONSTRUKCJI PRZEŚŁ KRATOWYCH.....	26
4.3.1 Uwagi ogólne.....	26
4.3.2 Układ poprzeczny.....	27
4.3.3 Węzły kraty głównej.....	28

4.3.4	Poprzecznice	31
4.3.5	Podsumowanie	34
4.4.	WNIOSKI	34
5.	DOTYCHCZAS WYKONANE OPRACOWANIA.....	35
5.1.	UWAGI OGÓLNE	35
5.2.	EKSPERTYZY I PROJEKTY.....	35
5.3.	OPRACOWANIA NAUKOWE	49
5.4.	PODSUMOWANIE	50
5.5.	WNIOSKI	51
6.	MODELE OBLICZENIOWE ANALIZOWANYCH WĘZŁÓW	52
6.1.	WPROWADZENIE	52
6.1.1	Potrzeba analizy dynamicznej.....	52
6.1.2	Modelowanie.....	52
6.1.3	Metody dyskretyzacji	52
6.2.	WĘZŁ KRATOWNICY USZKODZONEJ.....	54
6.3.	WĘZŁ KRATOWNICY NIEUSZKODZONEJ	58
6.4.	WĘZŁ KRATOWNICY USZKODZONEJ PO WZMOCNIENIU	59
6.5.	WĘZŁ KRATOWNICY NIEUSZKODZONEJ PO WZMOCNIENIU.....	60
7.	ANALIZA STATYCZNA.....	61
7.1.	KONWENCJA ZNAKOWANIA SIŁ WEWNĘTRZNYCH	61
7.2.	UWAGI OGÓLNE	62
7.3.	WĘZŁ USZKODZONY	62
7.4.	WĘZŁ NIEUSZKODZONY.....	64
7.5.	WĘZŁ USZKODZONY WZMOCNIONY.....	66
7.6.	WĘZŁ NIEUSZKODZONY WZMOCNIONY	68
7.7.	PODSUMOWANIE	69
7.8.	WNIOSKI	72
8.	ANALIZA MODALNA	73
8.1.	WPROWADZENIE	73
8.2.	UWAGI OGÓLNE	74
8.3.	WĘZŁ USZKODZONY	74
8.4.	WĘZŁ NIEUSZKODZONY.....	77
8.5.	WĘZŁ USZKODZONY PO WZMOCNIENIU	80
8.6.	WĘZŁ NIEUSZKODZONY PO WZMOCNIENIU	83
8.7.	PODSUMOWANIE	86
8.8.	WNIOSKI	87
9.	ANALIZA CZASOWA.....	88
9.1.	WPROWADZENIE	88
9.2.	ZAŁOŻENIA	89
9.3.	PRZEMIESZCZENIA PIONOWE W ŚRODKU ROZPIĘTOŚCI POPRZECZNICY	92
9.4.	PRZYSPIESZENIA PIONOWE W ŚRODKU ROZPIĘTOŚCI POPRZECZNICY	96
9.5.	PRZYSPIESZENIA W MIEJSCACH PĘKNIĘĆ	98
9.6.	MOMENTY ZGINAJĄCE W MIEJSCACH PĘKNIĘĆ	102
9.7.	NAPRĘŻENIA W MIEJSCACH PĘKNIĘĆ	104
9.8.	PODSUMOWANIE	108
9.9.	WNIOSKI	108

10.	ANALIZA ZMĘCZENIOWA.....	109
10.1.	WPROWADZENIE	109
10.2.	WSPÓLCZYNNIK KUMULACJI USZKODZEŃ <i>D</i>	112
10.3.	WNIOSKI	113
11.	BADANIA TERENOWE.....	114
11.1.	WPROWADZENIE	114
11.2.	APARATURA POMIAROWA	114
11.3.	PRZEBIEG BADAŃ	116
11.4.	ANALIZA ZAREJESTROWANYCH SYGNAŁÓW.....	119
11.4.1	Uwagi ogólne	119
11.4.2	Przęsło uszkodzone po wzmożeniu.....	119
11.4.2.1	<i>Czujniki indukcyjne przemieszczeń (P)</i>	119
11.4.2.2	<i>Akcelerometry (A)</i>	125
11.4.2.3	<i>Tensometry elektrooporowe (T)</i>	131
11.4.3	Przęsło nieuszkodzone po wzmożeniu.....	135
11.4.3.1	<i>Czujniki indukcyjne przemieszczeń (P)</i>	135
11.4.3.2	<i>Akcelerometry (A)</i>	141
11.4.3.3	<i>Tensometry elektrooporowe (T)</i>	147
11.5.	PODSUMOWANIE	152
11.6.	WNIOSKI	152
12.	WNIOSKI.....	153
12.1.	PODSUMOWANIE	153
12.2.	KIERUNKI DALSZYCH BADAŃ	155
12.3.	WNIOSEK KOŃCOWY	155
13.	DODATEK. PODSTAWY WYBRANYCH ZAGADNIEŃ.....	156
13.1.	DYNAMIKA BUDOWLI.....	156
13.1.1	Wprowadzenie.....	156
13.1.2	Deterministyczne ruchy drgające	157
13.1.3	Równania ruchu układu o jednym stopniu swobody.....	158
13.1.4	Drgania swobodne tłumione układu o jednym stopniu swobody.....	159
13.1.5	Zagadnienie własne układu o wielu stopniach swobody.....	159
13.1.6	Metoda transformacji własnej	161
13.2.	WYTRZYMAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWA	165
13.2.1	Wprowadzenie.....	165
13.2.2	Wykresy zmęczeniowe.....	166
13.2.3	Teoria Palmgren-Minera (P-M).....	168
LITERATURA I MATERIAŁY		170
ZAŁĄCZNIKI		175

SPIS RYSUNKÓW

Rys. 2-1. Widok z boku na obiekt nr 614	15
Rys. 2-2. Widok na główne przęsła środkowe	15
Rys. 2-3 Przekrój poprzeczny	16
Rys. 2-4. Widok z boku na przęsło nad torami	16
Rys. 2-5. Konstrukcja węzła przy przerwie dylatacyjnej w korycie	17
Rys. 2-6. Oparcie żelbetowej płyty pomostowej przy dylatacji	18
Rys. 3-1. Schemat kraty i usytuowanie pęknięć pasa dolnego	19
Rys. 3-2. Pęknięcie (A). Prawy pas dolny kratownicy w węźle nr 5	19
Rys. 3-3. Pęknięcie (B). Prawy pas dolny kratownicy w węźle nr 3	20
Rys. 3-4. Pęknięcie (C). Lewy pas dolny kratownicy w węźle nr 5	20
Rys. 3-5. Widok z boku z podporami awaryjnymi	21
Rys. 3-6. Widok z góry z podporami awaryjnymi	22
Rys. 4-1. Widok wzdłuż obiektu	27
Rys. 4-2. Przęsło uszkodzone. Schemat statyczny wiatrownicy górnej	28
Rys. 4-3. Przęsło nieuszkodzone. Schemat statyczny wiatrownicy górnej	28
Rys. 4-4. Przęsło uszkodzone. Widok na węzeł przy przerwie dylatacyjnej w korycie	29
Rys. 4-5. Przęsło nieuszkodzone. Widok na węzeł przy przerwie dylatacyjnej w korycie	29
Rys. 4-6. Przęsło nieuszkodzone. Wycięcie w środkach krzyżulców	30
Rys. 4-7. Konstrukcja poprzecznic w przęsle uszkodzonym	31
Rys. 4-8. Konstrukcja poprzecznic w przęsle nieuszkodzonym	31
Rys. 4-9. Widok z góry na poprzecznicę w sąsiedztwie dylatacji w przęsle uszkodzonym	32
Rys. 4-10. Widok z góry na poprzecznicę w sąsiedztwie dylatacji w przęsle nieuszkodzonym	33
Rys. 5-1. Miejsca badań ultradźwiękowych	35
Rys. 5-2. Zalecane zabiegi technologiczne	36
Rys. 5-3. Wariant 1. Nakładka z blachy na półce górnej pasa dolnego	38
Rys. 5-4. Wariant 1. Szczegóły nakładki z blachy na półce górnej pasa dolnego	39
Rys. 5-5. Wariant 2. Symetrycznie rozmieszczone nakładki w węźle pasa dolnego	40
Rys. 5-6. Wariant 3. Wzmocnienie kablami sprężającymi	41
Rys. 5-7. Wariant kratowy	42
Rys. 5-8. Wariant ramowy	43
Rys. 5-9. Przęsło uszkodzone. Dodatkowy łożnik kratowy	44
Rys. 5-10. Przęsło nieuszkodzone. Dodatkowe przewiązki ramowe	45
Rys. 5-11. Szczegółowe rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych	47
Rys. 6-1. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej	55
Rys. 6-2. Szczegół 'A'. Fragment półki górnej pasa dolnego kratownicy zagrożony uszkodzeniem	55
Rys. 6-3. Zamocowanie dyskretnego modelu obliczeniowego węzła kratownicy w prętowym ustroju	57
Rys. 6-4. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej	58
Rys. 6-5. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej po wzmocnieniu	59
Rys. 6-6. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej po wzmocnieniu	60
Rys. 7-1. Konwencja znakowania sił MES w programie [108]	61
Rys. 7-2. Przykładowa zmiana lokalnego układu współrzędnych [108]	61
Rys. 7-3. Węzeł uszkodzony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej	62
Rys. 7-4. Węzeł uszkodzony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]	63
Rys. 7-5. Węzeł uszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]	63
Rys. 7-6. Węzeł uszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]	63
Rys. 7-7. Węzeł nieuszkodzony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej	64
Rys. 7-8. Węzeł nieuszkodzony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]	65
Rys. 7-9. Węzeł nieuszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]	65
Rys. 7-10. Węzeł nieuszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]	65
Rys. 7-11. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej	66
Rys. 7-12. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]	66
Rys. 7-13. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]	67
Rys. 7-14. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]	67
Rys. 7-15. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej	68
Rys. 7-16. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]	68
Rys. 7-17. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]	69

Rys. 7-18. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]	69
Rys. 7-19. Wyteżenie w środkach w elementach EZ i EW względem węzła nieuszkodzonego	70
Rys. 7-20. Różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy warstwą górną i dolną elementów EZ i EW	71
Rys. 8-1. Węzeł uszkodzony. Postać własna 2. Okres $T=0,592s$	76
Rys. 8-2. Węzeł uszkodzony. Postać własna 184. Okres $T=0,060s$	77
Rys. 8-3. Węzeł nieuszkodzony. Postać własna 2. Okres $T=0,592s$	79
Rys. 8-4. Węzeł nieuszkodzony. Postać własna 194. Okres $T=0,052s$	80
Rys. 8-5. Węzeł uszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 2. Okres $T=0,563s$	82
Rys. 8-6. Węzeł uszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 168. Okres $T=0,054s$	83
Rys. 8-7. Węzeł nieuszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 2. Okres $T=0,593s$	85
Rys. 8-8. Węzeł nieuszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 191. Okres $T=0,052s$	86
Rys. 9-1. Rozdział obciążeń na poprzecznicę PoL i PoP w strefie przydylatacyjnej	89
Rys. 9-2. Funkcja okresowa „AC-PoL 023” zmiany obciążenia w czasie t na poprzecznicę PoL.....	90
Rys. 9-3. Funkcja okresowa „AC-PoP 023” zmiany obciążenia w czasie t na poprzecznicę PoP	90
Rys. 9-4. Położenie punktów PL i PP na poprzecznicach przydylatacyjnych PoL i PoP	91
Rys. 9-5. Położenie punktów PW i PZ na górnej półce pasa dolnego kratownicy	91
Rys. 9-6. Przesunięcia pionowe $u_z(t)$ w węźle uszkodzonym	93
Rys. 9-7. Przesunięcia pionowe $u_z(t)$ w węźle nieuszkodzonym.....	93
Rys. 9-8. Przesunięcia pionowe $u_z(t)$ w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu	94
Rys. 9-9. Przesunięcia pionowe $u_z(t)$ w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu	94
Rys. 9-10. Przesunięcia pionowe $u_z(t)$ przed wzmocnieniem.....	95
Rys. 9-11. Przesunięcia pionowe $u_z(t)$ po wzmocnieniu	95
Rys. 9-12. Różnice ekstremalnych przemieszczeń $\Delta u_z(t)$ w punktach PL i PP	96
Rys. 9-13. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ przed wzmocnieniem	97
Rys. 9-14. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ po wzmocnieniu	97
Rys. 9-15. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ przed wzmocnieniem	100
Rys. 9-16. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ po wzmocnieniu	100
Rys. 9-17. Przyspieszenia poziome poprzeczne $a_y(t)$ przed wzmocnieniem	101
Rys. 9-18. Przyspieszenia poziome poprzeczne $a_y(t)$ po wzmocnieniu	101
Rys. 9-19. Różnice przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$ w punktach PW i PZ	102
Rys. 9-20. Momenty zginające $M_{xx}(t)$ przed wzmocnieniem.....	103
Rys. 9-21. Momenty zginające $M_{xx}(t)$ po wzmocnieniu	103
Rys. 9-22. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle uszkodzonym.....	104
Rys. 9-23. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle nieuszkodzonym	104
Rys. 9-24. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu	105
Rys. 9-25. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu.....	105
Rys. 9-26. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w warstwie górnej w środku elementów EZ.....	106
Rys. 9-27. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w warstwie górnej w środku elementów EW	106
Rys. 10-1. Pęknięcia zmęczeniowe zawieszoności przęsła mostu przez rzekę Yarra [48]	110
Rys. 10-2. Pęknięcia zmęczeniowe w elementach stężeń mostu drogowego przez Wisłę w Krakowie [48]	111
Rys. 11-1. Zestaw pomiarowy do badań dynamicznych mostów.....	115
Rys. 11-2. Panel okna aplikacji do analizy przebiegów czasowych.....	115
Rys. 11-3. Diagram okna aplikacji do analizy przebiegów czasowych.....	116
Rys. 11-4. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych przemieszczeń (P)	117
Rys. 11-5. Rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych (T) i akcelerometrów (A)	118
Rys. 11-6. Czujnik P2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	121
Rys. 11-7. Czujnik P2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	121
Rys. 11-8. Czujnik P2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	122
Rys. 11-9. Czujnik P2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	122
Rys. 11-10. Czujnik P3. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	123
Rys. 11-11. Czujnik P3. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	123
Rys. 11-12. Czujnik P3. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	124
Rys. 11-13. Czujnik P3. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	124
Rys. 11-14. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	127
Rys. 11-15. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	127
Rys. 11-16. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	128
Rys. 11-17. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	128
Rys. 11-18. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	129
Rys. 11-19. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	129
Rys. 11-20. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	130

Rys. 11-21. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	130
Rys. 11-22. Tensometr T1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	133
Rys. 11-23. Tensometr T3. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	133
Rys. 11-24. Tensometr T4. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	134
Rys. 11-25. Czujnik P2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	137
Rys. 11-26. Czujnik P2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	137
Rys. 11-27. Czujnik P2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	138
Rys. 11-28. Czujnik P2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Maczki.....	138
Rys. 11-29. Czujnik P4. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	139
Rys. 11-30. Czujnik P4. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	139
Rys. 11-31. Czujnik P4. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	140
Rys. 11-32. Czujnik P4. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	140
Rys. 11-33. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	143
Rys. 11-34. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	143
Rys. 11-35. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	144
Rys. 11-36. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	144
Rys. 11-37. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki.....	145
Rys. 11-38. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor	145
Rys. 11-39. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki.....	146
Rys. 11-40. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor	146
Rys. 11-41. Tensometr T1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	149
Rys. 11-42. Tensometr T2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	149
Rys. 11-43. Tensometr T3. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	150
Rys. 11-44. Tensometr T5. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	150
Rys. 11-45. Tensometr T7. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	151
Rys. 11-46. Tensometr T8. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor.....	151
Rys. 13-1. Klasyfikacja sił wymuszających [45].....	156
Rys. 13-2. Przykłady ruchów drgających [45].....	156
Rys. 13-3. Przykład ruchu okresowego	157
Rys. 13-4. Ruch harmoniczny	158
Rys. 13-5. Naprężenia przy ustalonym (sinusoidalnym) obciążeniu zmiennym	165
Rys. 13-6. Wykres Wöhlera dla stali [48]	166
Rys. 13-7. Budowa wykresu Smitha funkcji $\sigma_{max} = f(\sigma_m)$ [50]	167
Rys. 13-8. Aproksymacja wykresu Smitha dla $\beta=1$ i $\beta=3,4$ [48]	167
Rys. 13-9. Rzut trójwymiarowego wykresu Wöhlera [53]	168
Rys. 13-10. Wielopoziomowe widma naprężeń sinusoidalnych [48].....	169

SPIS TABEL

Tab. 4-1. Skład chemiczny pobranych próbek stali [%].....	24
Tab. 7-1. Naprężenia normalne σ_{xx} w środkach elementów EW i EZ [MPa].....	69
Tab. 7-2. Różnice naprężeń normalnych $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy warstwą górną i dolną w środkach elementów EW i EZ [MPa].....	70
Tab. 7-3. Różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy środkami elementów EW i EZ [MPa]	72
Tab. 8-1. Postacie własne drgań w węźle uszkodzonym	75
Tab. 8-2. Postacie własne drgań w węźle nieuszkodzonym	78
Tab. 8-3. Postacie własne drgań w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu.....	81
Tab. 8-4. Postacie własne drgań w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu.....	84
Tab. 9-1. Ekstremalne przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ i ich rozpiętości λa_z w punktach PW i PZ [m/s ²]	98
Tab. 9-2. Rozpiętości naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ [MPa].....	107
Tab. 9-3. Ekstremalne różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ [MPa]	107
Tab. 10-1. Współczynniki kumulacji uszkodzeń D	113
Tab. 11-1. Wartości zarejestrowane przez czujniki P2 i P3.....	120
Tab. 11-2. Wartości zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2	126
Tab. 11-3. Wartości zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe T1, T3 i T4.....	132
Tab. 11-4. Wartości zarejestrowane przez czujniki P2 i P4.....	136
Tab. 11-5. Wartości zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2	142
Tab. 11-6. Wartości zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe T1, T2, T3, T5, T7 i T8.....	148

STOSOWANE OZNACZENIA I SKRÓTY

A. Oznaczenia łacińskie

Oznaczenie	Objaśnienie
a_y, a_z	- przyspieszenie w odpowiednim kierunku (Y, Z)
A	- amplituda
B	- rozstaw osiowy dźwigarów głównych
c	- współczynnik tłumienia
c_k	- tłumienie krytyczne
C_i	- współczynnik tłumienia stowarzyszony z i -tą postacią drgań
d	- liczba dynamicznych stopni swobody
D	- współczynnik kumulacji uszkodzeń w przekroju elementu
e	- podstawa logarytmu naturalnego
f	- częstotliwość drgań (liczba drgań w jednej sekundzie)
F_d	- częstotliwość dolna filtra do obróbki sygnału
F_g	- częstotliwość górna filtra do obróbki sygnału
F_{max}	- zidentyfikowane, dominujące częstotliwości drgań
h	- liczba poziomów naprężeń
i	- indeks (kolejna liczba naturalna), jednostka urojona ($\sqrt{-1}$)
j	- indeks (kolejna liczba naturalna)
k	- współczynnik sztywności
K_i	- współczynnik sztywności stowarzyszony z i -tą postacią drgań
l	- odległość od dylatacji do poprzecznicy przedskrajnej
L_t	- rozpiętość teoretyczna dźwigara głównego
m	- masa
M_i	- masa stowarzyszona z i -tą postacią drgań
M_{xx}	- moment zginający w kierunku X
n	- liczba naturalna (współrzędnych uogólnionych, cykli obciążenia, dynamicznych stopni swobody)
N	- liczba cykli obciążenia (żywytność) w określonych warunkach
P, P_s, P_t	- siła, siła sprężystości, siła oporu
q, \dot{q}, \ddot{q}	- współrzędna uogólniona Lagrange'a, prędkość, przyspieszenie
q_s, q_c	- stałe dowolne (całkowania)
r	- rzeczywista lub zespolona zmienna pomocnicza
R	- wytrzymałość obliczeniowa materiału (stali)
R_e	- granica plastyczności materiału (stali)
R_m	- granica wytrzymałość materiału (stali)

Oznaczenie	Objaśnienie
s	- rozstaw poprzecznie przydylatacyjnych
t	- czas
T	- okres drgań
u_z	- przemieszczenia w kierunku osi Z (przemieszczenia pionowe, ugięcie)
V	- prędkość
y, \dot{y}, \ddot{y}	- współrzędne normalne, prędkość, przyspieszenie
y_0, \dot{y}_0	- normalne przemieszczenie początkowe, prędkość początkowa
Z_{cj}	- wytrzymałość zmęczeniowa przy ściskaniu jednoznakowym ($\rho=0$)
Z_{krc}	- wytrzymałość zmęczeniowa elementu z karbem przy obciążeniu osiowym ($\rho=-1$)
Z_{rj}	- wytrzymałość zmęczeniowa przy rozciąganiu jednoznakowym ($\rho=0$)
Z_{rc}	- wytrzymałość zmęczeniowa przy obciążeniu osiowym ($\rho=-1$)

B. Oznaczenia greckie

Oznaczenie	Objaśnienie
β	- współczynnik działania karbu
Δ	- symbol przed zmienną oznacza różnicę jej wartości w określonych warunkach
ζ	- bezwymiarowy stopień tłumienia (ułamek tłumienia krytycznego)
λ	- symbol przed zmienną oznacza rozpiętość (długość przedziału) jej zmian w czasie
μ	- współczynnik proporcjonalności
ρ	- współczynnik asymetrii cyklu obciążeń
σ_a	- amplituda naprężeń zmiennych
σ_m	- naprężenie średnie
σ_{max}	- największe (co do wartości bezwzględnej) naprężenie
σ_{min}	- najmniejsze (co do wartości bezwzględnej) naprężenie
σ_{xx}	- naprężenia normalne w kierunku odniesienia X
τ	- opóźnienie czasowe
φ	- faza początkowa
ω	- częstość kołowa (kątowna) drgań
ω_d	- częstość kołowa (kątowna) drgań tłumionych
χ	- współczynnik proporcjonalności

C. Macierze i wektory

Oznaczenie	Objaśnienie
$\mathbf{0}$	- wektor zerowy
\mathbf{B}	- macierz bezwładności
\mathbf{C}	- macierz tłumienia
\mathbf{F}	- wektor obciążenia
\mathbf{K}	- macierz sztywności
$\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}, \ddot{\mathbf{q}}$	- wektor współrzędnych uogólnionych, wektor prędkości, wektor przyspieszeń
$\mathbf{q}_0, \dot{\mathbf{q}}_0$	- wektor przemieszczenia początkowego, wektor prędkości początkowej
$\tilde{\mathbf{q}}$	- wektor amplitud drgań własnych, reprezentujący układ przemieszczeń elementów masowych ustroju w kierunku współrzędnych uogólnionych
$\mathbf{y}, \dot{\mathbf{y}}, \ddot{\mathbf{y}}$	- wektor współrzędnych normalnych, wektor prędkości, wektor przyspieszeń
$\mathbf{y}_0, \dot{\mathbf{y}}_0$	- wektor normalnego przemieszczenia początkowego, wektor prędkości początkowej
\mathbf{w}	- wektor własny
\mathbf{W}	- macierz własna
$\boldsymbol{\omega}$	- wektor częstości
$\boldsymbol{\Omega}$	- macierz widmowa

D. Skróty

Oznaczenie	Znaczenie angielskie	Znaczenie polskie
EST		element elastyczno-sprężysty
MEB		Metoda Elementów Brzegowych
MES		Metoda Elementów Skończonych
MRS		Metoda Różnic Skończonych
ML	Mountain Lakes	jeziora górskie (metoda)
P-M		hipoteza Palmgrena-Minera
PSD	Power Spectrum Density	widmowa gęstość mocy
RF	Rain Flow	spadająca kropla wody (metoda)
SEM	Spectral Element Method	metoda elementów spektralnych
SES		Sztywne Elementy Skończone

1. CEL, ZAKRES I TEZA ROZPRAWY

1.1. Cel rozprawy

Niniejsza rozprawa, zgodnie z jej tytułem, ma na celu naukowe wyjaśnienie przyczyn pęknięcia węzłów kratowego ustroju nośnego pewnego typu mostu kolejowego.

Wspomniany kratowy ustrój nośny wchodzi w skład większego obiektu mostowego. Jest on złożony z sześciu niezależnych, swobodnie podpartych stalowych przęseł. Całość znajduje się w km 4,460 jednotorowej linii PKP Mysłowice Brzezinka-Jęzor-Dorota (BJD) i jest oznaczona jako obiekt nr 614.

1.2. Zakres rozprawy

W skład wspomnianego obiektu oprócz czterech przęseł blachownicowych wchodzi dwa bliźniacze przęsła kratowe. W blachownicowych przęsłach nie stwierdzono żadnych uszkodzeń i nie będą przedmiotem żadnych analiz w tej rozprawie. Zauważono natomiast, że w dolnym pasie przęsła kratowego nad torami PKP linii Katowice – Kraków i linii kolei piaskowej pojawiły się pęknięcia. Zlokalizowane były one w węzłach położonych w okolicy przerwy w betonowym korycie pomostu. W drugim, bliźniaczym przęsle kratowym, pomimo wielokrotnych i dokładnych oględzin nie stwierdzono żadnych uszkodzeń.

Przedmiotem szczegółowych analiz w tej pracy będą tylko dwa węzły kratownic. Pierwszy to ten węzeł kratownicy, który uległ awarii, a drugi to jego odpowiednik w nieuszkodzonej kratownicy. Ponadto poddano analizie mutacje modeli konstrukcji obu tych węzłów po wykonaniu napraw.

1.3. Teza rozprawy

Określenie przyczyn tej awarii stało się przedmiotem kilku opracowań naukowych, ekspertyzowych i projektów. Mimo, że w miarę wzrostu liczby opracowań pojawiały się coraz bardziej dokładne i wnikliwie analizy statyczne i dynamiczne, jednoznaczne określenie przyczyny awarii okazało się niemożliwe. Przedstawione w opracowaniach przyczyny uszkodzenia z punktu widzenia analiz teoretycznych są przekonywujące. Jednak fakt istnienia drugiego, bliźniaczego, identycznie obciążonego, a równocześnie nie uszkodzonego przęsła kratowego wywołał moje wątpliwości, co do przyczyn awarii opisanych we wspomnianych opracowaniach. Wynikały one stąd, że podane przyczyny awarii w równym stopniu można odnieść do nieuszkodzonego przęsła.

Dyskusje na konferencjach, na których przedstawiono wyniki badań analizowanych przęseł oraz wnikliwa analiza wszystkich dostępnych materiałów skłoniła mnie do poszukiwania różnic w konstrukcji przęseł, które mogłyby wyjaśnić przyczyny awarii. W jej wyniku przedstawiam tezę rozprawy doktorskiej: *„Główną przyczyną zniszczenia węzła mostu kratowego jest jego przeszywnienie w sensie generowania w nim określonej postaci drgań”*.

Ustalenie przyczyny pęknięcia węzłów tego typu kratownic jest tym bardziej istotne, że w Polsce wybudowano wiele podobnych obiektów na liniach kolejowych. Wszystkie zostały wybudowane na podstawie różnych adaptacji typowej dokumentacji projektowej jednotorowego mostu kolejowego o rozpiętości 93,0m.

1.4. Stan wiedzy w przedmiocie rozprawy

Przegląd stanu wiedzy związanej z przedmiotem rozprawy obejmuje jakościowo bardzo zróżnicowane obszary dotyczące:

- przedmiotowego obiektu, procesu jego wznoszenia i historii awarii;
- dotychczas wykonanych opracowań ekspertyzowych i naukowych związanych z wyjaśnieniem przyczyn awarii;
- dziedzin naukowych wiążących się z dowodzeniem tezy niniejszej rozprawy, a szczególnie dotyczących modelowania konstrukcji, dynamiki mostów, zmęczenia i badań doświadczalnych.

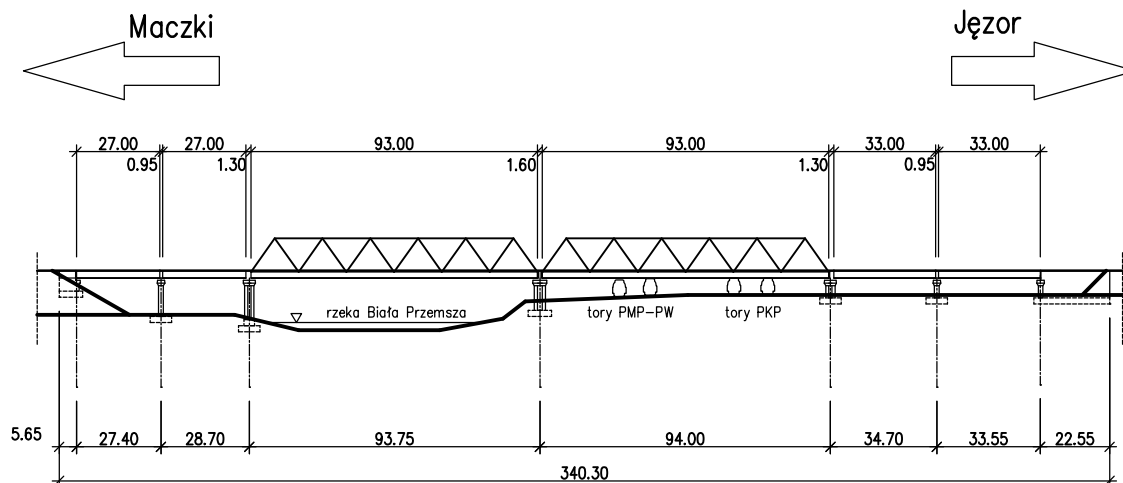
W związku z powyższym, na wstępie odpowiednich fragmentów rozprawy zamieszczono przeglądy stanu wiedzy z danego obszaru.

2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

2.1. Uwagi ogólne

Całość przejścia zbudowano w latach 1982÷1989r. Składa się ono z sześciu przęseł swobodnie podpartych o różnej konstrukcji (Rys. 2-1).

Widok z boku



Rys. 2-1. Widok z boku na obiekt nr 614

Cztery przęsła mają dźwigary główne blachownicowe. Zaś dwa główne środkowe to dźwigary kratownicowe (Rys. 2-2).



Rys. 2-2. Widok na główne przęsła środkowe

Wszystkie przęsła zaprojektowano i wykonano ze stali 18G2A i St3M. Znajdują się one w km 4,460 jednotorowej linii PKP Mysłowice Brzezinka-Jęzor-Dorota (BJD) i są oznaczone jako obiekt nr 614.

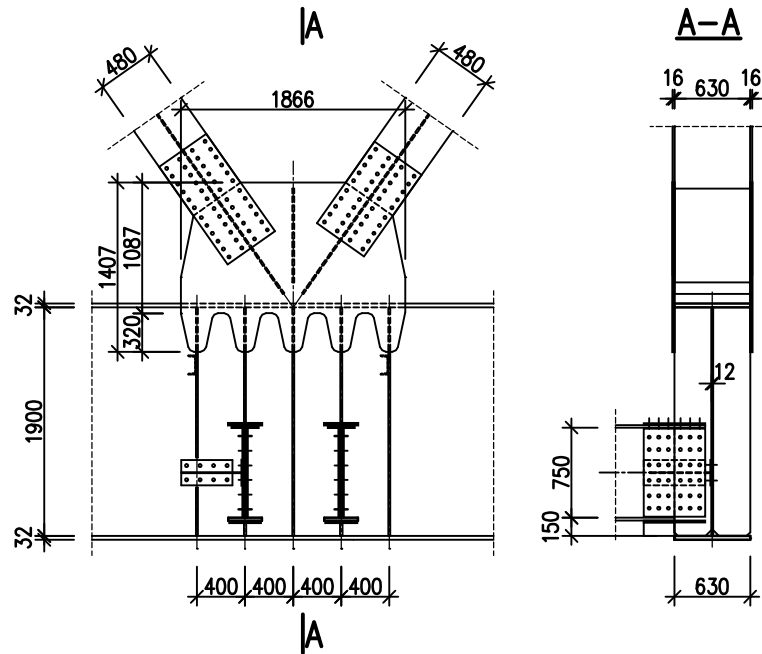
Torowisko kolejowe na całej długości obiektu przebiega na podsypce tłuczniowej w żelbetowym korycie. Charakterystyczny przekrój poprzeczny dla całego obiektu przedstawiono na Rys. 2-3.

Oba przęsła środkowe to swobodnie podparte kratownice z jazdą dołem o rozpiętości teoretycznej $L_r=93,0\text{m}$ i bardzo podobnej konstrukcji. Dźwigary główne to bezsłupkowe kraty o pasach równoległych ze skratowaniem typu „W”. Widok ogólny na kratownicę nad torami przedstawia Rys. 2-4.

Dźwigar główny nie jest jednak klasyczną kratownicą. Jego pasy dolne są zginane. Wynika to z układu poprzecznic, które połączono z pasami zarówno w węzłach, jak i w miejscach pośrednich. Ponadto osie krzyżulców nie przecinają się na osi pasa dolnego, lecz na wysokości jego górnej półki (Rys. 2-5). Można zatem powiedzieć, że dźwigar jest raczej belką zginaną wzmocnioną ustrojem kratowym. Wysokość całkowita każdego dźwigara kratowego wynosi $13,29\text{m}$, a odległość pomiędzy węzłami $15,5\text{m}$. Rozstaw dźwigarów głównych wynosi $B=6,0\text{m}$.

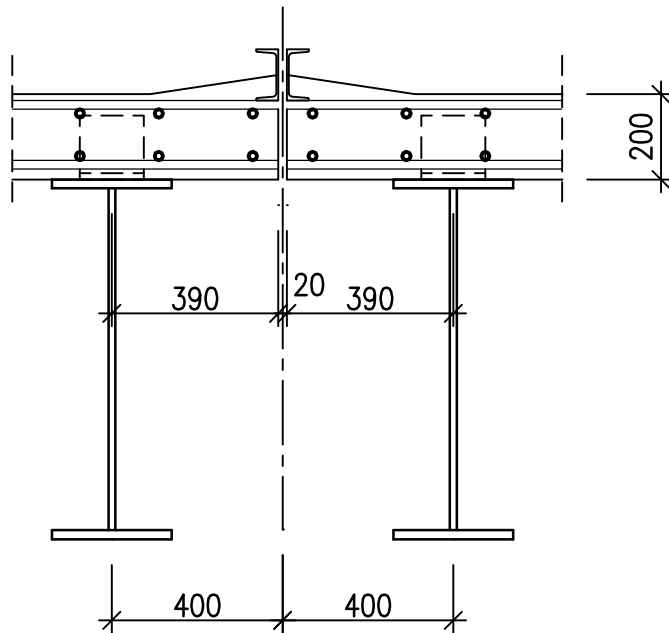
Osobliwością jest konstrukcja węzła kratownicy, którą przedstawiono na Rys. 2-5. Blachy węzłowe nie są, jak w rozwiązaniach klasycznych, przedłużeniem pasa, lecz obejmują tylko górną półkę pasa i wypustkami są łączone z pionowymi żeberkami węzła.

Dźwigary główne w każdym przęśle kratowym stężone są poprzecznie w płaszczyźnie pasów górnych stężeniem kratowym typu „K”, a w płaszczyźnie pasów dolnych zarówno montażowymi tężnikami kratowymi jak i żelbetową płytą jezdni.



Rys. 2-5. Konstrukcja węzła przy przerwie dylatacyjnej w korycie

Koryto jezdni wykonano jako żelbetowe, oparte na poprzecznicach. Rozstaw poprzecznic wynosi $3,1\text{m}$. Płytę żelbetową pomostu zespolono z poprzecznicami, a ponadto zdylatowano dwukrotnie na długości przęsła. W miejscach wspomnianych dylatacji rozstaw poprzecznic wynosi $s=0,8\text{m}$ (Rys. 2-5 i Rys. 2-6).



Rys. 2-6. Oparcie żelbetowej płyty pomostowej przy dylatacji

Pod przęsłem kratowym od strony stacji Maczki przepływa rzeka Biała Przemsza, a pod przęsłem kratowym od strony stacji Jęzor przebiegają cztery tor kolejowe, z czego dwa kolei piaskowej (PMP-PW) i dwa PKP relacji Katowice - Kraków. W tej pracy przęsło nad torami będzie nazywane „przęsłem uszkodzonym”, zaś przęsło nad rzeką Białą Przemszą będzie nazywane „przęsłem nieuszkodzonym”.

2.4. Podpory

Przęsła analizowanego mostu oparte są swobodnie na żelbetowych podporach. Podpory skrajne to przyczółki o skrzydłach równoległych do osi obiektu, a podpory pośrednie to filary o pełnych trzonach. Wszystkie podpory są posadowione bezpośrednio ([1] do [5]).

Wybudowano podpory pod dwa, równoległe ciągi przęseł (dwa tory kolejowe). Obecnie przęsła zabudowane są w jednym ciągu (jeden tor kolejowy).

2.5. Łożyska

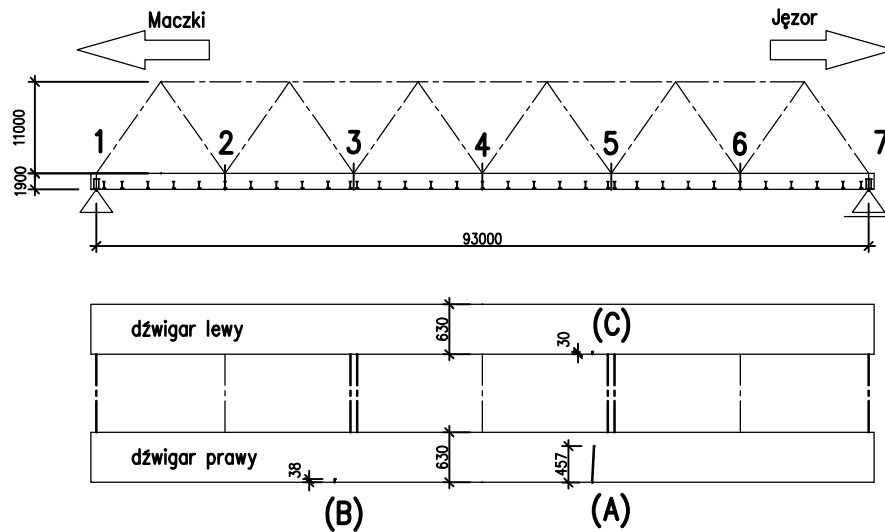
Wszystkie przęsła wyposażono w stalowe łożyska. Od strony stacji Maczki znajdują się łożyska stałe wahaczowe, a od strony stacji Jęzor umieszczono łożyska ruchome, jednokierunkowo przesuwne, wałkowe.

3. OPIS AWARII

3.1. Uwagi wstępne

W dniu 4 listopada 1992r., podczas obchodu torów, zauważone zostało poważne pęknięcie przęsła nad torami PKP i kolei piaskowej. Pęknięciu uległa półka górna pasa dolnego w węźle piątym prawego dźwigara kratowego. W toku dokładniejszych oględzin konstrukcji stwierdzono jeszcze dwa dodatkowe pęknięcia w węźle półek górnych pasów dolnych tego samego przęsła. Schemat kratownicy oraz numerację jej węzłów wraz z umiejscowieniem pęknięć pokazano na Rys. 3-1. Rysunek ten został wykonany w skażonej skali.

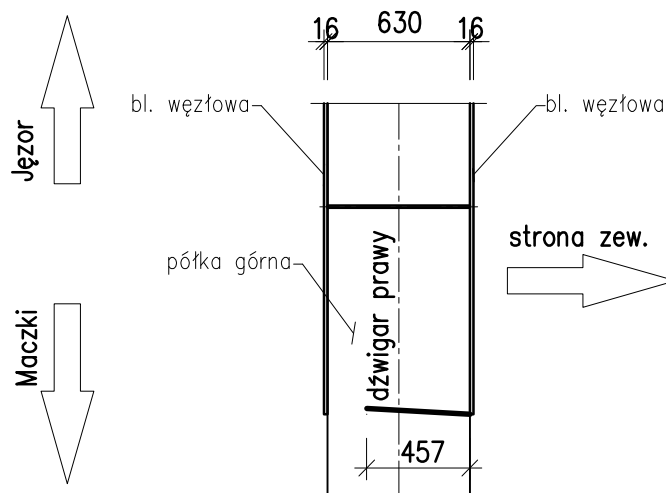
Wszystkie węzły, w których wystąpiły pęknięcia charakteryzują się położeniem w okolicy przerwy w betonowym korycie pomostu.



Rys. 3-1. Schemat kraty i usytuowanie pęknięć pasa dolnego

3.2. Pęknięcie (A)

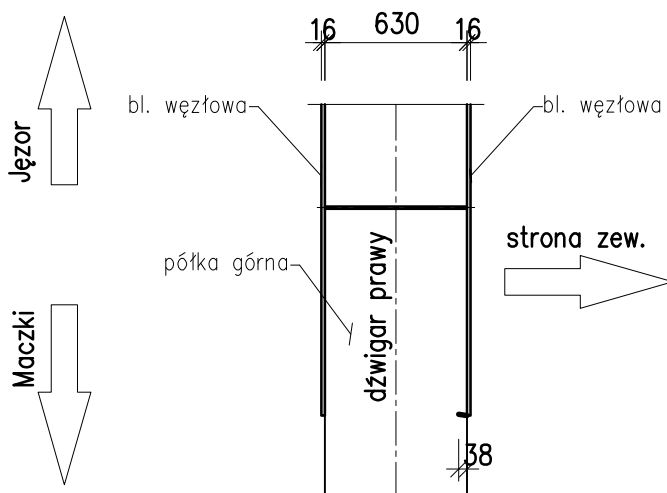
Pęknięciu (A) uległa półka górna pasa dolnego w piątym węźle prawego dźwigara kratowego (patrząc zgodnie z kilometrażem od strony stacji Maczki w kierunku stacji Jęzor). Znajdowało się ono od zewnętrznej strony przęsła. Przedstawione na Rys. 3-2 największe pęknięcie (A) zatrzymało się w odległości 457mm od brzegu pasa.



Rys. 3-2. Pęknięcie (A). Prawy pas dolny kratownicy w węźle nr 5

3.3. Pęknięcie (B)

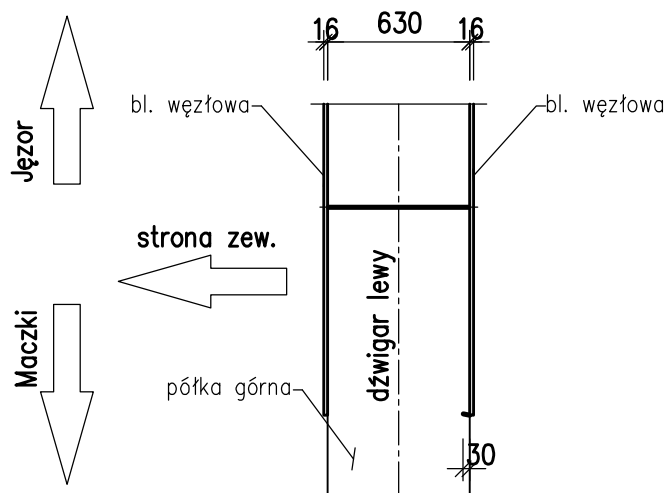
W toku dokładniejszych oględzin konstrukcji stwierdzono dodatkowe pęknięcie półki górnej pasa dolnego tego samego przęsła. Było to pęknięcie oznaczone jako (B). Znajdowało się ono przy trzecim węźle prawego dźwigara kratowego. Zatrzymało się w odległości 38mm od brzegu pasa (Rys. 3-3).



Rys. 3-3. Pęknięcie (B). Prawy pas dolny kratownicy w węźle nr 3

3.4. Pęknięcie (C)

Trzecie pęknięcie (C) zauważono przy piątym węźle lewego dźwigara. Pęknięcie (C) wystąpiło od wewnętrznej strony przęsła i zatrzymało się w odległości 30mm od brzegu pasa (Rys. 3-4).



Rys. 3-4. Pęknięcie (C). Lewy pas dolny kratownicy w węźle nr 5

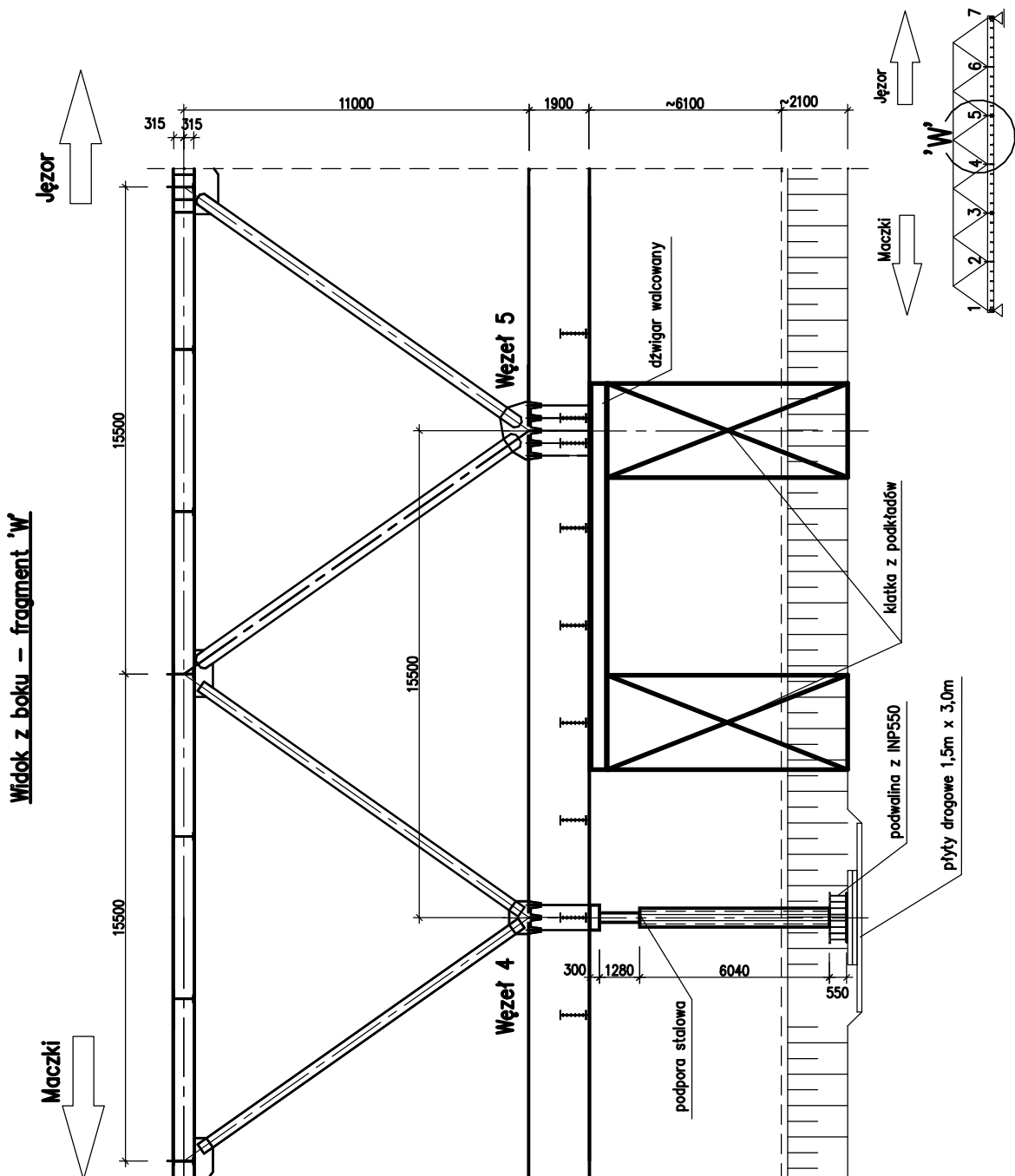
3.5. Inne pęknięcia

Ponadto stwierdzono pęknięcie w środku prawego pasa dolnego, przebiegające od istniejącego, największego pęknięcia (A) półki górnej, prostopadłe do niej, przez całą wysokość spoiny pomiędzy środkiem i półką i dalej zakręcające w kierunku węzła. W początkowym przebiegu (na długości ok. 10mm) rysa była wyraźna, a dalej zanikała. Całkowita długość tego pęknięcia sięgała ok. 50mm.

3.6. Działania doraźne

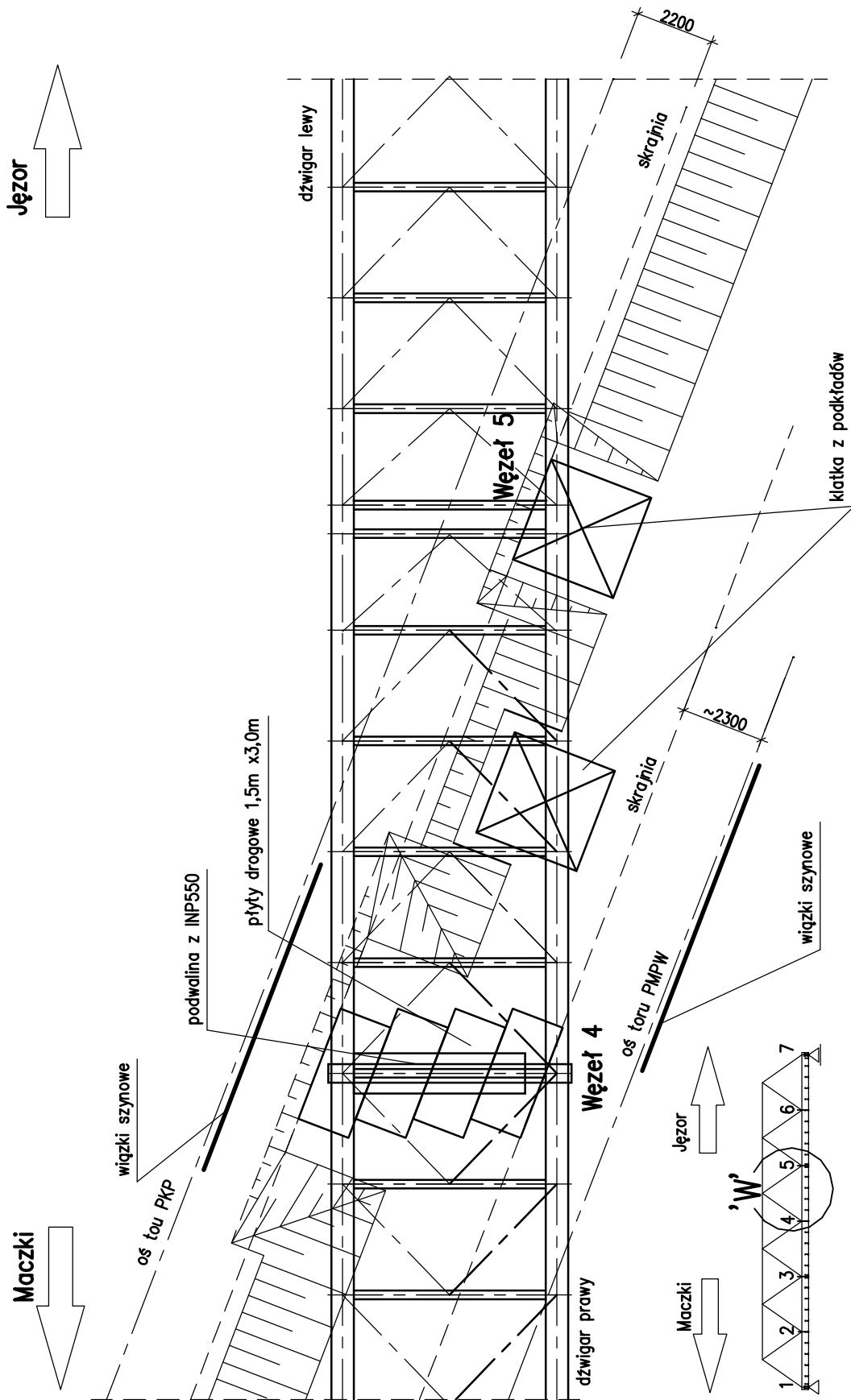
Po stwierdzeniu uszkodzeń został natychmiast wstrzymany ruch pociągów. Pęknięcia poddano stałej obserwacji.

W celu odciążenia konstrukcji zdjęto nawierzchnię kolejową wraz z podsypką tłuczniową. Wykonane zostały trzy podpory awaryjne z klatek z podkładów kolejowych. Dwie klatki zostały ustawione w rejonie uszkodzonego węzła nr 5. Na tych klatkach ułożono stalowe dźwigary dwuteowe podpierające bezpośrednio pas dolny kratownicy. Trzecią klatkę, którą zastąpiono podporą stalową, ustawiono pod drugim pasem kraty w rejonie węzła nr 4. Ponadto, z uwagi na bezpośrednie sąsiedztwo klatki z torem, zostały założone na torze wiązki szynowe (Rys. 3-5 i Rys. 3-6).



Rys. 3-5. Widok z boku z podporami awaryjnymi

Widok z góry – fragment 'W'



Rys. 3-6. Widok z góry z podporami awaryjnymi

4. DOKUMENTACJA PROJEKTOWA I DOKUMENTACJA BUDOWY

Eksploatacja przęseł blachownicowych przebiegała normalnie i jak już wspomniano nie będą one przedmiotem dalszych rozważań. Natomiast szczegółowej analizie poddano dokumentację związaną z przęsłami kratowymi.

4.1. Dokumentacja projektowa

4.1.1 Uwagi ogólne

Analizowana w niniejszym rozdziale dokumentacja projektowa dotyczy projektów [2] do [5]. Obiekt został zaprojektowany zgodnie z normą [98] dla schematu obciążeń NC.

4.1.2 Uwagi konstrukcyjne

Dźwigar główny przęsła kratowego zaprojektowano korzystając ze schematu statycznego tzw. kratownicy ze sztywnym, obciążonym międzywęzłowo pasem dolnym. Jest to układ wielokrotnie, wewnątrz statycznie niewyznaczalny.

Przęsło w rzucie poziomym jest stosunkowo smukłe ($B/L_r=15,5$), a zatem dość wrażliwe na działania poziome prostopadłe do osi podłużnej. W takiej sytuacji istotne znaczenie ma forma konstrukcyjna części pomostowej warunkująca sztywność poziomej „tarczy” pomostowej i stopień przeciążenia dźwigarów pasa dolnego jako brzegowych elementów tarczy.

Zaprojektowano pomost jezdny w postaci żelbetowej płyty zespolonej z poprzecznicami. Płyta ta jest dwukrotnie na długości przęsła dylatowana poprzecznie. W miejscach dylatacji zastosowano po dwie poprzecznicę w rozstawie $s=0,8$ m. Układ taki pozwala traktować pomost dolny jako trzy poziome tarcze połączone ze sobą w pasach dolnych. Zwraca się uwagę, że zastosowano obniżone poprzecznicę bez usztywnień narożnych w połączeniach z blachownicą stanowiącą pas dolny kratownicy. W uszkodzonym przęśle (przęsło nad torami), płyta żelbetowa jest odsunięta od lica wewnętrznych żeber usztywniających pas dolny o 0,285m. W nieuszkodzonym przęśle nad rzeką styka się z żebrami usztywniającymi.

Takie rozwiązanie powoduje, że górna część blachownicy ma dużą swobodę przemieszczeń poziomych (prostopadłe do osi podłużnej obiektu). W przypadku takim przekrój poprzeczny przęsła staje się mniej odporny na skręcanie i zginanie poziome (osłabiony efekt pracy blachownic jako pasów stężeń wiatrowych).

Wspomniane wpływy mogą prowadzić do przeciążenia pasów blachownic. Ponadto przy obciążeniu międzywęzłowym, w długich przedziałach między węzłami, słabo usztywniony poprzeczny przekrój blachownic jest wrażliwy na zwichrzenie.

Zwraca się uwagę na to, że w klasycznych układach dźwigarów kratowych konstrukcja węzła obejmuje całą wysokość pasa i tym samym rozkład sił na tej wysokości jest bardziej równomierny. W przypadku kraty z tzw. sztywnym pasem, wprowadzenie sił z krzyżulców ma miejsce na obszarze górnej półki blachownicy (strefa koncentracji), po czym następuje dystrybucja sił na cały jej przekrój. Jest to kolejny niekorzystny efekt wynikający z przyjętego układu konstrukcyjnego.

4.1.3 Uwagi dotyczące obliczeń statycznych

Po zapoznaniu się z istniejącą dokumentacją projektową stwierdzono, że wykonane obliczenia statyczne są trudno sprawdzalne. W tekście obliczeń statycznych zamieszczono tylko wyznaczone przy użyciu programu komputerowego wartości ekstremalnych sił wewnętrznych. W szczególności brak jest informacji o sposobie uwzględnienia mimośrodowego połączenia krzyżulców z pasami, sposobie uwzględnienia obciążeń międzywęzłowych i procedurze określenia ekstremalnych sił wewnętrznych (prawdopodobnie była to metoda linii wpływowych i sukcesywnego przesuwania grupy obciążeń normowych).

Z tych powodów weryfikacja dokumentacji projektowej w celu sprawdzenia poprawności obliczeń statyczno-wytrzymałościowych jest praktycznie możliwa tylko przez wykonanie niezależnych obliczeń. Sprawdzające obliczenia wykonałem w ekspertyzie [20] i omówiłem w rozdziale 5.2 niniejszego opracowania.

4.1.4 Wymagania dotyczące materiałów i spoin

4.1.4.1 *Materiały*

Na konstrukcję mostu przewidziano stal niskostopową o podwyższonej wytrzymałości w gatunku 18G2A zgodnie z normą [99], zaś na elementy oznaczone gwiazdką - stal St3M wg normy [102].

Z atestów hutniczych [17] wynika, że na konstrukcję mostu zamówiono stal w odmianie plastyczności R (udarność $30\text{J}/\text{cm}^2$ przy temperaturze badania -40°C na próbkach z karbem Mesnager pobranych w kierunku poprzecznym do kierunku walcowania). Nie we wszystkich atestach hutniczych i zaświadczeniach odbioru technicznego materiału podano wielkości poziomu udarności.

Do badań składu chemicznego metodą spektralną [17] pobrano dwie próbki (III P i III L) w okolicach pęknięć. Następnie w każdej z nich dwukrotnie oznaczono składniki przewidziane normą [99]. Odchyłek od składu chemicznego stali 18G2A nie stwierdzono.

Tab. 4-1. Skład chemiczny pobranych próbek stali [%]

Próbka	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni
III P-1	0,20	0,31	1,35	0,035	0,016	0,040	0,05
III P-2	0,20	0,31	1,32	0,035	0,014	0,040	0,04
III L-1	0,23	0,32	1,37	0,037	0,020	0,035	0,05
III L-2	0,18	0,30	1,31	0,032	0,015	0,035	0,05

4.1.4.2 *Spoiny*

Na rysunku konstrukcyjnym dźwigara głównego podano uwagę, aby wszystkie spoiny czołowe w pasie dolnym wykonane były jako specjalnej jakości z wadliwością, co najmniej w klasie 2 zgodnie z normą [100]. Spoiny te opisano również w oznaczeniu odpowiednich styków. Wymagania jakościowe dla spoin specjalnej jakości jak to wynika z przeprowadzonych badań radiograficznych [9] są spełnione.

W pasie górnym kratownicy zaznaczono styki doczołowe pasów i środników bez podania uwag jakościowych. Należy więc przypuszczać, że powinny one być wykonane jako normalnej jakości z wadliwością, co najmniej w klasie 3 wg normy [100]. W oznaczeniach spoin czołowych brak jest znaku podpawania. Grubość spoin pachwinowych podana jest we wszystkich przekrojach dwuteowych, a także w połączeniach żeber ze środnikami i pasami. Oznaczenia tych spoin nie są jednak zgodne z normą [103].

4.1.5 Podsumowanie

W samym projekcie zwraca uwagę niekorzystnie przyjęty układ konstrukcyjny (rozdział 4.1.2). Można również mieć pewne zastrzeżenia do załączonych obliczeń statycznych (rozdział 4.1.3). Natomiast wymagania dotyczące materiałów i spoin (rozdział 4.1.4) nie budzą zastrzeżeń.

W zakresie części rysunkowej, dokumentacja projektowa jest czytelna i obszerna. Zawiera elementy dodatkowe takie, jak projekt zamienny podpór, adaptację projektu konstrukcji stalowej jednego przęsła kratowego, zamienny rysunek zbrojenia płyty pomostowej. Mimo to łatwo można odnaleźć praktycznie każdy szczegół konstrukcyjny. Świadczy to o tym, że forma organizacji projektu została przemyślana, a samo konstruowanie i kreślenie wykonano starannie.

4.2. Dokumentacja budowy

4.2.1 Uwagi wstępne

Istniejąca dokumentacja budowy jest obszerna. Obejmuje dzienniki budowy [6], protokoły [7] do [9], [14] i [15], inwentaryzację [10], sprawozdanie [11], atesty stali [12] i zaświadczenia [13]. Nie mniej nie obejmuje następujących elementów:

- zdjęć rentgenograficznych spoin;
- świadectw jakości łączników;
- protokołów odbioru technicznego poszczególnych elementów konstrukcji obiektu (montażu poszczególnych przęseł, podpór);
- końcowego operatu geodezyjnego.

W protokole odbioru końcowego [15] stwierdzono, że komisja odbiorcza zapoznała się z rentgenogramami spoin, wszystkimi wymaganymi świadectwami jakości i odpowiednimi danymi geodezyjnymi.

4.2.2 Odbiory warsztatowe

Zgodnie z normą [101] wykonano w wytwórni próbny montaż konstrukcji stalowej. Protokoły odbioru wewnętrznego [7] i [8] stwierdzają, że użyte materiały są zgodne z dokumentacją i posiadają atesty hutnicze. Zawierają ponadto stwierdzenie, że wymiary poszczególnych elementów mieszczą się w granicach tolerancji, spoiny zostały wykonane przez spawaczy uprawnionych, spoiny czołowe zostały poddane kontroli radiograficznej [9] i ocenione jako dobre, a spoiny pachwinowe zostały wykonane w granicach tolerancji.

Treść wspomnianych protokołów jest identyczna, a w komisji odbiorczej uczestniczyli przedstawiciele producenta konstrukcji. Skład komisji i stereotypowa treść protokołów nasuwa wątpliwości czy odbiór wewnętrzny został przeprowadzony z właściwą dokładnością.

Protokoły odbioru technicznego poszczególnych przęseł po próbnym scaleniu na warsztacie [8] zawierają zalecenia dotyczące usunięcia drobnych usterek konstrukcji stalowej. Brak jest formalnego stwierdzenia, że usterki te zostały usunięte.

W protokołach odbioru wewnętrznego i technicznego po próbnym scaleniu konstrukcji dźwigarów kratowych nie wspomniano o istotnym odstępstwie od projektu w postaci wykonania dodatkowych spoin pionowych pomiędzy blachami węzłowymi i półką górną blachownicy, która stanowi pas dolny kratownicy. Ponadto nie ustosunkowano się do tego faktu.

4.2.3 Dzienniki budowy

Dzienniki budowy [6] składają się z sześciu tomów. Pierwszy wpis do dziennika budowy nr 1 został wykonany bez daty i dotyczy tyczenia podpór z dnia 5.09.1982r. Brak również wpisu wykonawcy o rozpoczęciu budowy obiektu.

W dzienniku budowy nr 5 można od dnia 26.03.1987÷24.04.1987r. znaleźć wpisy dotyczące montażowej strzałki w przęśle uszkodzonym. Z punktu widzenia przyczyn zaistniałej awarii wpisy te są interesujące. Wynika z nich, że w konstrukcji przęsła uszkodzonego występowały odchyłki montażowe. Zinwentaryzowana różnica pomiędzy lewym i prawym dźwigarem na końcu przęsła od strony stacji Maczki (Rys. 3-1) wynosiła 2mm, a od strony stacji Jęzor dochodziła do 9mm. Świadczy to o skręceniu całego przęsła. Kolejne wpisy do dziennika budowy wykonane przez inspektora nadzoru i kierownika budowy dotyczą między innymi korekty geometrii przęsła. Należy przypuszczać, że na tym etapie budowy zostały wprowadzone do konstrukcji dodatkowe naprężenia montażowe.

Ostatni wpis do dziennika budowy nosi datę 12.12.1989r. i dotyczy usunięcia usterek na obiekcie, a także zgłoszeniu go do odbioru końcowego. Dzienniki poza wspomnianymi uchybieniami formalnymi były prowadzone starannie, z odbiorami robót zanikających i z obszerną korespondencją na tematy wątpliwe. Wprowadzone zmiany konstrukcyjne w stosunku do P.T. dotyczą korekty poziomu posadowienia, zmian rodzaju stali zbrojeniowej oraz nitów. Wszystkie zmiany zostały odpowiednio uzgodnione i uzyskały akceptację projektanta. Zasadnicze uwagi technicznego nadzoru inwestycyjnego dotyczyły jakości połączeń nitowanych. Kwestionowane nity zostały wymienione. Poprawiane połączenia zostały odebrane przez inspektora nadzoru.

4.2.4 Odbiór końcowy

Sprawozdanie z próbnego obciążenia [11] zawiera opis i wyniki próby statycznej i dynamicznej. Wyniki badań są pozytywne. Pomierzone odkształcenia sprężyste kształtują się na poziomie około 80% obliczonych teoretycznie.

Wyniki badań uszkodzonego przęsła nad torami były w zakresie ugięć sprężystych nieznacznie gorsze od wyników badań przęsła kratowego nad rzeką. Pomierzone ugięcia trwale kształtowały się na poziomie $0,5 \pm 1,3\%$ pomierzonych ugięć sprężystych.

Wyniki próbnego obciążenia uznano za zadawalające, a same opracowanie za wykonane czytelnie i rzeczowo.

4.2.5 Posumowanie

Podsumowując omówienie dokumentów budowy, ocenia się je pozytywnie z zastrzeżeniem, co do protokołów wewnętrznego odbioru warsztatowego konstrukcji stalowej (rozdział 4.2.2). Protokoły te mają bardziej charakter formalny niż merytoryczny. Również niektóre wpisy do dzienników budowy wydają się być istotne z punktu widzenia przyczyn uszkodzenia (rozdział 4.2.3). Natomiast odbiór końcowy (rozdział 4.2.4) nie budzi zastrzeżeń.

4.3. Różnice w konstrukcji przęseł kratowych

4.3.1 Uwagi ogólne

Przęsła kratowe zostały wybudowane według różnych adaptacji typowego projektu jednotorowego mostu kolejowego o rozpiętości $L_r=93,0$ m. Był on bazą wielu podobnych obiektów na liniach kolejowych (w tym pierwszorzędnych magistral). Adaptacje wynikały głównie ze spostrzeżonych pewnych usterek projektu typowego, a szczególnie wrażliwości dynamicznej wybudowanych na jego podstawie obiektów. W wyniku tego dwie na pozór bliźniacze konstrukcje przedmiotowego przejścia w niektórych szczegółach różniły się.

Przęsło uszkodzone (nad torami) zostało zaprojektowane i wykonane indywidualnie dla omawianego obiektu.

Przęsło nieuszkodzone (nad rzeką) zaprojektowano i wykonano warsztatowo z myślą o innym przeznaczeniu, a następnie adaptowano i zabudowano w opisywanym moście. Pierwotne przeznaczone ono było dla II etapu budowy Centralnej Magistrali Kolejowej PKP na odcinku Idźkowice-Grodzisk dla obiektu nr 267 w km 210,1+29,71. Adaptacja polegała na przeprojektowaniu żelbetowej płyty pomostowej (wysokość gzymsów i układ zbrojenia), wzmocnieniu poprzecznic skrajnych, zwiększeniu grubości nakładek stykowych w połączeniach poprzecznic z pasem dolnym, przeprojektowaniu żeber usztywniających w węzłach pasa dolnego oraz zmianie zakończeń wiatrownic dolnych. Ponadto zaprojektowano nowy chodnik dla służby kolejowej.

Konstrukcje obydwu przęseł kratowych różnią się nieznacznie. Co można łatwo zauważyć na załączonych Rys. 2-2, Rys. 2-4 i Rys. 4-1. Jednak w trakcie szczegółowych oględzin i po analizie istniejącej dokumentacji projektowej [2] do [5] zauważono pewne różnice.

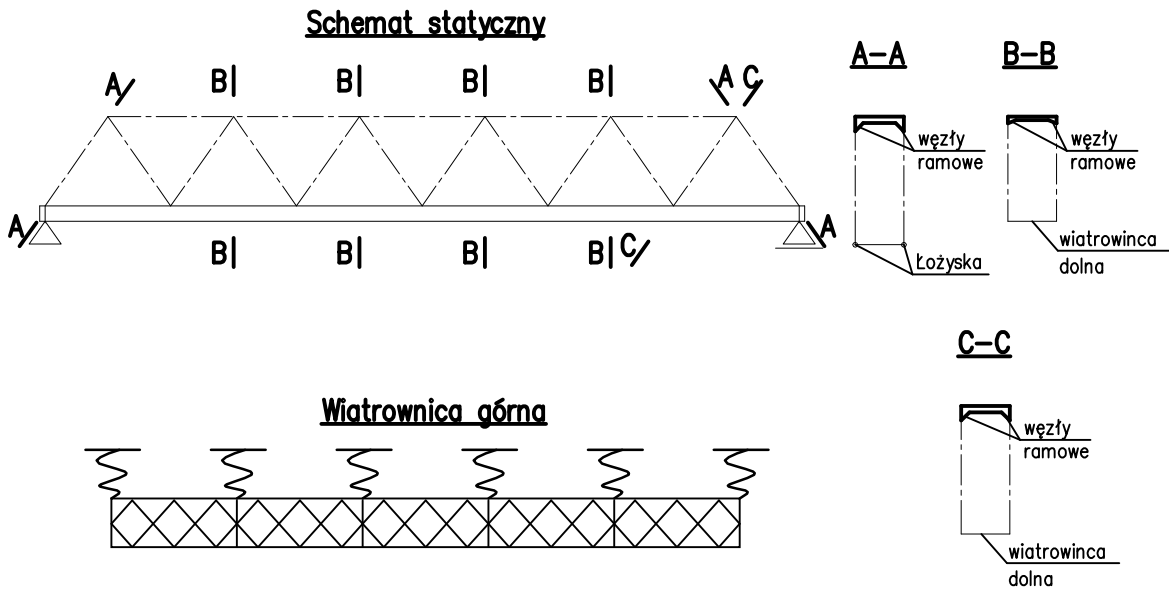
4.3.2 Układ poprzeczny

W układzie poprzecznym uszkodzone przęsło (nad torami) jest stężone silniej, ma bowiem poprzeczne ramy portalowe w płaszczyźnie każdego krzyżulca. Widać to wyraźnie na załączonym Rys. 4-1, który przedstawia widok wzdłuż obiektu. Na pierwszym planie znajduje się uszkodzone przęsło (nad torami).



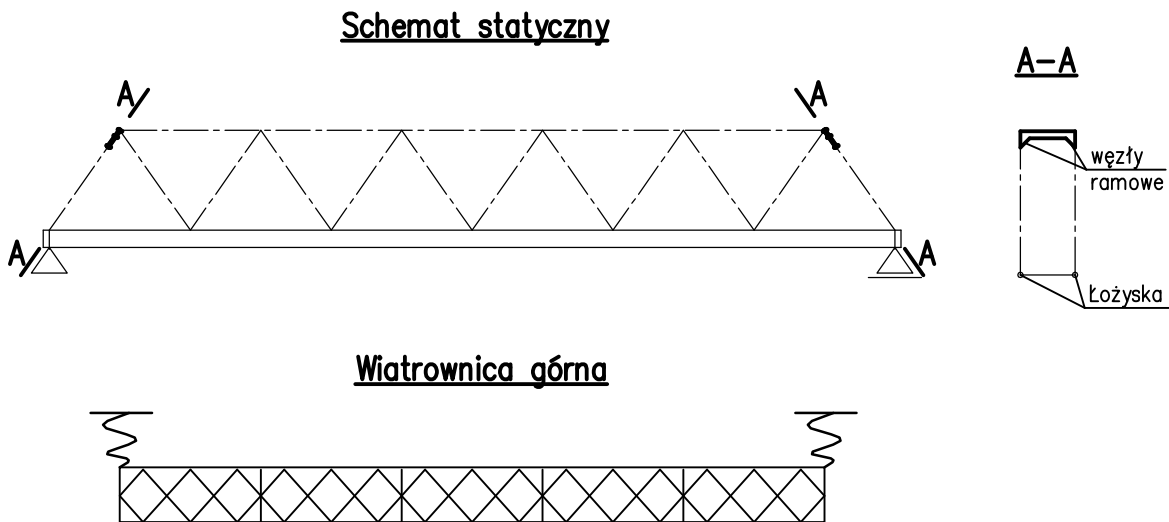
Rys. 4-1. Widok wzdłuż obiektu

Podparcie skośnymi portalami w przęsle uszkodzonym powoduje przekazanie sił od obciążeń prostopadłych do osi podłużnej obiektu (wiatru i ściskania pasa górnego kratownicy głównej) z wiatrownicy górnej na łożyska i wiatrownicę dolną w każdym węźle co 15,5m (Rys. 4-2).



Rys. 4-2. Przęsło uszkodzone. Schemat statyczny wiatrownicy górnej

W nieuszkodzonym przęśle (nad rzeką) nie występują sztywne pionowe węzły ramowe w każdym węźle (co 15,5m) wiatrownicy górnej. Jej stateczność ogólna jest zachowana poprzez skrajne ramy portalowe (Rys. 4-3).



Rys. 4-3. Przęsło nieuszkodzone. Schemat statyczny wiatrownicy górnej

4.3.3 Węzły kraty głównej

Obie kratownice różnią się sposobem kształtowania połączeń poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Rys. 4-4 przedstawia węzeł kraty głównej w przęśle uszkodzonym. Jest to widok na węzeł przy przerwie dylatacyjnej w żelbetowym korycie. Natomiast na Rys. 4-5 pokazano widok na odpowiadający węzeł w przęśle nieuszkodzonym. Jak łatwo zauważyć w uszkodzonym przęśle węzeł jest bardziej rozbudowany.

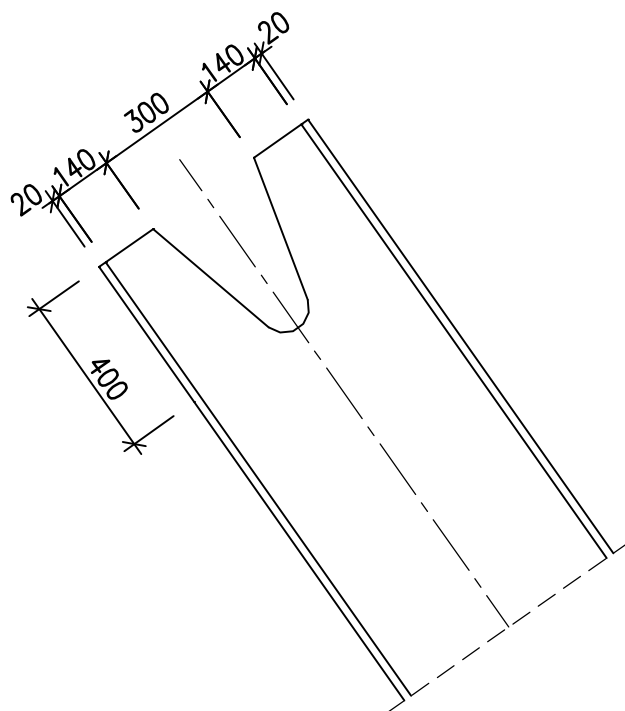
Środniki krzyżulców są zakończone w odległości 80mm od półki górnej blachownicy pasa dolnego kratownicy w uszkodzonym przęśle (Rys. 2-5). Natomiast w nieuszkodzonym przęśle (nad rzeką) wycięte są trapezy, których koniec znajduje się na wysokości 800mm od półki górnej blachownicy pasa dolnego kratownicy (Rys. 4-6).



Rys. 4-4. Przęsło uszkodzone. Widok na węzeł przy przerwie dylatacyjnej w korycie



Rys. 4-5. Przęsło nieuszkodzone. Widok na węzeł przy przerwie dylatacyjnej w korycie

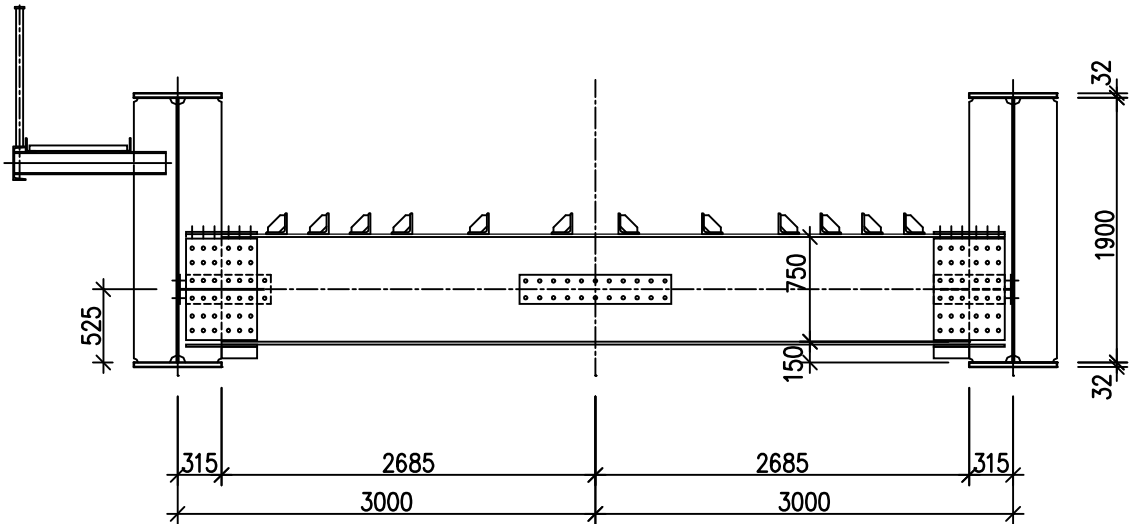


Rys. 4-6. Przęsło nieuszkodzone. Wycięcie w środkach krzyżulców

4.3.4 Poprzecznice

Żelbetowa płyta pomostowa ma różną szerokość. Jest to związane z ukształtowaniem połączeń poprzecznic z pasami dolnymi. Poprzecznice w przęśle uszkodzonym są połączone z pasem dolnym dźwigara głównego w sposób przenoszący częściowo moment (Rys. 4-7).

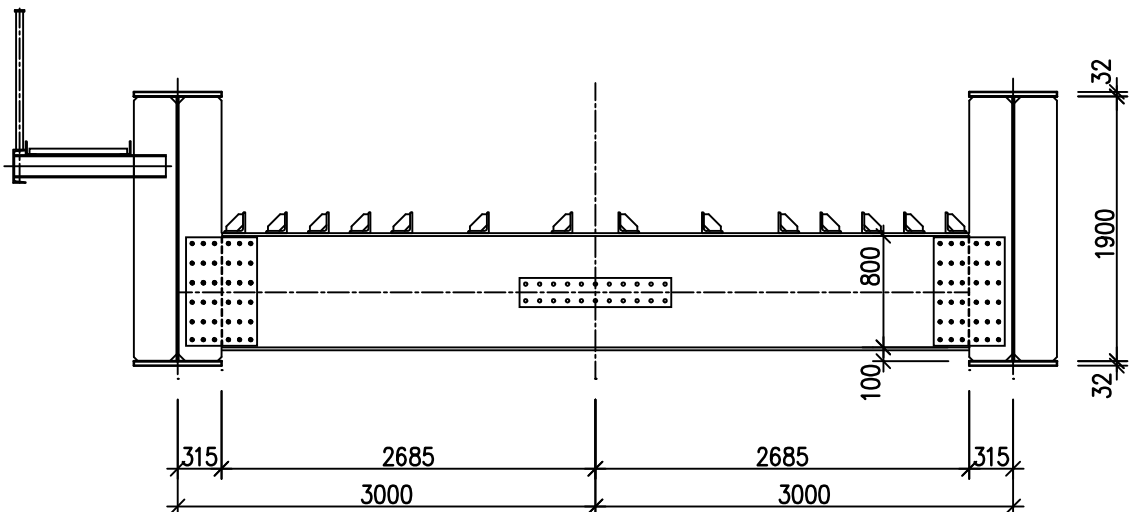
PRZEKRÓJ POPRZECZNY



Rys. 4-7. Konstrukcja poprzecznic w przęśle uszkodzonym

Na Rys. 4-8 przedstawiono poprzecznicę w przęśle nieuszkodzonym. Zostały one wykonstruowane w ten sposób by przenosić tylko siły tnące na pas dolny dźwigara głównego.

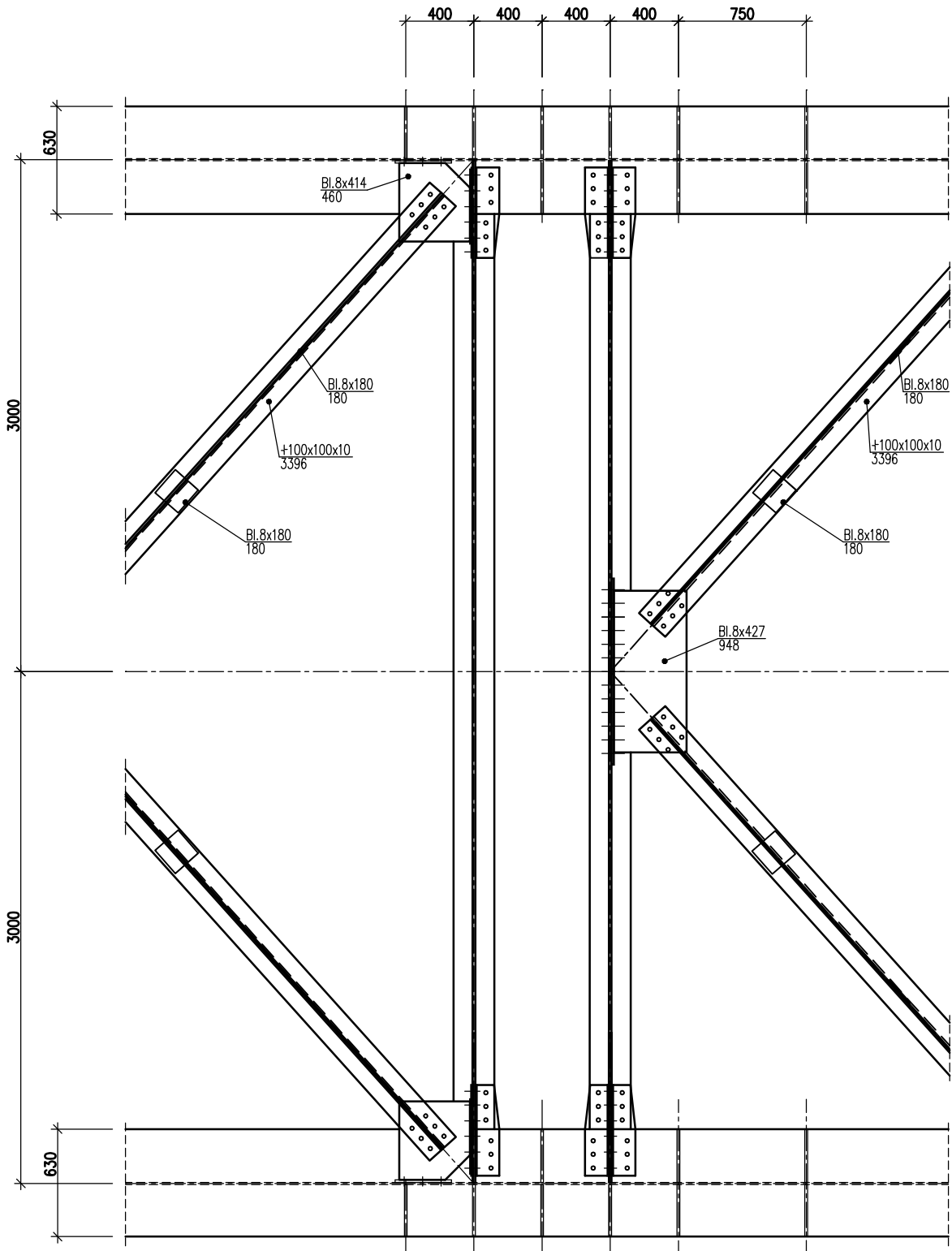
PRZEKRÓJ POPRZECZNY



Rys. 4-8. Konstrukcja poprzecznic w przęśle nieuszkodzonym

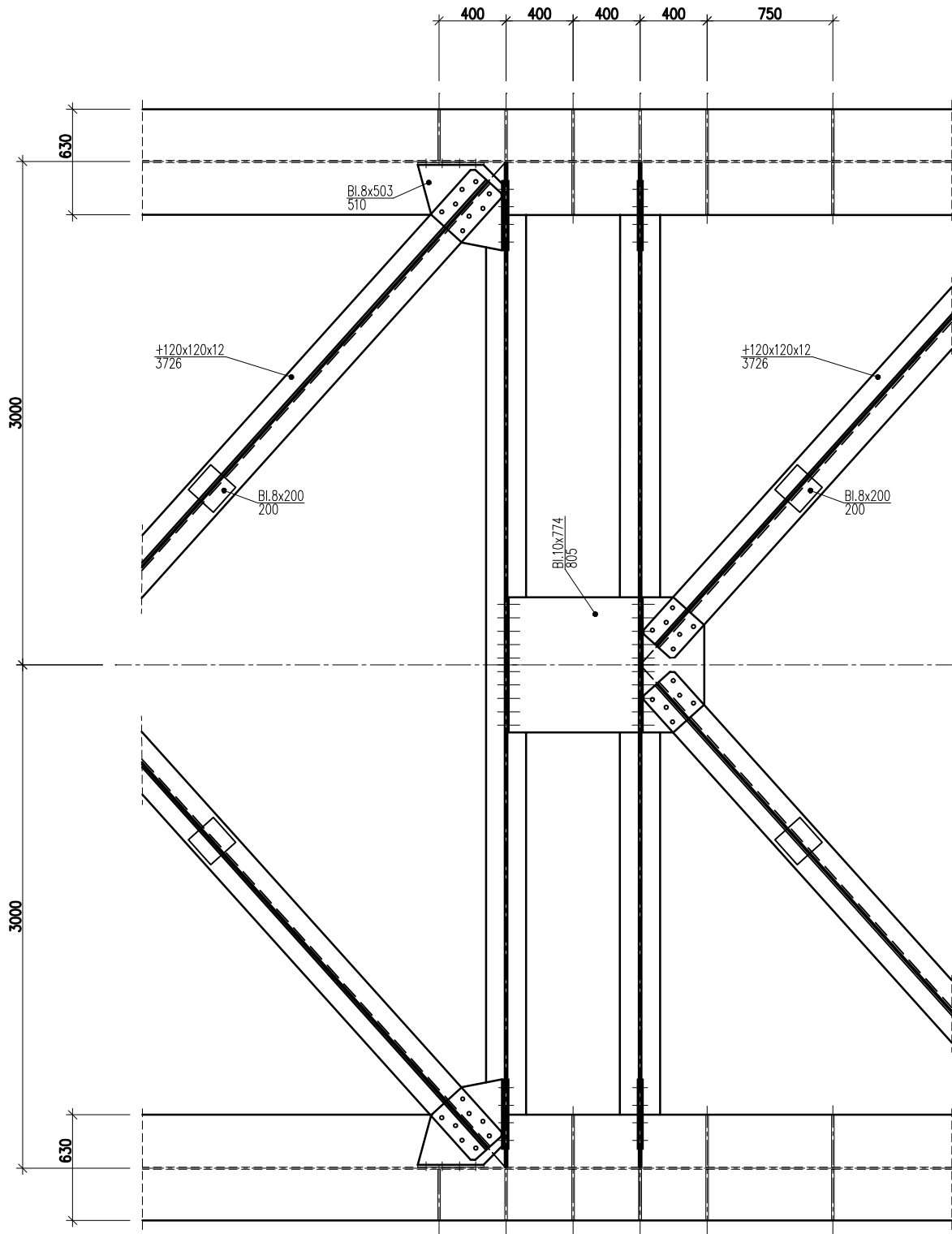
Ponadto poprzecznicę w obu kratownicach różnią się wysokością. W nieuszkodzonym przęśle (nad rzeką) są one wyższe o 50mm od odpowiednich poprzecznic w przęśle uszkodzonym.

Widok z góry na obie poprzecznice znajdujące się w sąsiedztwie dylatacji w uszkodzonym przęśle przedstawia Rys. 4-9. Są one utwierdzone w pasie dolnym dźwigara kratowego. Natomiast brak jest jakichkolwiek połączeń pomiędzy nimi.



Rys. 4-9. Widok z góry na poprzecznice w sąsiedztwie dylatacji w przęśle uszkodzonym

W przypadku poprzecznic przydylatacyjnych w przęśle nieuszkodzonym projektant przewidział zamontowanie jednej przewiązki w środku rozpiętości (Rys. 4-10).



Rys. 4-10. Widok z góry na poprzecznicę w sąsiedztwie dylatacji w przęśle nieuszkodzonym

4.3.5 Podsumowanie

Konstrukcje obydwu przęseł kratowych różnią się nieznacznie. W związku z tym, że tylko jedno z nich uległo awarii przeanalizowano różnice w konstrukcji obydwu przęseł kratowych. Ich określenie mogłoby wyjaśnić zaistniałą sytuację. Wszystkie różnice, które zauważono w trakcie szczegółowych oględzin i po analizie istniejącej dokumentacji projektowej zostały opisane i udokumentowane rysunkowo w rozdziale 4.3.

4.4. Wnioski

Wszystkie rozważania, porównania, spostrzeżenia i uwagi dotyczące rozdziału 4 zebrano w tym miejscu w formie wniosków.

Z punktu widzenia przyczyn zaistniałej awarii istotne są:

- a) efekty wynikające z niekorzystnie przyjętego układu konstrukcyjnego:
 - duża smukłość przęsła w rzucie poziomym ($B/L_r=15,5$);
 - dwukrotne na długości przęsła zdylatowanie poprzeczne żelbetowej płyty pomostowej;
 - zastosowanie obniżonych poprzecznicy bez usztywnień narożnych w połączeniach z blachownicą pasa dolnego kratownicy;
 - wprowadzenie sił z krzyżulców tylko na obszarze górnej półki blachownicy pasa dolnego kratownicy;

- b) błędy wykonawcze:
 - wykonanie dodatkowych spoin pionowych pomiędzy blachami węzłowymi i półką górną blachownicy pasa dolnego kratownicy;
 - wprowadzenie na etapie budowy naprężeń montażowych, a następnie zmontowanie ze skręceniem całego przęsła uszkodzonego;

- c) różnice w konstrukcji przęseł kratowych:
 - w uszkodzonym przęśle występują poprzeczne ramy w płaszczyźnie każdego krzyżulca, a w nieuszkodzonym przęśle tylko skrajne ramy portalowe;
 - w uszkodzonym przęśle węzeł kraty głównej jest bardziej rozbudowany niż w przęśle nieuszkodzonym;
 - poprzecznicę w przęśle uszkodzonym przenoszą częściowo moment zginający, a w przęśle nieuszkodzonym przenoszą tylko siły tnące na pas dolny dźwigara kratowego;
 - poprzecznicę przydylatacyjną w przęśle uszkodzonym nie są ze sobą połączone, a w przęśle nieuszkodzonym zamontowano jedną przewiązkę w środku ich rozpiętości.

Należy zauważyć, że potencjalne przyczyny awarii wymienione tutaj w punktach a) i b) występowały w obu przęsłach kratowych. Jednak mimo identycznych obciążeń tylko jedno przęsło uległo awarii. W związku z tym główną przyczyną awarii należy poszukiwać wśród różnic konstrukcyjnych obydwu przęseł kratowych wymienionych w punkcie c).

5. DOTYCHCZAS WYKONANE OPRACOWANIA

5.1. Uwagi ogólne

Jak już wspomniano w rozdziale 3, w listopadzie 1992r. stwierdzono poważne pęknięcia w dolnym pasie kratownicy w przęśle nad torami. Zostało ono tymczasowo zabezpieczone wg opisu w rozdziale 3.6. Jednocześnie podjęto działania zmierzające do opracowania projektu remontu i znalezienia przyczyn powstania pęknięć.

Położone w tym samym torze, a więc obciążone tym samym ruchem, przęsło nad rzeką Białą Przemszą pozostało nienaruszone.

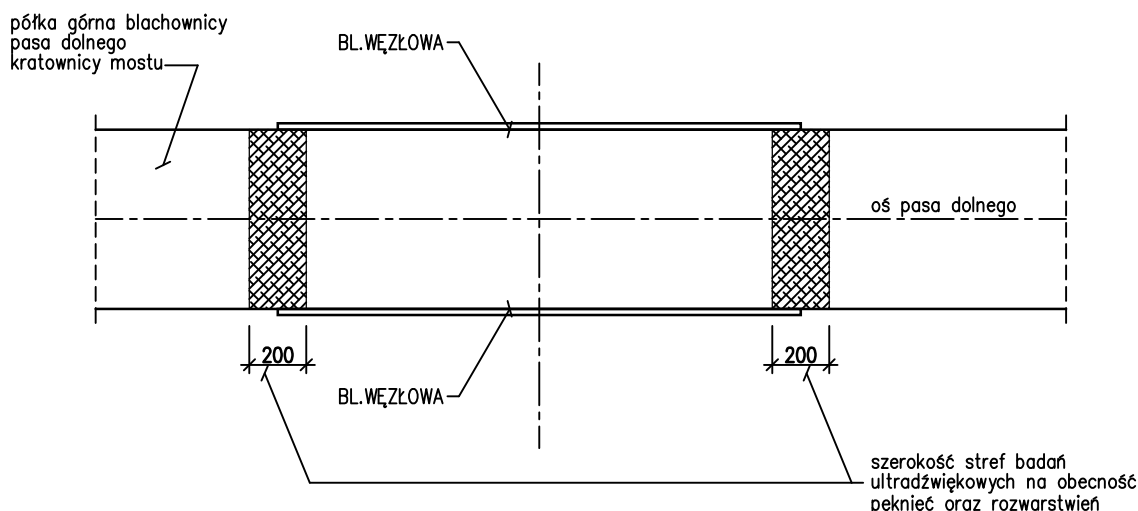
Określenie przyczyn awarii stało się przedmiotem kilku kolejnych opracowań ekspertyzowych ([16] do [20]), projektu [21] i trzech opracowań naukowych ([68], [88] i [89]).

Te ostatnie przedstawiono na dwóch kolejnych ogólnopolskich konferencjach dotyczących awarii budowlanych. Wzbudziły tam bardzo szeroką dyskusję, nawet w okresie między konferencjami.

5.2. Ekspertyzy i projekty

Pierwsze opracowanie ekspertyzowe [16] powstało w grudniu 1992r. Jest to pierwsza część projektu zabezpieczenia i rekonstrukcji mostu kolejowego (obiekt nr 614) w km 4,460 jednotorowej linii PKP Mysłowice Brzezinka-Jęzor-Dorota (BJD). Kolejne trzy opracowania [17] do [19] stanowią załączniki do [16].

Pierwszy załącznik [17] dotyczy badań pęknięć oraz badań stali. Analiza składu chemicznego metoda spektralną potwierdziła, że konstrukcja mostu jest wykonana ze stali 18G2A. Ponadto wykonano badania metodą ultradźwiękową w celu wykrycia pęknięć oraz rozwarstwień. Badania te wykonano we wszystkich węzłach pasa dolnego kratownicy. Miejsca badań w przykładowym węźle przedstawiono na poniższym Rys. 5-1.



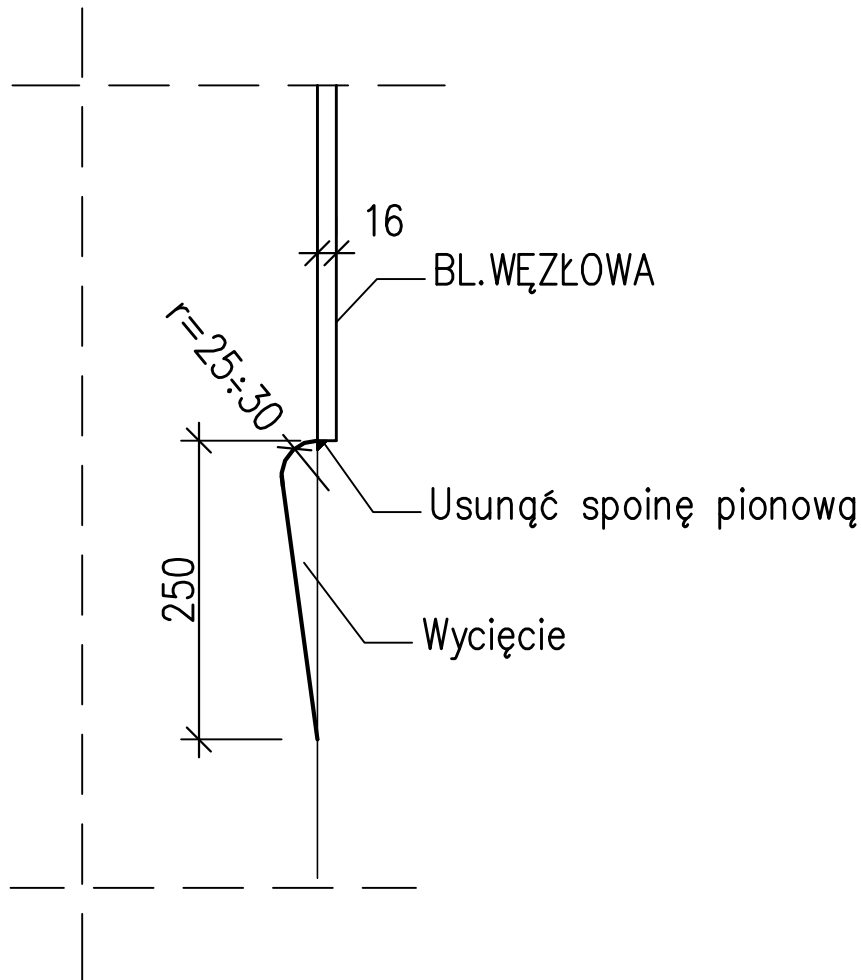
Rys. 5-1. Miejsca badań ultradźwiękowych

Metodą ultradźwiękową zlokalizowano zakończenia pęknięć. W celu zmniejszenia niebezpieczeństwa dalszej propagacji pęknięć, w miejscach tych wywiercono otwory o średnicy ϕ 4mm.

We wnioskach z badań ultradźwiękowych stwierdzono, że w strefach pęknięć wystąpiły wady materiałowe (rozwarstwienia), a więc czynnik obniżający odporność stali na pęknięcia. Autor podaje, że jedną z przyczyn zaistniałych pęknięć była koncentracja naprężeń w miejscu styku

blachy węzłowej z pasem. Wpływ na to mogły mieć rozwiązania konstrukcyjne węzłów dolnych kratownicy (styk blachy węzłowej z półką górną blachownicy pasa dolnego), a w szczególności krótką pionową spoiną łączącą krawędź blachy węzłowej z bokiem półki górnej blachownicy.

Jako zabieg doraźny zalecono usunięcie wspomnianej spoiny we wszystkich nieuszkodzonych węzłach przez szlifowanie. Zabieg ten został wykonany. Natomiast drugi zalecony zabieg polegający na wykonaniu wycięcia o promieniu $r=30\text{mm}$ nie został wykonany. Oba zabiegi przedstawia poniższy Rys. 5-2.



Rys. 5-2. Zalecone zabiegi technologiczne

Załącznik [18] do opracowania [16] to operat techniczny z pomiarów geodezyjnych wiaduktu, który był opracowany równoległe z badaniami pęknięć oraz badaniami stali. Operat ten zawiera jedną istotną informację dotyczącą potencjalnych przyczynach powstania uszkodzeń. Podczas inwentaryzacji wysokościowej stwierdzono różnice w wysokości położenia łożysk na tej samej podporze dochodzące do 30mm. Jednak jako całość, opracowanie to nie wnosi żadnych istotnych informacji o przyczynach powstania awarii. Wynika to przede wszystkim z braku archiwalnych pomiarów geodezyjnych uszkodzonego obiektu, do których można by odnieść uzyskane wyniki.

Kolejny załącznik [19] do [16] to projekt techniczny zabezpieczenia uszkodzonego przęsła. Zalecono w nim wykonanie docelowego zabezpieczenia uszkodzonego przęsła nad torami. Zabezpieczenie to zostało zaprojektowane i wykonane jako stalowa podpora w środku rozpiętości. Usytuowanie tej podpory przedstawiają Rys. 3-5 i Rys. 3-6.

W ekspertyzie [16] podsumowano opracowania [17] do [19] i podjęto próbę wstępnego określenia przyczyn awarii. Zwrócono uwagę na konieczność badań innych obiektów tego typu.

Ponadto uznano, pomijając analizę przyczyn uszkodzeń, że pęknięcia górnych półek pasów dolnych są kruche.

Ekspertyza [20] opracowana w styczniu 1993r. stanowi drugą część projektu zabezpieczenia i rekonstrukcji uszkodzonego przęsła. W opracowaniu tym wykonano analizę dokumentacji projektowej i budowlanej. Stwierdzono, że dokumentacja projektowa jest czytelna, obszerna i wykonana starannie. Podobna opinia dotyczy dokumentacji budowy. Przy czym pojawiają się zastrzeżenia, co do wykonania warsztatowego konstrukcji stalowej oraz protokołów odbioru wewnętrznego tych konstrukcji.

Zostały m.in. wykonane pionowe spoiny pachwinowe, które łączą krawędź blachy węzłowej z górną półką blachownicowego pasa dolnego. Spoiny przedstawione na Rys. 5-2 nie były przewidziane w projekcie.

Obliczeniowa analiza statyczna, którą wykonałem w ekspertyzie [20] ujawniła występowanie przekroczeń normowo wymaganych poziomów naprężeń. Wskazałem na następujące źródła tych przekroczeń:

- w projekcie została zaniżona wartość odpowiednich sił osiowych towarzyszących maksymalnym momentom;
- nie została przeprowadzona dokładna analiza ustroju w płaszczyźnie poziomej. Analiza modelu uwzględniającego rozdzielnie poprzecznic przy przerwie dylatacyjnej w korycie pomostu daje znaczne dodatki naprężeń.

Wprowadzone w projekcie współczynniki zmęczeniowe są niewielkie, gdyż założono poprawną konstrukcję połączeń. Dodanie nieplanowanej, bardzo niekorzystnej spoiny łączącej krawędź blachy węzłowej z górną półką blachownicowego pasa dolnego nakazywałoby przyjęcie współczynnika karbu $\beta=3,4$, a nawet $\beta=5$. Daje to wspomniane przekroczenia naprężeń.

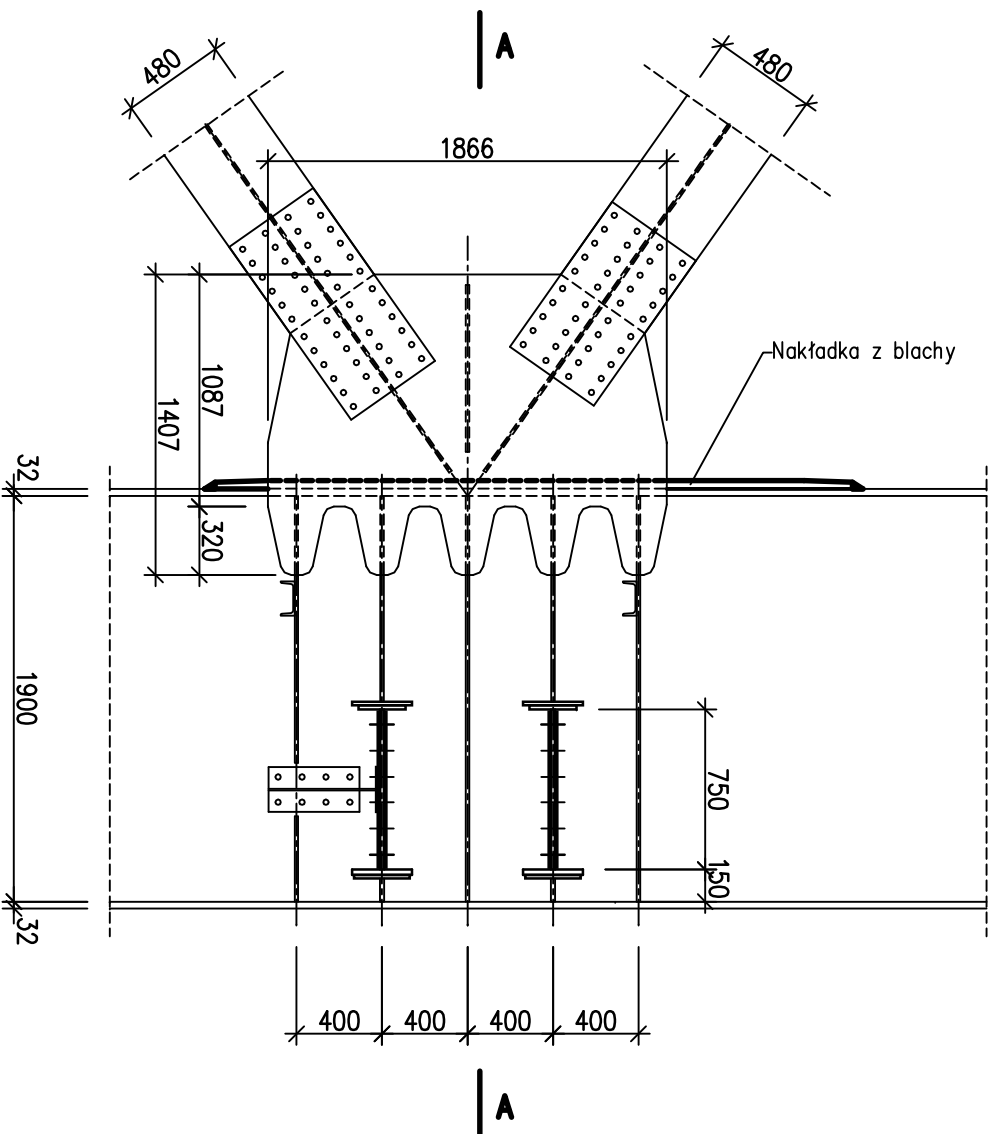
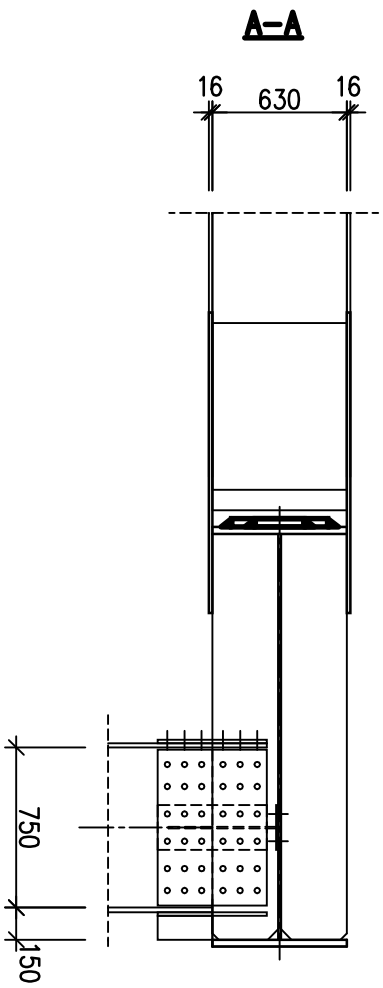
W przeprowadzonej analizie zmęczeniowej w [20] podjęto próbę odpowiedzi na pytanie – czy rzeczywiste obciążenia mogły spowodować zniszczenie elementu w tak krótkim czasie od oddania do eksploatacji? Stwierdzono, że most pracował w warunkach nie zachowania trwałej wytrzymałości zmęczeniowej. Zaś drobne, kilkunastoprocentowe odchylenie w postaci wzrostu oddziaływania taboru lub koncentracji naprężeń wprowadza warunki, w których może powstać pęknięcie w przebyłym czasie eksploatacji. Ostatecznie stwierdzono, że zasadniczą przyczyną uszkodzeń jest zmęczenie materiału na skutek wysokiego poziomu naprężeń normalnych.

Opracowanie [21] stanowi trzecią część projektu zabezpieczenia i rekonstrukcji analizowanego mostu. Zostało ono podzielone na dwie części. Część „A” została opracowana w formie ekspertyzy. Natomiast część „B” to projekt naprawy.

W części „A” zawarto:

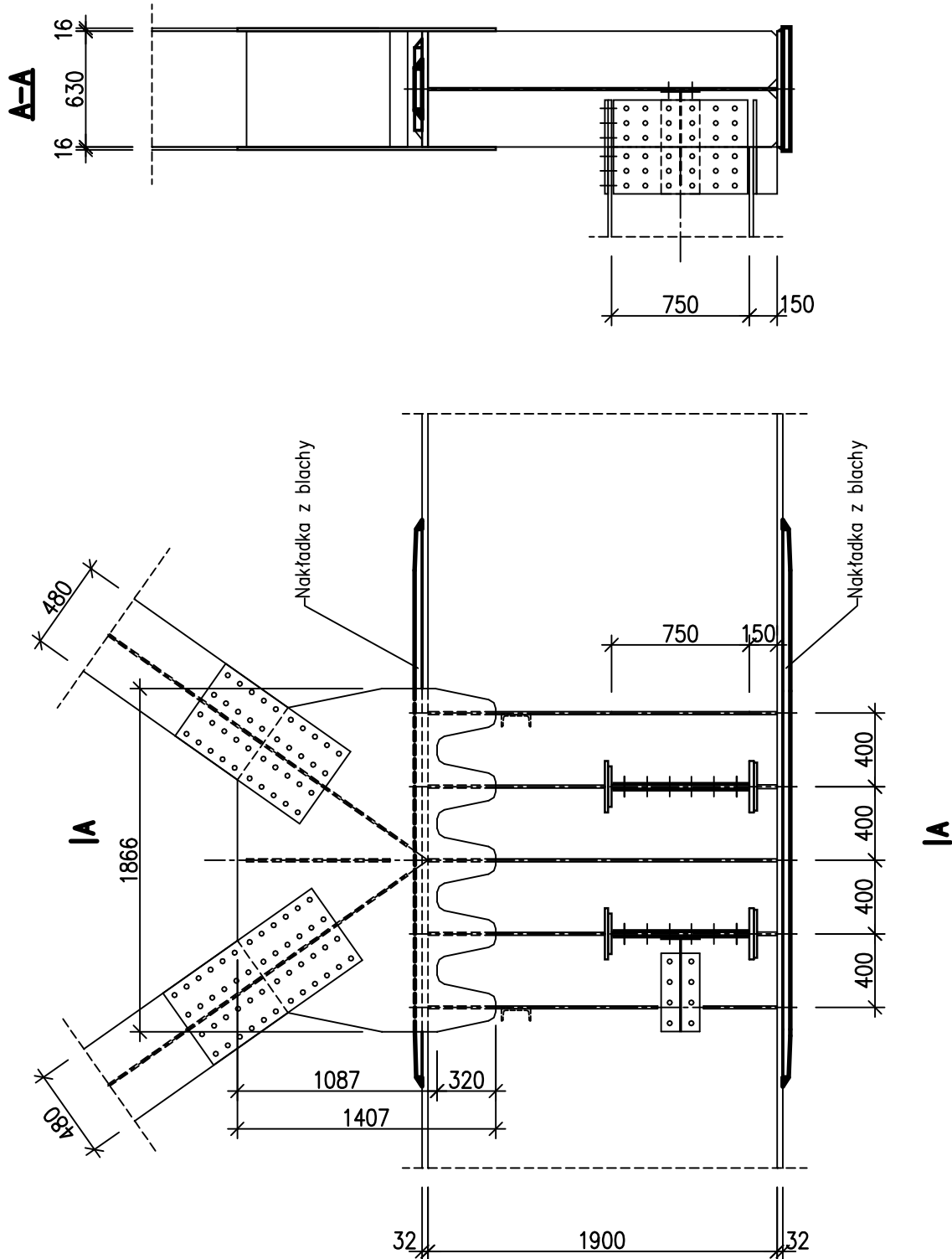
- opis techniczny naprawy uszkodzonych elementów;
- opis zmian konstrukcyjnych związanych ze zwiększeniem sztywności poziomej pomostu;
- analizę wzmocnienia pasów w obrębie węzłów, w których występuje dylatacja pomostu;
- szkice wariantów rozwiązań konstrukcyjnych;
- opis technologii robót związanych z naprawą.

Przed podjęciem decyzji, co do wyboru sposobu naprawy uszkodzonej kraty przeprowadzono analizę kilku wariantów zmian konstrukcyjnych. W wariantcie 1 rozważono możliwość wykonania nakładki z blachy o grubości 40÷45mm ze stali 18G2A lub St3S ułożonej na półce górnej pasa dolnego (Rys. 5-3). Wariant ten przez kształt nakładki (Rys. 5-4) umożliwia wykonanie spoiny łączącej nakładkę z pasem górnym w pozycji podolnej.



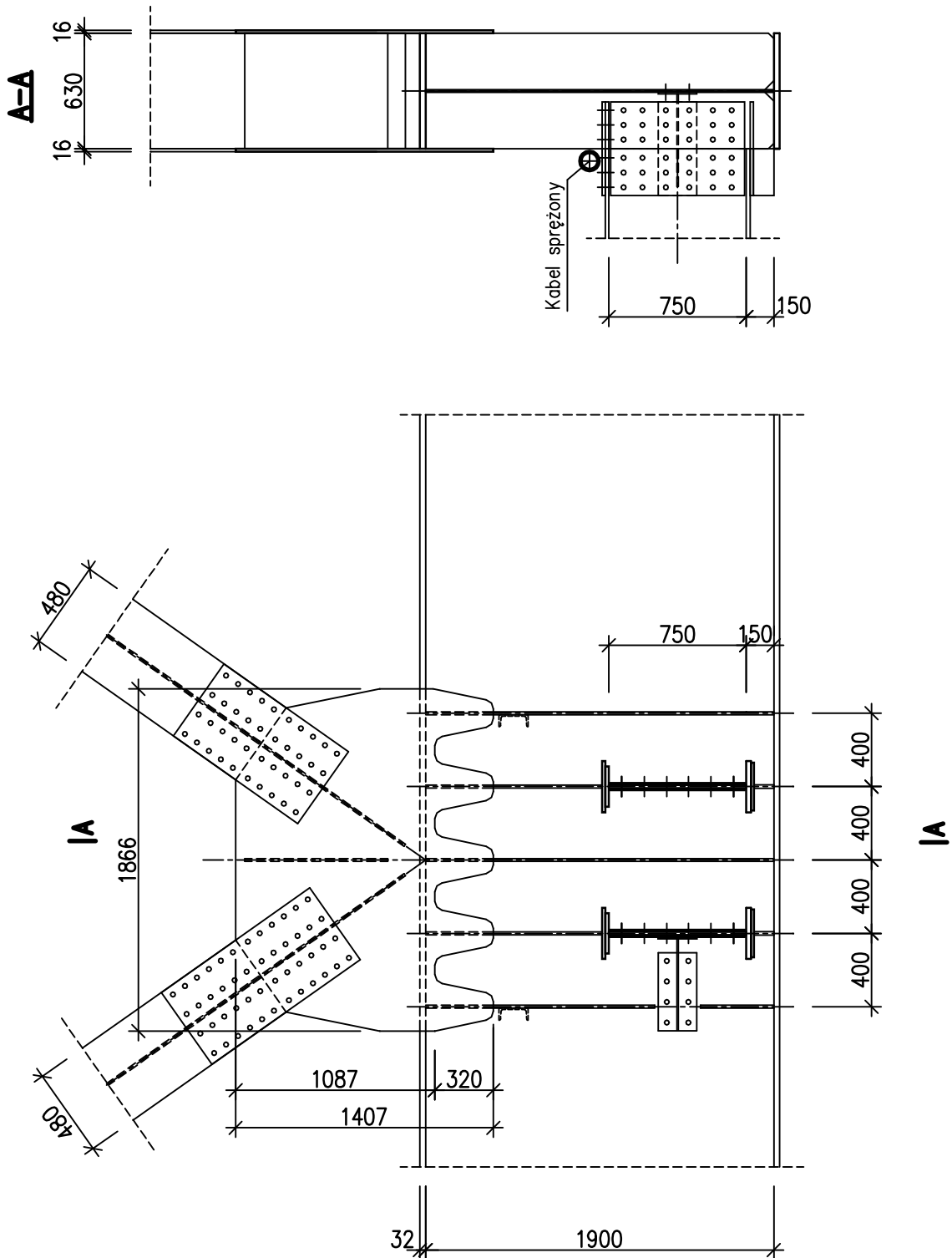
Rys. 5-3. Wariant 1. Nakładka z blachy na półce górnej pasa dolnego

Drugi wariant jest modyfikacją wariantu 1. Nakładki tutaj umieszczono symetrycznie i nie wpływają na zmianę położenie osi obojętnej (Rys. 5-5). Nakładka dolna jest szersza od pasa, co umożliwia wykonanie podłużnych, pachwinowych spoin montażowych w pozycji podolnej. Wadą tego rozwiązania jest przejście spoiną w miejscu zakończenia nakładki. W przejściu ze spoiny podłużnej na poprzeczną wystąpi koncentracja naprężeń. Rozważono również możliwość połączenia na montażu dolnej nakładki z pasem dolnym za pomocą spoin pachwinowych wykonywanych w pozycji sufitowej. Jednak uznano, że stanowi to słaby punkt tego rozwiązania.



Rys. 5-5. Wariant 2. Symetrycznie rozmieszczone nakładki w węźle pasa dolnego

W wariant 3 wzmocnienie pasów jest realizowane za pomocą sprężania. Początkowo rozważono sprężenie odcinkowe w obrębie stref przekroczonych naprężeń rozciągających, ograniczone tylko do stref lokalnych. Jednak wymagałoby to rozbudowy skrajnych węzłów w tym obszarze. Z tego powodu rozważono również sprężenie na całej długości przęsła. Prostoliniowe kable sprężające zostałyby rozmieszczone symetrycznie po obu stronach pasa dolnego w pobliżu jego osi obojętnej (Rys. 5-6). Jednak zakotwienie kabli w blokach oporowych w miejscach łożysk skrajnych wymagałoby znacznych zmian konstrukcyjnych w obszarze węzłów i poprzecznic podporowych. Jest to zasadnicza wada tego rozwiązania.

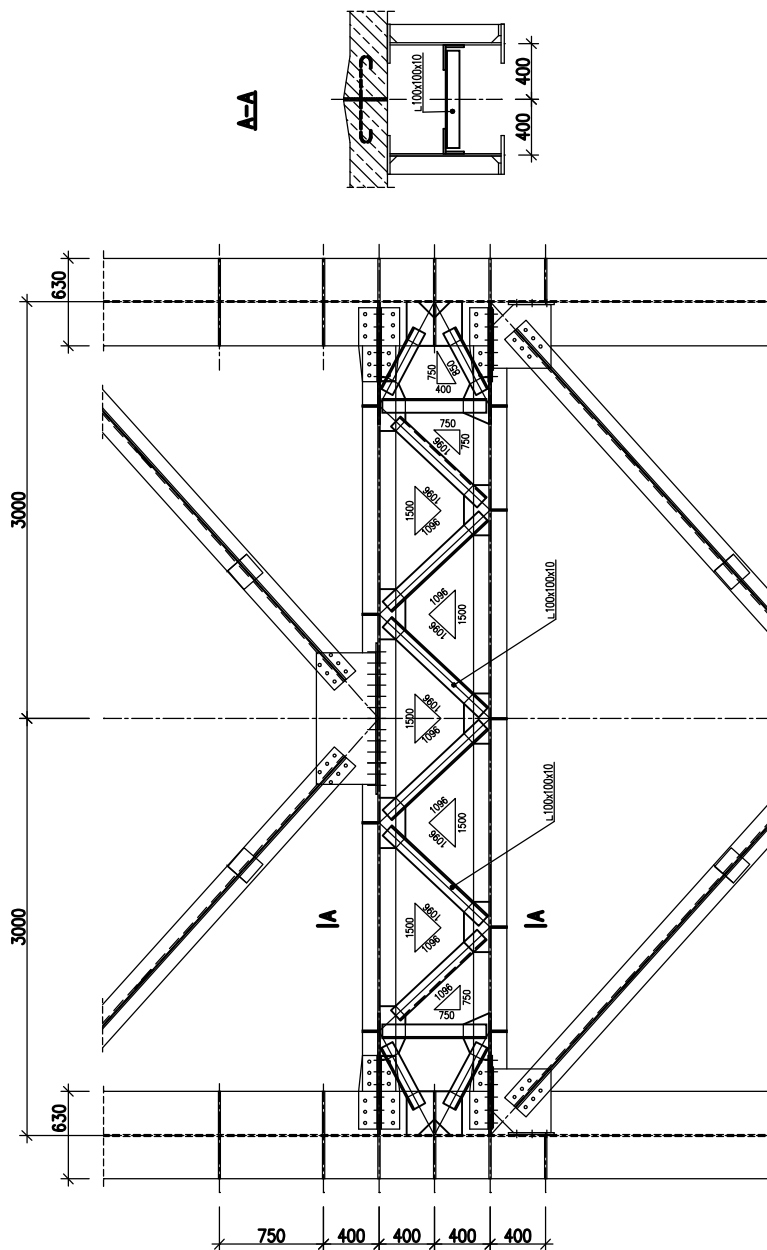


Rys. 5-6. Wariant 3. Wzmocnienie kablami sprężającymi

Autorzy opracowania przeanalizowali również możliwości zwiększenia sztywności poziomej pomostu. Schemat statyczny istniejącej, nieciągłej tarczy poziomej pomostu (wiatrownicy dolnej), wpłynął w znacznym stopniu na awaryjny przyrost naprężeń. Pomost składa się z trzech tarcz. Pomiędzy nimi siła poprzeczna jest przenoszona przez zginanie pasów dolnych w płaszczyźnie poziomej. Rozważono dwa warianty naprawy tej niekorzystnej sytuacji.

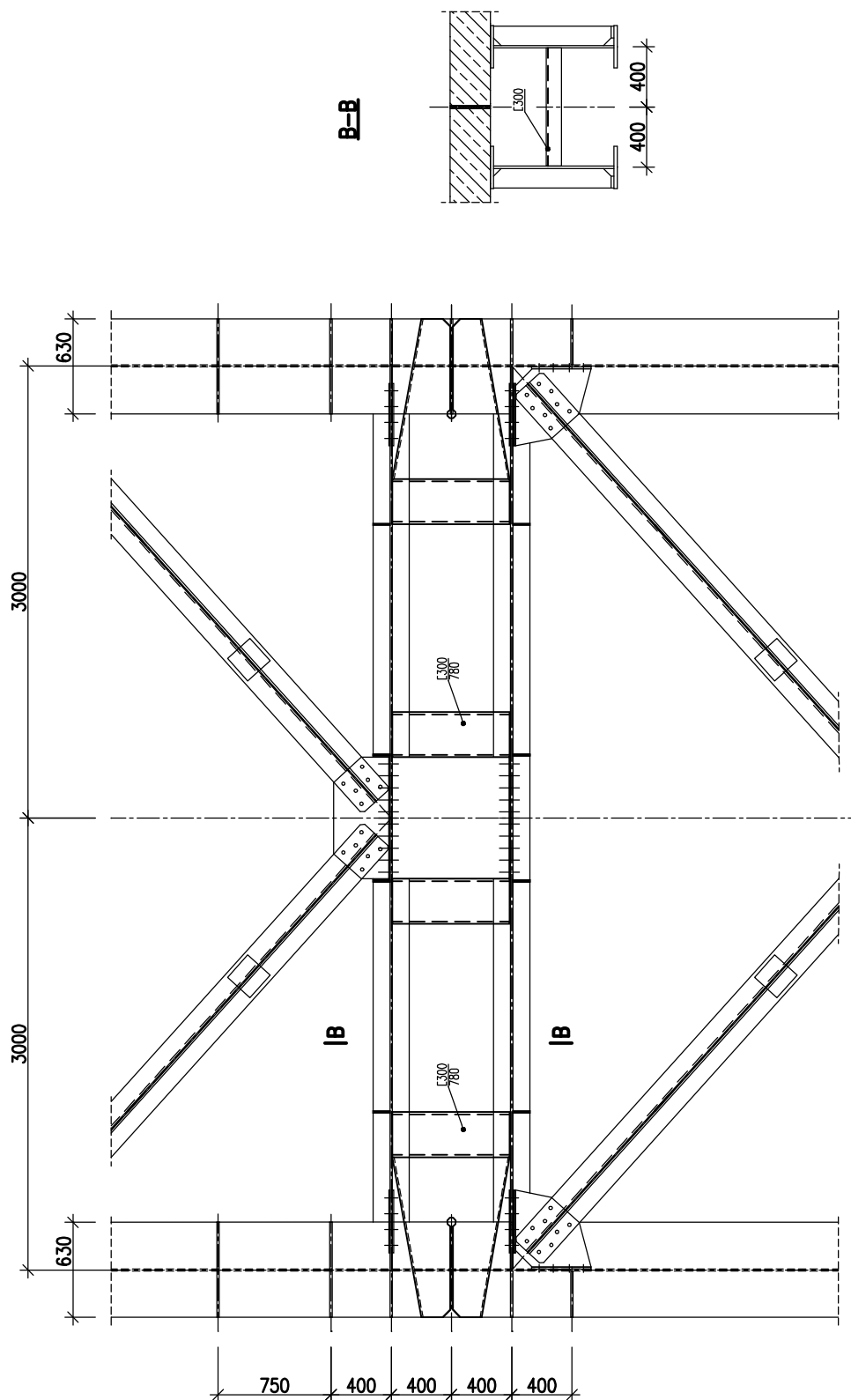
- wariant kratowy;
- wariant ramowy.

Wariant kratowy polega na uzupełnieniu skratowania tężników w polu pomiędzy dwiema poprzecznkami odległymi od siebie o 800mm. Takie dodatkowe skratowanie powoduje zmianę schematu statycznego wiatrownicy dolnej. Powstaje pozioma krata ciągła, która jest wewnętrznie statycznie niewyznaczalna. Jej rozpiętość jest równa rozpiętości mostu. Rozwiązanie przedstawione na Rys. 5-7 powoduje redukcję poziomych momentów zginających w pasie dolnym dźwigara głównego o 50%. Wykazałem to stosownymi obliczeniami statycznymi w części „A” opracowania [21].



Rys. 5-7. Wariant kratowy

Wariant ramowy (Rys. 5-8) cechuje się bardziej niekorzystnym rozdziałem poziomych momentów zginających. Z tego punktu widzenia jest rozwiązaniem gorszym od wariantu kratowego. Obie poprzecznice przydylatacyjne oddalone od siebie o 800mm, pasy dolne pręseł kratowych oraz przewiązki tworzą ramę wielopolową przenoszącą sumaryczną siłę poprzeczną między tarczami pomostu.



Rys. 5-8. Wariant ramowy

W opracowaniu [21] przedstawiono również zalecenia dotyczące przeglądów podobnych obiektów na sieci PKP. W toku przeglądów należy:

- ustalić, według jakiej wersji dokumentacji typowej obiekt został zrealizowany (ze szczególnym uwzględnieniem systemu stężeń). Występowanie pionowych stężeń poprzecznych w każdym węźle dźwigara, charakteryzujące się znacznymi wymiarami słupków i sztywnymi węzłami z dźwigarem głównym, winno być sygnałem do bardziej wnikliwej analizy obiektu;
- sprawdzić, czy istnieją więzy między rozdwojonymi poprzecznkami w węzłach w miejscach dylatacji płyty pomostowej. Brak takich więzów (w postaci choćby blach przewiązkowych) jest niebezpieczny i winien być usunięty;
- zwrócić szczególną uwagę na konstrukcję węzła dźwigara głównego w miejscu dylatacji pomostu. Jeśli występują w nim spoiny na grubości półki górnej blachownicy stanowiącej pas dolny dźwigara kratowego, to może to być szkodliwym źródłem karbu.

Ostatecznie w projekcie stanowiącym część „B” opracowania [21] zdecydowano się na następujące zmiany w stosunku do dokumentacji podstawowej uszkodzonego przęsła:

- w czterech węzłach znajdujących się w okolicy dylatacji pomostu wykonano dodatkowe nakładki o grubości 40mm ze stali 18G2A obejmujące półki górne blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego (Rys. 5-3 i Rys. 5-4);
- w obu strefach dylatacyjnych, w przedłużeniu płaszczyzn istniejących wiatrownic dolnych wykonano dodatkowe poziome tężniki kratowe z kątownika L100 x 100 x 10 ze stali St3S (Rys. 5-7 i Rys. 5-9).



Rys. 5-9. Przęsło uszkodzone. Dodatkowy tężnik kratowy

Ponadto wprowadzono następujące zmiany w konstrukcji przęsła uszkodzonego w stosunku do stanu pierwotnego:

- usunięto zbędne, pionowe spoiny łączące blachy węzłowe z półką górną blachownicy stanowiącej pas dolny dźwigara kratowego na długości równej grubości tej półki, gdyż są one źródłem karbu;
- zaspawano pęknięcia półki górnej blachownicy stanowiącej pas dolny dźwigara kratowego;
- usunięto uszkodzenia mechaniczne półki górnej blachownicy, stanowiącej pas dolny dźwigara kratowego, powstałe wskutek pobierania próbek do badań udarnościowych i składu chemicznego stali.

W nieuszkodzonym przęśle kratowym (nad rzeką) zmiany, w stosunku do dokumentacji podstawowej, ograniczono do zwiększenia sztywności poziomej pomostu. Efekt ten uzyskano przez wprowadzenie w obu polach między poprzecznicami przydylatacyjnymi dodatkowych przewiązek w płaszczyźnie wiatrownicy dolnej (Rys. 5-8 i Rys. 5-10). Przewiązki wykonano z ceownika C300 ze stali St3S.



Rys. 5-10. Przęsło nieuszkodzone. Dodatkowe przewiązki ramowe

Zaś zmiany w konstrukcji przęsła nieuszkodzonego (nad rzeką), w stosunku do stanu wyjściowego, sprowadzono do:

- usunięcia zbędnych, pionowych spoin łączących blachy węzłowe z półką górną blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego na długości równej grubości tej półki, gdyż są one źródłem karbu;
- wypełnienia ubytków materiału spowodowanych pobieraniem próbek materiałowych dla ustalenia cech stali.

Po zakończeniu prac remontowych kratownice zostały poddane pełnej procedurze odbioru włącznie z przeprowadzeniem próbnego obciążenia statycznego i dynamicznego. Takie też badania zostały przeprowadzone w listopadzie 1993r. W ich wyniku powstał operat [22] i sprawozdanie [23]. Całość wniosków z [22] i [23] została zebrana i omówiona w orzeczeniu dopuszczającym [24].

W operacie [22] przedstawiono wyniki pomiarów deformacji pionowych przęsła uszkodzonego (nad torami). Ponadto wykonano pomiary niwelacyjne wszystkich łożysk. Stwierdzono różnicę wysokości łożysk pod lewym i prawy dźwigarem. Przypadkowy charakter tych różnic, brak znamion zamierzenia oraz małe prawdopodobieństwo wystąpienia takich różnic osiadań każe przypuszczać, że są to błędy wykonawcze. Szczególnie ostro różnica ta występuje w filarze środkowym, wspólnym dla obu przęseł kratowych. Powstaniu takiej różnicy w wyniku nierównomiernego osiadania filara musiałoby towarzyszyć znaczne jego wychylenie z pionu, a tego nie zaobserwowano. Skręcenie wynikłe z omawianych różnic wysokości łożysk wynosi $53\mu\text{rad/m}$ w przęśle nieuszkodzonym (nad rzeką) i $67\mu\text{rad/m}$ w przęśle uszkodzonym (nad torami). Potwierdza to, że do konstrukcji przęsła uszkodzonego na etapie budowy zostały wprowadzone dodatkowe naprężenia montażowe (rozdział 4.2.3), a całe przęsło uszkodzone jest skręcone.

W sprawozdaniu [23] podjęto próbę określenia stanu wytrzymałościowego uszkodzonego przęsła kratowego (nad torami). W tym celu wykonano pomiary ugięć, zmian odkształceń oraz przyspieszeń konstrukcji obciążonej zgodnie z wcześniej przygotowanym programem badań. Do obciążenia statycznego zostały użyte dwie lokomotywy spalinowe typu ST-44 oraz 4 wagony typu 408W załadowane węglem o znanych ciężarach.

Stosunek ugięć od obciążenia próbnego do ugięć od obciążenia normowego wyniósł 0,635. Zaobserwowano zgodność uzyskanych wyników dla dwóch stosowanych metod pomiarowych. Ugięcia mierzono elektroindukcyjnie i geodezyjnie. Największa różnica wynosiła 6%. Są to wyniki świadczące o dobrym zachowaniu się konstrukcji. Współczynnik dynamiczny ugięć przy przejeździe pociągu próbnego wahał się w granicach $1,044\div 1,048$.

Ponadto przeprowadzono porównanie wyników próbnego obciążenia z wynikami pierwotnego obciążenia próbnego przęsła nad torami. W wyniku analizy różnic ugięć wyciągnięto wniosek o braku zmian sztywności wyremontowanego ustroju w stosunku do stanu po wybudowaniu.

Do badań dynamicznych odkształceń wybrano przekrój oznaczony w [23] jako „P23”, który odpowiada węzłowi 5 wg Rys. 3-1. Jest to węzeł, w którym wystąpiło największe pęknięcie „A” (o długości 457mm) i pęknięcie „C”. Cztery tensometry elektrooporowe T1, T2, T4 i T5 naklejono w punktach pomiarowych:

- T1 - zewnętrzna krawędź półki górnej blachownicy prawego pasa dolnego dźwigara kratowego;
- T2 - zewnętrzna krawędź nakładki na prawą półkę górną blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego;
- T4 - wewnętrzna krawędź półki górnej blachownicy prawego pasa dolnego dźwigara kratowego;
- T5 - wewnętrzna krawędź półki górnej blachownicy lewego pasa dolnego dźwigara kratowego.

Na Rys. 5-11 przedstawiono szczegółowe rozmieszczenie punktów pomiarowych (tensometrów elektrooporowych) w węźle 5. Do pomiaru ugięć pionowych zainstalowano dwa czujniki przemieszczeń w środku rozpiętości przęsła (węzeł oznaczony w [23] jako „P21” odpowiada węzłowi 4 dźwigara kratowego wg Rys. 3-1). Rejestracji drgań poziomych przęsła dokonano również w węźle 4. Wykorzystano do tego celu akcelerometr zamocowany do półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego w kierunku prostopadłym do osi podłużnej przęsła.

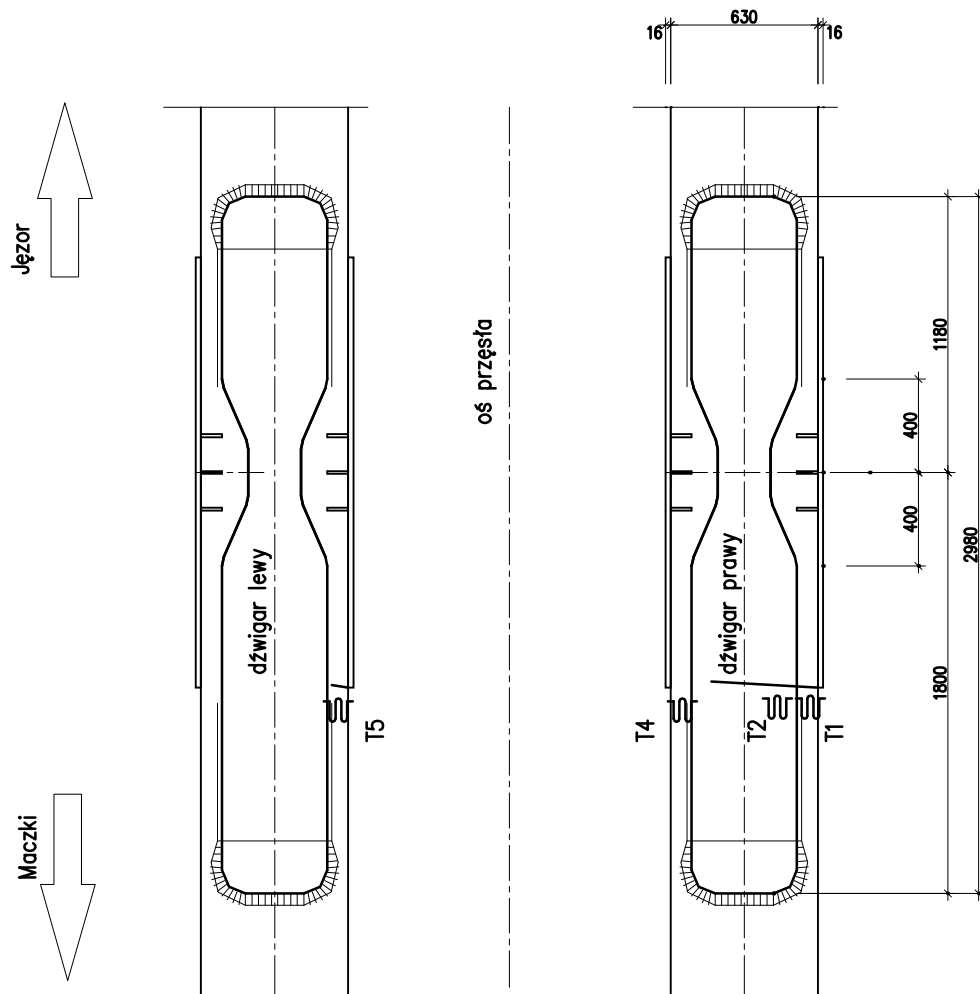
Do obciążenia dynamicznego użyto ten sam zestaw dwóch lokomotyw spalinowych typu ST-44. Ilość wagonów typu 408W załadowanych węglem zwiększono do jedenastu. Masy lokomotyw i wagonów były znane. W wyniku przeprowadzonej analizy naprężeń zauważono, że:

- w pobliżu węzłów zaznacza się tendencja do wzrostu naprężeń w stosunku do naprężeń w środku pasa;
- naprężenia nie są równomiernie rozłożone na szerokości pasa, co świadczy o występowaniu niewielkiego poziomego zginania pasa.

Szczególną uwagę autorzy proponują zwrócić na współczynnik dynamiczny naprężeń. Współczynnik dynamiczny naprężeń jest wyższy niż ugięcie i wynosi $1,09 \div 1,16$. Tak duży wzrost ujawnia się w miejscu, w którym nastąpiło pęknięcie półki. Wzajemny związek naprężeń w badanych punktach każe wykluczyć zginanie jako źródło tego wzrostu. Amplituda przyrostu naprężeń wynosi ok. 3MPa. Nie jest jednak wykluczone, że istniały poprzednio przyrosty o znacznie większych amplitudach lub takie przyrosty nie zostały wykryte w tym badaniu. Dlatego autorzy zalecają wykonanie badań mających na celu wykrycie natury tych spiętrzeń.

W podsumowaniu do [24] stwierdzono, że w zakresie przewidzianym przez normę [105] wyniki obciążenia próbnego spełniają określone przez nią warunki. Wskazują one na należytą sztywność ustroju i efektywne działanie zastosowanego wzmocnienia. Obciążenie próbne dało wynik pozytywny i obiekt został oddany do eksploatacji tymczasowej (do końca 1994r.), z ograniczeniem prędkości przejazdu do 40km/h.

Widok z góry na węzeł 5



Rys. 5-11. Szczegółowe rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych

W wyniku realizacji wypływających z orzeczenia [24] wniosków i dla usunięcia wątpliwości, we wrześniu 1994r. zostały przeprowadzone dodatkowe, poszerzone badania statyczne i dynamiczne obu przęseł kratowych [27]. Przed przystąpieniem do badań przygotowano ich program [25]. Wyniki badań statycznych i dynamicznych zebrano w sprawozdaniu [26].

Poszerzone badania [27] miały wyjaśnić, dlaczego pęknięciu uległa tylko jedna krata. Ponadto badania te miały poszerzyć wiedzę o zachowaniu się całego węzła w okolicy, która uległa uszkodzeniu.

Badania statyczne miały na celu określenie wpływu przeszywnienia przęsła na naprężenia w uszkodzonym węźle. Natomiast w badaniach dynamicznych podjęto próbę określenia dynamicznego zachowania się elementów węzła.

Do obciążenia statycznego i dynamicznego konstrukcji użyto pociągu o znanej masie złożonego z dwóch lokomotyw elektrycznych typu ET-22 i czterech wagonów typu 31 RIV MC Fal. Rozmieszczenie punktów pomiarowych do badań statycznych i dynamicznych dobrano w ten sposób, by mogła się ujawnić różnica w konstrukcji przęsła.

Do określenia różnic zachowania się obu przęseł wzięto pod uwagę przede wszystkim pomiary dynamiczne. Wyniki pomiarów statycznych są mniej dokładne gdyż szczególnie trudno jest skompensować wpływy termiczne.

W [27] stwierdzono, że prędkość 50km/h jest krytyczna w przęśle nieuszkodzonym (nad rzeką). Występuje znaczny wzrost drgań lokalnych we wszystkich badanych elementach oraz trzykrotny wzrost przyspieszeń drgań poziomych. Natomiast 70km/h jest prędkością krytyczną w przęśle uszkodzonym (nad torami). W pasach i krzyżulcach drgania drugorzędne są porównywalne, lecz w słupkach prawie dwukrotnie większe niż w przęśle nieuszkodzonym (nad rzeką). Szczególnie wysokie są przyspieszenia drgań poziomych.

Ponadto autorzy zwracają uwagę na efekt poprzecznicowy, którym tłumaczą występowanie lokalnych spiętrzeń naprężeń w półce górnej blachownicy stanowiącej pas dolny dźwigara kratowego. W pomiarach został potwierdzony ich lokalny charakter, gdyż w punkcie bardziej oddalonym od węzła ich intensywność znacznie zmalała, choć został zachowany ich charakter. Daje się zauważyć wyraźny związek między tymi spiętrzeniami, a przebiegiem sił w żeberkach węzła. „Piki” pojawiają się z częstością drgań żeberka (która nie jest częstością własną). Drgania zaś żeberka pojawiają się dopiero po przejechaniu pierwszej osi pociągu. Są one więc bez wątpienia wynikiem obciążenia poprzecznicą węzłowej. Częstość impulsów determinuje raczej rytm wózków niż osi pociągów. Ponieważ w punkcie tuż przy narożniku blachy węzłowej spiętrzenia naprężeń mogły osiągnąć dużo większe wartości niż to zanotowano w [24] uznano, że efekt przejazdu wózka pociągu przez poprzecznicę mógł być istotnym czynnikiem generującym uszkodzenie. Jednak nie jedynym, gdyż w nieuszkodzonym przęśle (nad rzeką) efekt ten również jest widoczny.

W ramach tego opracowania ([27]), dla poszerzenia analizy zbudowałem metodą elementów skończonych teoretyczny model węzła, na którym został określony statyczny rozkład naprężeń. Wyniki analizy dają interesujący obraz pracy przęsła. Półka pasa, która jest obciążona tylko osiowo, na obszarze węzła jest zginana w kierunku podłużnym i poprzecznym. Na obszarze węzła następuje znaczny spadek naprężeń rozciągających w półce górnej pasa dolnego, przy pojawieniu się na tym obszarze rozciągań poprzecznych. Przy tym po uwzględnieniu zginania pojawia się spiętrzenie w okolicy punktu uszkodzenia. Spadek naprężeń w półce związany jest ze znacznym przejściem sił przez blachy węzłowe. Obraz kierunków głównych wskazuje na silne zaburzenia w półce górnej. W punkcie spiętrzenia w okolicy węzła kierunki naprężeń głównych niemal wskazują przebieg zaistniałych uszkodzeń.

We wnioskach do [27] stwierdzono, że wykryte dodatkowe efekty są właściwe obu przęsłom. Jednak w przęśle nad torami musiały one zadziałać na tle wyższych naprężeń od innych wpływów. Mogło to być efektem drgań poziomych przęsła o zdylatowanym pomoście (teraz po remoncie już nie uchwytnie) lub wpływu skręcenia przęsła na łożyskach. Możliwe też jest zintensyfikowanie tego wpływu przez zwiększoną sztywność poprzeczną przęsła nad torami.

Autorzy [27] stwierdzili, że w dalszym ciągu nie ma podstaw do określenia jakiejś jednej głównej przyczyny awarii. Wartości liczbowe charakteryzujące wymienione niekorzystne zjawiska nie upoważniają do wskazania jednego z nich. Prawdopodobnie wystąpił tu szczególnie niekorzystny splot wielu przyczyn. Do wymienionych w poprzednich opracowaniach wpływów oddziaływań poziomych na przeszło należy jeszcze dodać:

- przepływ przez silny karb strumienia sił z półki górnej blachownicy pasa dolnego do blachy węzłowej;
- poprzeczne przeginięcie półki związane z bezpośrednim obciążeniem poprzecznicą;
- niesymetria pracy przęsła prawdopodobnie związana z różnicą położenia łożysk na wspólnym filarze przęsła.

Głównym wnioskiem autorów [27] jest stwierdzenie, że prace remontowe wpłynęły korzystnie na lokalną pracę węzłów w przeszle uszkodzonym (nad torami) i że jest brak widocznych różnic zachowania się obu krat. Nie wykluczono jednak możliwości pojawienia się niekorzystnych wpływów dynamicznych i oddano obiekt do eksploatacji przy zachowaniu ograniczenia prędkości przejazdu do 40km/h, które obowiązuje do dnia dzisiejszego.

5.3. Opracowania naukowe

Analizowana przyczyna uszkodzenia węzła mostu kratowego była tematem trzech opracowań naukowych ([68], [88] i [89]). Brałem udział w opracowaniu wszystkich jako współautor.

Pierwsze opracowanie naukowe [88] zostało ogłoszone jako referat na ogólnopolskiej konferencji naukowo-technicznej „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje w maju 1995r. Opisano w nim uszkodzenia jakie wystąpiły w węzłach kolejowego mostu kratowego, osobliwości w konstrukcji przęsła oraz dwuetapowe badania, które zostały przeprowadzone w celu wykrycia przyczyn awarii. Opierając się na przeprowadzonych badaniach statycznych i dynamicznych tuż po zaistnieniu awarii i po wykonaniu remontu podano hipotetyczne przyczyny uszkodzeń. Autorzy referatu we wnioskach stwierdzają, że w przypadku opisywanej awarii nie można podać jednoznacznej przyczyny, która ją spowodowała. Za najbardziej prawdopodobne przyjęto niekorzystne sumowanie się kilku wpływów. Wśród nich największą wagę przypisano:

- wadliwej konstrukcji węzła kratownicy;
- utworzeniu makrokarbu w postaci przerwy w konstrukcji jezdni;
- prawdopodobnemu skręceniu bardzo sztywnego przęsła, związanemu z różnicą wysokości usytuowania łożysk.

Dyskusja, którą wywołał ten referat na wspomnianej konferencji oraz brak jednoznacznych przyczyn awarii skłoniła autorów do przeprowadzenia pogłębionej analizy. Jej efektem był referat [89], który również został ogłoszony na kolejnej konferencji naukowo-technicznej „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje w maju 1996r. W referacie tym rozważano zachowanie się dwóch teoretycznych modeli przestrzennych podobnych przęsła: jednego uszkodzonego i drugiego nieuszkodzonego. Przeprowadzono analizę dynamiczną oraz analizę wpływu różnicy wysokości łożysk. We wnioskach stwierdzono, że:

- różnice w konstrukcji przęsła (uszkodzonego i nieuszkodzonego) z punktu widzenia własności statycznych i dynamicznych nie są na tyle duże, aby mogły doprowadzić do wskazania przyczyn awarii;
- występujące w miejscach przerwania pomostu znaczne spiętrzenie sił poprzecznych i osiowych, dodatkowo spotęgowane przez niedokładności montażu, w połączeniu z dynamicznym działaniem uderzeń bocznych taboru oraz efekt poprzecznicowy wpłynęło na intensyfikację zjawisk zmęzeniowych.

Nie podano jednak w [89] jednoznacznych wniosków co do przyczyn powstania pęknięcia.

W tym czasie doszło do wystąpienia pęknięć zmęczeniowych w poprzecznicach podobnego obiektu na Centralnej Magistrali Kolejowej. Tam określenie przyczyn awarii okazało się jeszcze trudniejsze ([28], [29], [76], [90] i [97]), ale można było jednoznacznie wyłączyć wzajemne związki tak miejsca wystąpienia uszkodzeń, jaki i przyczynowe. Dyskusje na konferencjach doprowadziły do opracowania [68].

W referacie [68] przedstawiono zupełnie nową hipotezę, opartą na próbie znalezienia wpływów oddziaływań dynamicznych w zakresie dotąd nie rozpatrywanych drgań elementów składowych węzła. Porównano dokładne modele dwóch rodzajów węzłów – uszkodzonego i nieuszkodzonego o właściwie dobranych warunkach brzegowych. Przeprowadzono analizę zmęczeniową węzła z wielowymiarowej funkcji Wöhlera [53]. Przy wyznaczonych poziomach naprężeń od rzeczywistych obciążeń statycznych i zmiennych wyznaczono, wg teorii Palmgren-Minera (P-M), współczynnik kumulacji uszkodzeń D w trakcie przejazdu jednego pociągu ([48]). Wykazano obliczeniowo, że przeszło nieuszkodzone pracuje w warunkach trwałej wytrzymałości zmęczeniowej. Natomiast w przeszle uszkodzonym brak takich warunków pracy. Prowadzi to do możliwości szybkiego powstania pęknięcia.

We wnioskach do [68] stwierdzono, że przyczyną uszkodzeń są lokalne wpływy statyczne i dynamiczne działające na tle rzeczywistego poziomu naprężeń. Wspomniane, lokalne wpływy statyczne i dynamiczne możliwe są do wykrycia jedynie przy wiernym w szczegółach modelowaniu węzła.

5.4. Podsumowanie

Mimo, że w miarę wzrostu liczby opracowań pojawiały się coraz bardziej dokładne i wnikliwe analizy statyczne i dynamiczne, jednoznaczne określenie przyczyny awarii okazało się niemożliwe, aż do opracowania [68]. Wszystkie poprzednio przedstawione przyczyny z punktu widzenia analiz teoretycznych są przekonywujące. Jednak fakt istnienia drugiego, równocześnie nie uszkodzonego przęsła, którego różnice konstrukcyjne z punktu widzenia własności statycznych i dynamicznych nie są wystarczająco duże, wpłynął właśnie na wątpliwości co do głównej przyczyny awarii.

Remont przęsła uszkodzonego (nad torami) został przeprowadzony przy założeniu eliminacji głównych, hipotetycznych przyczyn awarii. Dodatkowo też w przeszle nieuszkodzonym (nad rzeką) przewiązkami połączono profilaktycznie poprzecznice w miejscach przerw pomostu.

Po zakończeniu prac remontowych kratownice zostały poddane pełnej procedurze odbioru włącznie z przeprowadzeniem próbnego obciążenia statycznego i dynamicznego. Dało ono wynik pozytywny i obiekt został oddany do eksploatacji tymczasowej (do końca 1994r.), z ograniczeniem prędkości przejazdu do 40km/h. W wyniku realizacji wpływających z orzeczenia wniosków i dla usunięcia wątpliwości, we wrześniu 1994r. zostały przeprowadzone dodatkowe, poszerzone badania statyczne i dynamiczne obu przęseł kratowych.

Stwierdzono, że brak widocznych różnic zachowania się obu krat, a prace remontowe wpłynęły korzystnie na lokalną pracę węzłów w przeszle uszkodzonym (nad torami). Nie wykluczono jednak możliwości pojawienia się niekorzystnych wpływów dynamicznych i oddano obiekt do eksploatacji przy zachowaniu ograniczenia prędkości przejazdu, które obowiązuje do dnia dzisiejszego.

We wszystkich opracowaniach uczulano na konieczność przeprowadzania częstych oględzin, spotęgowaną jeszcze faktem wystąpienia pęknięć zmęczeniowych w poprzecznicach podobnego obiektu na Centralnej Magistrali Kolejowej. Dyskusje na konferencjach, na których przedstawiono wyniki badań analizowanych przęseł, doprowadziły do sformułowania nowej hipotezy dotyczącej przyczyny niegdyś zaistniałej awarii. Jest ona przedmiotem tej rozprawy i opracowania [68], które powstało w trakcie prac nad niniejszą rozprawą doktorską.

5.5. Wnioski

Najważniejszym wnioskiem płynącym z przeprowadzonej w rozdziałach 4 i 5 analizy dokumentacji projektowej i budowy oraz dotychczas wykonanych opracowań jest stwierdzenie, że przyczyną uszkodzeń są lokalne wpływy statyczne i dynamiczne działające na tle rzeczywistego poziomu naprężeń. Wspomniane, lokalne wpływy statyczne i dynamiczne możliwe są do wykrycia jedynie przy wiernym w szczegółach modelowaniu węzła [68].

W związku z powyższym należy zbudować szczegółowe modele obliczeniowe odpowiednich węzłów kratownicy, a następnie poddać je analizom.

6. MODELE OBLICZENIOWE ANALIZOWANYCH WĘZŁÓW

6.1. Wprowadzenie

6.1.1 Potrzeba analizy dynamicznej

Z poprzednich rozważań wynika, że konieczna staje się dynamiczna analiza węzłów. Oznacza to analizę, która uwzględni zmienne w czasie t siły wymuszające, rozkład masy oraz związane z nią siły bezwładności. Powstanie sił bezwładności w konstrukcji jest główną cechą problemów dynamicznych.

6.1.2 Modelowanie

Układy rzeczywiste charakteryzują się dużą złożonością. Jednocześnie brak pełnych danych o właściwościach fizycznych układów rzeczywistych stanowi poważny problem w badaniach takich układów. Dlatego konieczne są pewne uproszczenia (idealizacja) układu rzeczywistego przy zachowaniu jego istotnych cech. W wyniku uproszczeń układu rzeczywistego powstaje model fizyczny. Proces ten opiera się na intuicji oraz doświadczeniu inżynierskim i naukowym. Najczęściej zakłada się:

- uproszczenie kształtu geometrycznego;
- jednorodność materiału w poszczególnych elementach rozpatrywanego układu;
- przyjęcie niektórych elementów układu rzeczywistego jako nieodkształcalnych (brył sztywnych);
- liniowe charakterystyki właściwości fizycznych rozpatrywanego układu;
- że parametry fizyczne są niezmiennie w czasie;
- pominięcie mało istotnych oddziaływań zewnętrznych między rozpatrywanym układem i otoczeniem.

Stosując powyższe uproszczenia można zbudować model fizyczny, w którym masa jest rozłożona w sposób ciągły. Ruch modeli ciągłych opisuje się za pomocą cząstkowych równań różniczkowych. Jednak rozwiązywanie takich równań jest zazwyczaj trudne, a w wielu przypadkach wręcz niemożliwe. Dlatego wygodnie jest zastąpić fizyczny model o ciągłym rozkładzie masy dyskretnym modelem obliczeniowym. Równania opisujące ruch modeli dyskretnych są równaniami różniczkowymi zwyczajnymi, a więc prostszymi do rozwiązania od równań cząstkowych, które opisują ruch układów o ciągłym rozkładzie mas.

6.1.3 Metody dyskretyzacji

Dyskretyzacja może dotyczyć bezpośrednio modelu obliczeniowego, może być też dokonana jako zabieg matematyczny lub wystąpić jako metoda mieszana (metoda półanalityczna). Do pierwszej grupy można zaliczyć:

- metodę mas skupionych;
- metodę elementów skończonych (MES);
- metodę sztywnych elementów skończonych.

Reprezentantem drugiej grupy jest metoda różnic skończonych (MRS). Do metod półanalitycznych należą:

- metoda elementów brzegowych (MEB);
- metoda elementów spektralnych (SEM).

Metoda mas skupionych polega na przekształceniu ciągłego pola masowego do postaci dyskretnego pola masowego.

Metoda Elementów Skończonych (MES) jest możliwa do zastosowania dla wszystkich typów konstrukcji. Pierwszym krokiem metody elementów skończonych (MES) jest podział danej konstrukcji na skończoną liczbę części składowych, które nazywamy elementami. Ich wymiar jest dowolny. Punkty podziału konstrukcji na elementy nazywamy węzłami. Stan przemieszczenia punktów materialnych (np. węzłów siatki MES) należących do rozpatrywanego układu (konstrukcji) można opisać za pomocą współrzędnych uogólnionych.

Jako podstawowe niewiadome w MES mogą występować uogólnione przemieszczenia węzłów (metoda przemieszczeń) lub reakcje więzi (metoda sił). Wariant przemieszczeniowy MES jest bardziej uniwersalny i łatwiejszy do przystosowania obliczeń przy użyciu komputerów.

Algorytm rozwiązywania zagadnień dynamiki budowli za pomocą metody MES polega na:

- dyskretyzacji konstrukcji (podziału na elementy) z ustaleniem zasad przylegania poszczególnych elementów do węzłów;
- budowie macierzy sztywności, macierzy bezwładności i wektorów sił wejściowych przy oddzielnych elementach;
- agregacji (skupieniu) elementów w układ tzn. budowie globalnych macierzy układu, czyli określenie macierzowego równania ruchu metody przemieszczeń;
- wprowadzeniu warunków brzegowych;
- rozwiązaniu równań układu metodami numerycznego całkowania lub metodą transformacji własnej, czyli obliczeniu zmiennych w czasie przemieszczeń węzłów;
- obliczeniu uogólnionych sił wewnętrznych w poszczególnych elementach.

Metoda sztywnych elementów skończonych jest modyfikacją metody elementów skończonych (MES). Model obliczeniowy składa się z nieodkształcalnych brył nazywanych sztywnymi elementami skończonymi (SES) połączonych w dowolny sposób za pomocą elementów elastyczno-sprężystych (EST). Oba rodzaje elementów (SES i EST) różnią się w zasadniczy sposób. Elementy SES są scharakteryzowane przez masy (masowe momenty bezwładności), zaś elementy EST przez współczynniki sztywności i tłumienia.

Metoda różnic skończonych (MRS) polega na przechodzeniu w równaniu różniczkowym od pochodnych do odpowiednich ilorazów różnicowych - czyli przejściu od równań różniczkowych do równań różnicowych, które wiążą ze sobą wartości szukanej funkcji w pojedynczych, odosobnionych punktach. Punkty te są natomiast wybierane tak, aby tworzyły siatkę regularną (kwadratową, prostokątną lub sześcienną), a jej rodzaj zależy zwykle od rodzaju układu współrzędnych naturalnego dla badanego zagadnienia.

Metoda elementów brzegowych (MEB) polega na przekształceniu danego zagadnienia brzegowego w równoważne mu równanie całkowe. Dyskretyzacja tego równania całkowego oraz rozwiązanie tak otrzymanego układu równań algebraicznych pozwala wyznaczyć wartości poszukiwanej funkcji w punktach węzłowych. W wielu przypadkach wspomniane równanie całkowe wymaga dyskretyzacji wyłącznie brzegu obszaru.

Metoda elementów spektralnych (SEM) to propozycja rozwiązania zadań dynamiki zmierzająca do redukcji gęstości podziału na elementy. Wprowadza bardziej złożone funkcje kształtu przez uwzględnienie w nich znanych związków analitycznych. Mogą one być wyrażone jawnie bądź przez szeregi. Najczęściej ma zastosowanie w uwzględnianiu dodatkowych odkształceń elementów krępych lub grubych, które mają wpływ na spektrum drgań. Z tego względu funkcje kształtu są uzależnione od częstości drgań własnych.

Rozdział 6.1 opracowano na podstawie [34], [41], [45], [57], [62], [63], [69], [95] i [96].

Z przedstawionych własności interesującego nas zagadnienia wynika, że nie mogą mieć tu zastosowania metody grupy drugiej i trzeciej. Z pośród dwóch metod grupy pierwszej bardziej odpowiednia jest metoda MES, gdyż modelowanie ciągłych, a drobnych składowych węzła elementami SES i EST wprowadzałyby duże nieokreśloności. Tym samym nie oddawałyby wiernie charakteru jego zachowania się. Ponadto metoda MES ze względu na swoją uniwersalność jest bogato wyposażona w narzędzia w postaci złożonych systemów obliczeniowych.

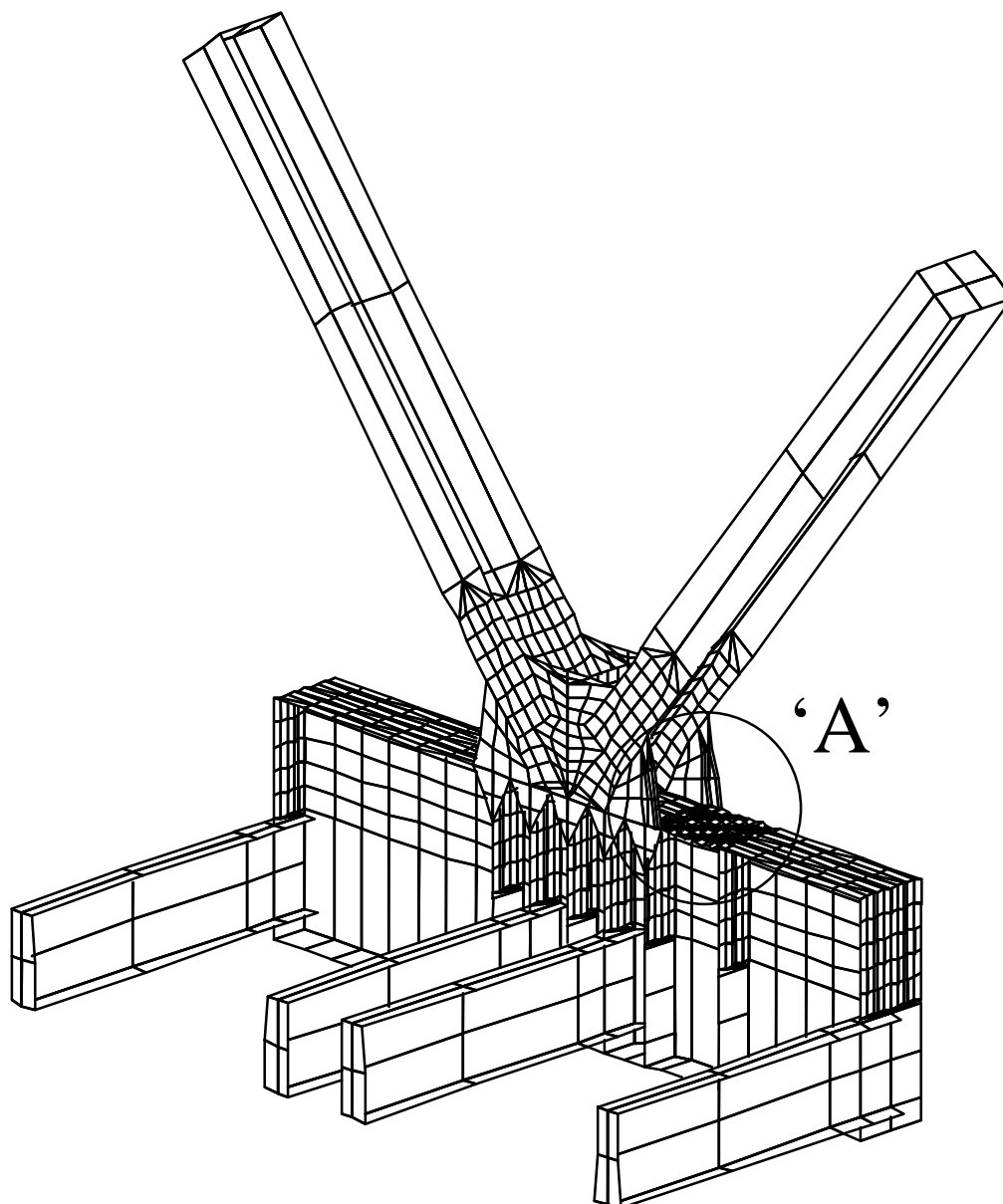
Ostatecznie do zbudowania metodą elementów skończonych (MES) modeli obliczeniowych odpowiednich węzłów kratownic wybrano program [108]. Używa on przemieszczeniowego wariantu MES.

Dla zbadania charakteru pracy węzłów zbudowano ich przestrzenne modele obliczeniowe z powłokowych elementów skończonych.

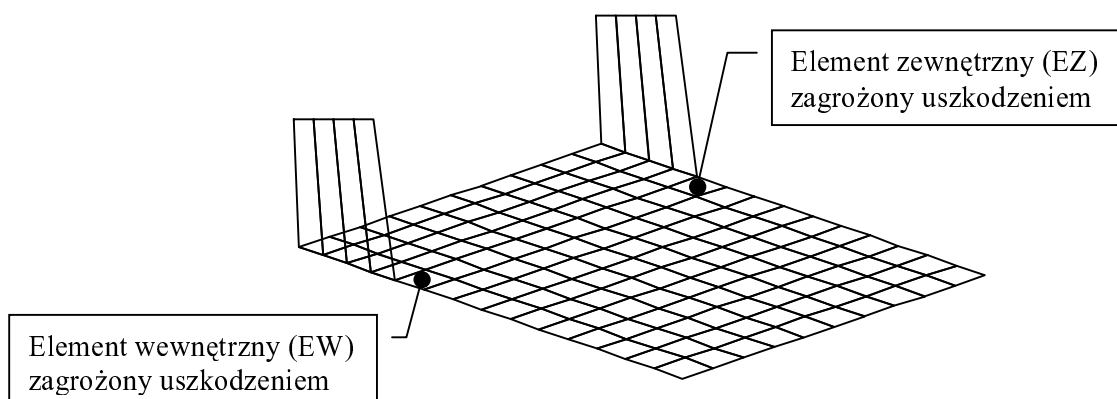
6.2. Węzeł kratownicy uszkodzonej

W programie [108] zbudowano metodą elementów skończonych (MES) dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej. Obejmował on swoim zasięgiem fragment pasa dolnego kratowego dźwigara głównego o długości $2,70\text{m}+0,80\text{m}+2,70\text{m}=6,20\text{m}$ oraz połowy długości czterech poprzecznic i dwóch krzyżulców. Starano się wiernie wymodelować układ pasa, blach węzłowych, żeberek, krzyżulców i poprzecznic (Rys. 6-1). Dyskretny model obliczeniowy tego węzła kratownicy składa się z ponad 1700 trójkątnych lub czworokątnych, skończonych elementów powłokowych.

Na obszarach, gdzie szczegółowo będzie analizowane zachowanie się dyskretnego modelu obliczeniowego, siatka elementów skończonych została zagęszczona. Dotyczy to fragmentu położonego w pobliżu miejsc styku blach węzłowych i półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Są to miejsca zagrożone pęknięciem. Przedstawia to Rys. 6-2, gdzie widać w powiększeniu szczegół 'A'. W celu łatwej lokalizacji miejsc uszkodzeń, na Rys. 6-2 pozostawiono niewielkie fragmenty blach węzłowych. W dalszej części opracowania szczegółowo analizowane będą naprężenia w środkach elementów EZ i EW. Elementy te odpowiadają miejscom zagrożonym uszkodzeniem.



Rys. 6-1. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej



Rys. 6-2. Szczegół 'A'. Fragment półki górnej pasa dolnego kratownicy zagrożony uszkodzeniem

Bardzo ważne jest właściwe podparcie tak zbudowanego dyskretnego modelu obliczeniowego węzła. W przypadku przeprowadzania analizy statycznej wystarczające jest podparcie dyskretnego modelu obliczeniowego na fikcyjnych, stałych lub sprężystych podporach umieszczonych w odpowiednich węzłach siatki MES. Jednak i tu już występują znaczne trudności w takim podparciu węzła, aby z jednej strony stabilizował ustrój dla potrzeb obliczeniowych, a z drugiej nie odbiegał od rzeczywistych warunków pracy węzła ([75]). Wprowadzenie samych podparć sztywnych lub sprężystych wręcz uniemożliwia wykonanie analizy dynamicznej. Taki sposób podparcia musiałby być uzależniony od postaci, a więc i częstotliwości drgań tak całej konstrukcji, jak w szczególności drgań węzła jako jej fragmentu. A ich znalezienie jest jednym z głównych celów budowy dyskretnego modelu obliczeniowego. Zrezygnowano więc z podpierania modelu obliczeniowego węzła na fikcyjnych podporach.

W analizie dynamicznej istotna jest sztywność i masa układu (dodatek, rozdział 13.1.5, równania ruchu (13-19) i (13-20)). Oba te parametry decydują o kształcie poszczególnych postaci drgań własnych. Zbudowany model obliczeniowy węzła jest, jak już wspomniano, tylko fragmentem większego ustroju rzeczywistego (prześla kratowego). Z tym fragmentem związana jest jego masa, która również stanowi tylko część masy całego ustroju. Natomiast o kształcie kolejnych postaci drgań własnych decyduje rozkład sztywności i mas (sił bezwładności) w całym ustroju rzeczywistym.

Pojawiają się więc dwa problemy. Pierwszy jak podeprzeć obliczeniowy model węzła, aby zapewnić mu odpowiednią sztywność i bezwładność (masę) w kolejnych postaciach drgań. Innymi słowy jak zapewnić swobodę ruchów, którą węzeł ten posiada w układzie rzeczywistym. Drugi problem dotyczy wprowadzenia do analizowanego modelu obliczeniowego brakującej części sztywności i masy odrzuconej części układu.

Rozwiązaniem, które daje odpowiedź na oba powyższe pytania jest zamocowanie dyskretnego modelu obliczeniowego analizowanego węzła kratownicy w przestrzennym ustroju prętowym (Rys. 6-3). Z kolei ustrój prętowy (kratownicę) należy podeprzeć na sztywnych podporach, które odbierają mu te same stopnie swobody co w ustroju rzeczywistym łożyska. Te ostatnie przyjęto jako idealne (bez uwzględniania tarcia w nich w czasie drgań [83] i [84]). Ten sposób podparcia dyskretnego modelu obliczeniowego analizowanego węzła zapewnia mu właściwą sztywność (swobodę ruchów) oraz odpowiedni rozkład masy. Umożliwia to tym samym określenie charakteru rzeczywistych postaci drgań własnych.

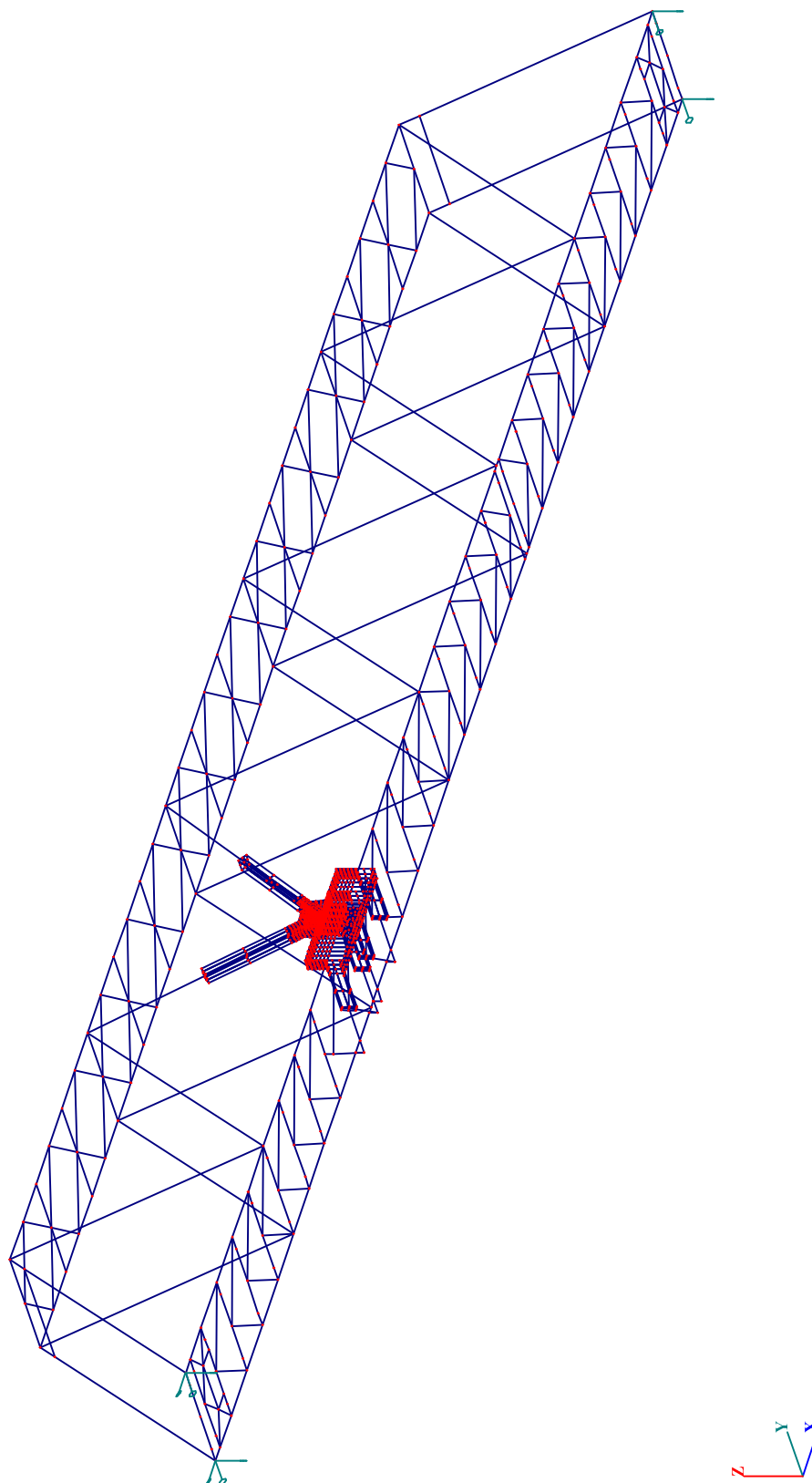
W celu zapewnienia właściwej sztywności połączeń w węzłach pomiędzy ustrojem prętowym a dyskretnym modelem obliczeniowym węzła wprowadzono nieważkie, sztywne przepony. Ich grubość jest o rząd wielkości większa niż grubości łączonych elementów (0,20m).

W modelu obliczeniowym celowo nie wprowadzono powłokowych elementów zespolonych z poprzecznicami (żelbetowe koryto). Te sztywne elementy (gr. 0,20m) odebrałyby możliwości ruchu poprzecznic. Należy w tym miejscu zaznaczyć, że zespolenie poprzecznic przydylatacyjnych z żelbetowym korytem wydaje się być wątpliwe. Masę nie wprowadzonych do modelu obliczeniowego elementów tzn. żelbetowego koryta, podsypki tłuczniowej oraz toru kolejowego uwzględniono przez dodanie odpowiednich mas w węzłach pomostu.

Modelowi obliczeniowemu nadano cechy fizyczne przez wprowadzenie charakterystyk (gęstości, modułu sprężystości, współczynnika Poissona) odpowiednich materiałów użytych do budowy analizowanej konstrukcji. Wszystkie analizy zostały wykonane w zakresie liniowej teorii sprężystości. Ponadto założono, że przemieszczenia dynamiczne są małe w porównaniu z wymiarami konstrukcji.

W dalszej części opracowania dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej nazywany będzie „węzłem uszkodzonym”. Definicję modelu obliczeniowego w programie [108] podano w załączniku [109].

W ten sam sposób zbudowano pozostałe modele obliczeniowe analizowanych węzłów kratownic. Zostały one przedstawione i omówione w kolejnych rozdziałach 6.3 do 6.5. Definicje tych modeli obliczeniowych w programie [108] podano w załącznikach [110] do [112].

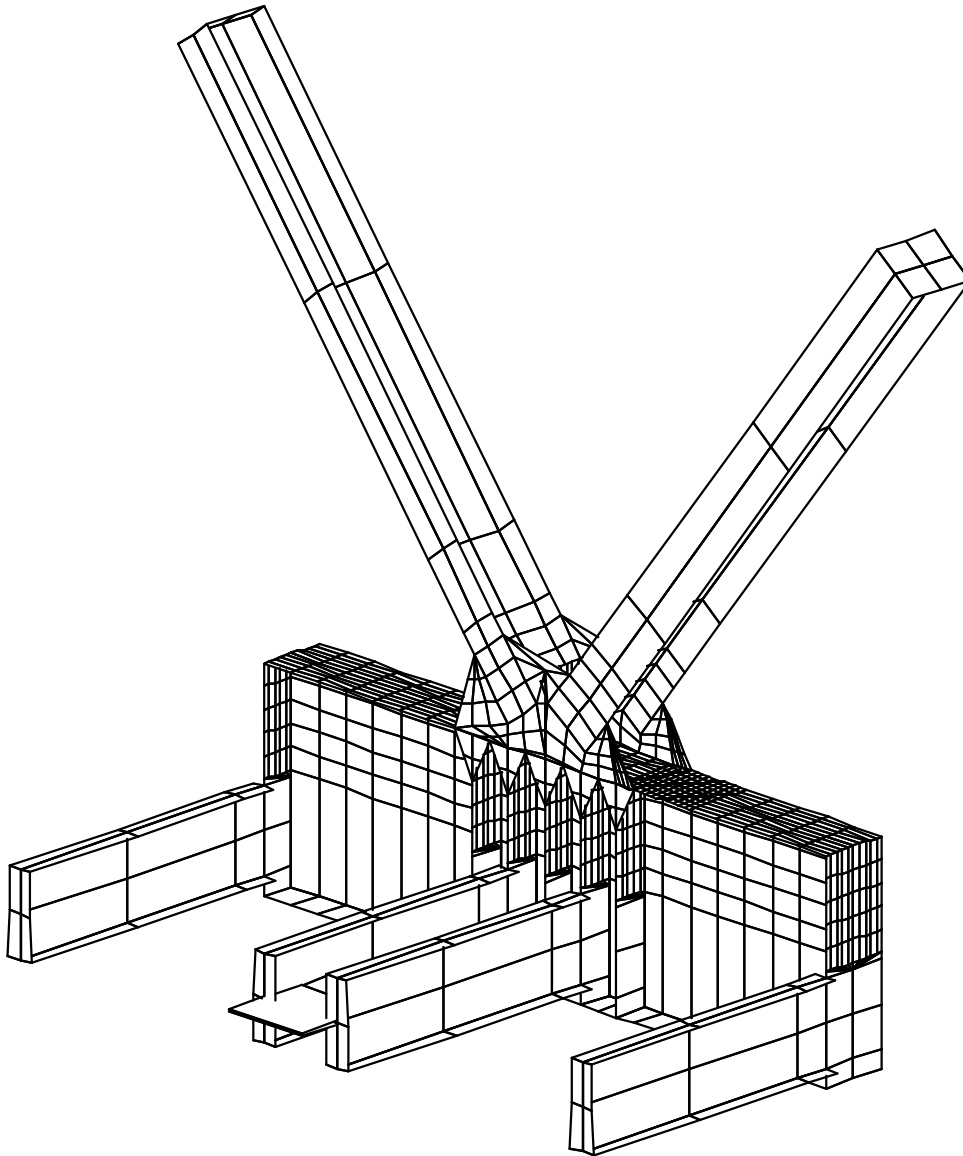


Rys. 6-3. Zamocowanie dyskretnego modelu obliczeniowego węzła kratownicy w prętowym ustroju

6.3. Węzeł kratownicy nieuszkodzonej

Definicję modelu obliczeniowego w programie [108] podano w załączniku [110]. Tutaj ograniczono się jedynie do rysunku i kilku informacji.

Na Rys. 6-4 przedstawiono widok na dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej.



Rys. 6-4. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej

Dyskretny model obliczeniowy tego węzła kratownicy składa się z blisko 1400 trójkątnych lub czworokątnych elementów powłokowych.

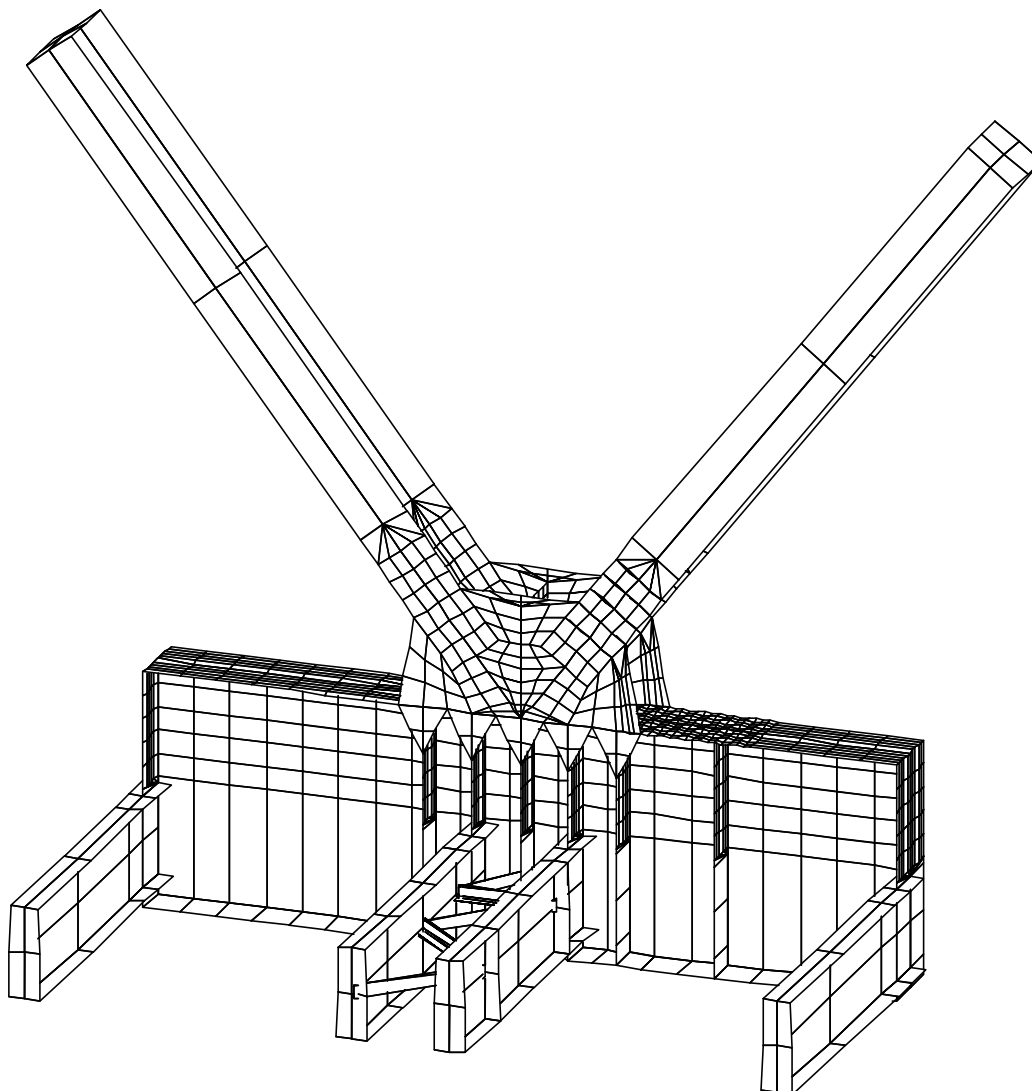
Podobnie jak w dyskretnym modelu obliczeniowym węzła kratownicy uszkodzonej, zagęszczono siatkę elementów skończonych na obszarze, który przedstawiono w powiększeniu jako szczegół 'A' na Rys. 6-2. Obejmuje on fragment półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego zagrożony uszkodzeniem. W jego skład wchodzi elementy EZ i EW, w środkach których szczegółowo analizowane będą naprężenia.

W dalszej części opracowania dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej nazywany będzie „węzłem nieuszkodzonym”.

6.4. Węzeł kratownicy uszkodzonej po wzmocnieniu

Definicję modelu obliczeniowego w programie [108] podano w załączniku [111]. Tutaj ograniczono się jedynie do rysunku i kilku informacji.

Rys. 6-5 przedstawia widok na dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej po wzmocnieniu.



Rys. 6-5. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej po wzmocnieniu

Dyskretny model obliczeniowy tego węzła kratownicy składa się z blisko 1800 trójkątnych lub czworokątnych elementów powłokowych.

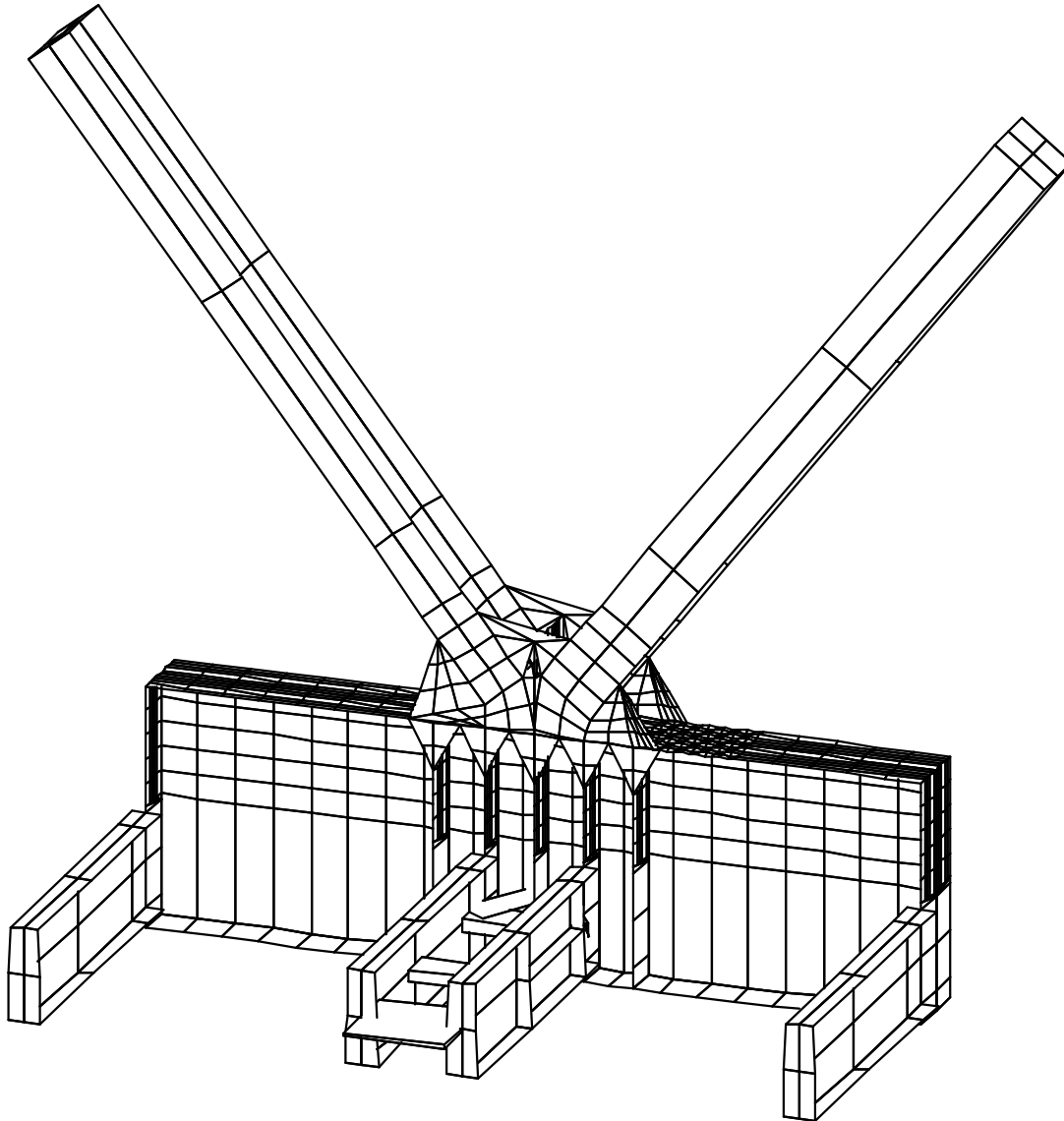
Podobnie jak w dyskretnym modelu obliczeniowym węzła kratownicy uszkodzonej, zagęszczono siatkę elementów skończonych na obszarze zagrożonym pęknięciem. Widok na ten fragment przedstawiono w powiększeniu jako szczegół 'A' na Rys. 6-2. Obejmuje on fragment półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego zagrożony uszkodzeniem. W jego skład wchodzi elementy EZ i EW, w środkach których szczegółowo analizowane będą naprężenia.

W dalszej części opracowania dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy uszkodzonej po wzmocnieniu nazywany będzie „węzłem uszkodzonym wzmocnionym”.

6.5. Węzeł kratownicy nieuszkodzonej po wzmocnieniu

Definicję modelu obliczeniowego w programie [108] podano w załączniku [112]. Tutaj ograniczono się jedynie do rysunku i kilku informacji.

Na poniższym Rys. 6-6 przedstawiono widok na dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej po wzmocnieniu.



Rys. 6-6. Dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej po wzmocnieniu

Model ten składa się z ponad 1400 trójkątnych lub czworokątnych elementów powłokowych.

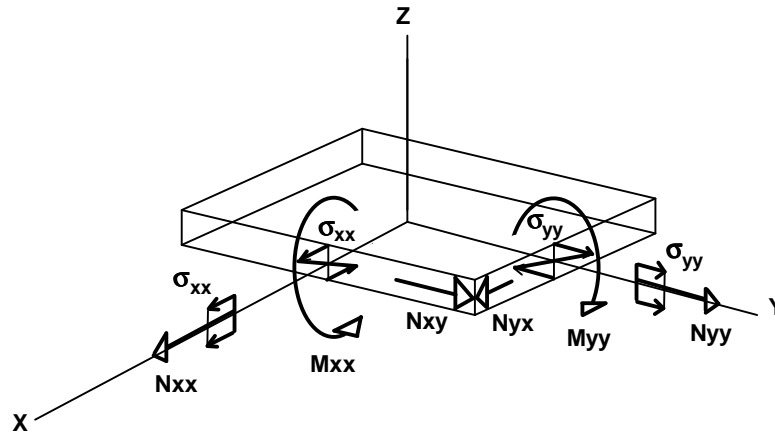
Podobnie jak w dyskretnym modelu obliczeniowym węzła kratownicy uszkodzonej, zagęszczono siatkę elementów skończonych na obszarze zagrożonym pęknięciem. Widok na ten fragment przedstawiono w powiększeniu jako szczegół 'A' na Rys. 6-2. Obejmuje on fragment półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego zagrożony uszkodzeniem. W jego skład wchodzi elementy EZ i EW, w środkach których szczegółowo analizowane będą naprężenia.

W dalszej części opracowania dyskretny model obliczeniowy węzła kratownicy nieuszkodzonej po wzmocnieniu nazywany będzie „węzłem nieuszkodzonym wzmocnionym”.

7. ANALIZA STATYCZNA

7.1. Konwencja znakowania sił wewnętrznych

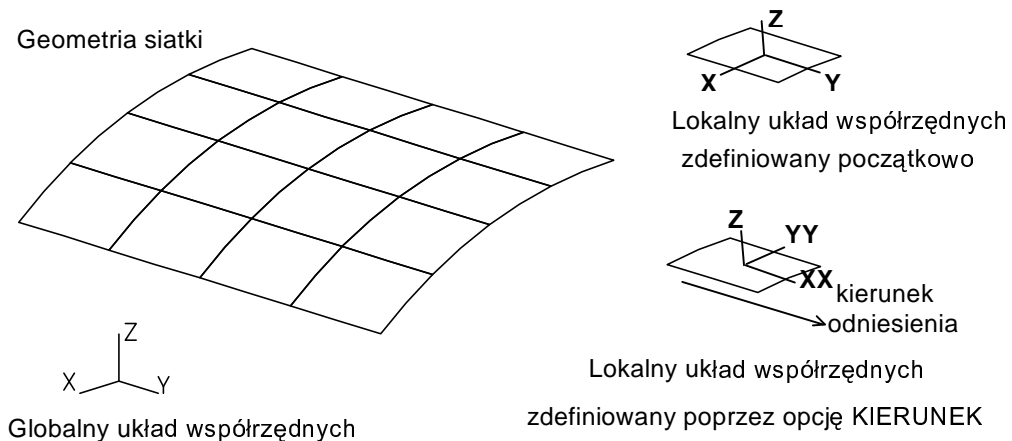
Na poniższym rysunku Rys. 7-1 przedstawiono konwencję znakowania sił wewnętrznych w powierzchniowych (powłokowych) elementach skończonych programu [108]. Siły, momenty oraz naprężenia pokazane na rysunku mają dodatnie znaki.



Rys. 7-1. Konwencja znakowania sił MES w programie [108].

Wyniki otrzymane dla powierzchniowych elementów skończonych są przedstawiane w lokalnych układach współrzędnych. Jednak znajomość lokalnego układu współrzędnych dla powierzchniowego elementu skończonego nie jest konieczna. Kierunek osi x lokalnego układu współrzędnych w powierzchniowych elementach skończonych można określić poprzez podanie dowolnego wektora definiującego kierunek odniesienia (np. oś X, Y lub Z globalnego układu współrzędnych). Następnie wektor kierunku odniesienia jest rzutowany na element, co ostatecznie definiuje położenie lokalnej osi xx. Oś yy znajduje się w płaszczyźnie elementu skończonego i jest prostopadła do osi xx. Natomiast oś z jest normalna do powierzchni elementu skończonego. Tak zdefiniowane osie tworzą prawoskrętny, kartezjański układ współrzędnych. Wartości wielkości wynikowych dla wszystkich elementów są przeliczane do tego obróconego układu współrzędnych. Należy pamiętać, że kierunek odniesienia nie może być prostopadły do elementu, gdyż wszystkie wyniki będą zerami.

Przykładową sytuację przedstawiono na Rys. 7-2, gdzie wszystkie elementy leżą na powierzchni walca. Początkowo lokalne osie x są równoległe do globalnej osi X. Te osie zostaną na nowo zdefiniowane przy użyciu kierunku odniesienia, który jest równoległy do globalnej osi Y.



Rys. 7-2. Przykładowa zmiana lokalnego układu współrzędnych [108]

W dalszej części opracowania, prezentowane wyniki we wszystkich modelach obliczeniowych dotyczą sytuacji, gdy lokalne osie x w analizowanych elementach skończonych są równoległe do globalnej osi X wg Rys. 6-3. Oznacza to, że wszystkie prezentowane wielkości (np. naprężenia normalne σ_{xx}) z indeksem xx (Rys. 7-1) dotyczą kierunku X globalnego układu współrzędnych (tj. podłużnej osi przęsła).

7.2. Uwagi ogólne

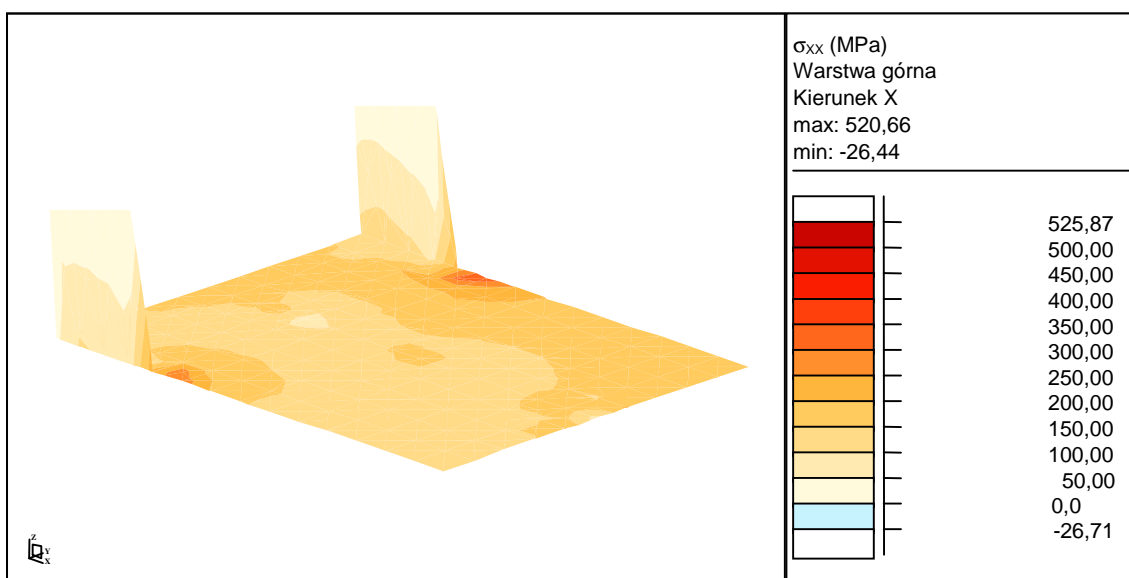
W celu określenia rzeczywistych poziomów naprężeń w środkach elementów EZ i EW do wszystkich czterech modeli obliczeniowych węzłów zastosowano obciążenia charakterystyczne. Zadano rzeczywiste wartości tych obciążeń:

- ciężarem własnym wg [2] do [5];
- żelbetowym korytem wraz z torem ułożonym na podsypce tłuczniowej wg [2] do [5];
- wpływem zinwentaryzowanych różnic przemieszczeń podpór wg [22];
- taborem kolejowym w rzeczywistości kursującym na linii.

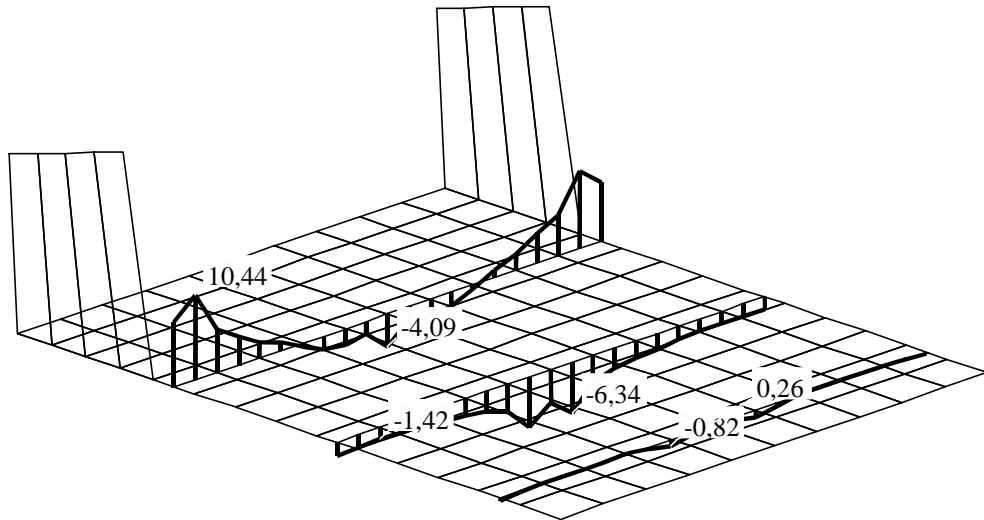
Kierunek 1 naprężeń głównych w analizowanym miejscu praktycznie pokrywa się osią X globalnego układu współrzędnych (tj. podłużną osią przęsła). W związku z tym określono naprężenia normalne σ_{xx} (naprężenia odniesione do osi X) w środkach analizowanych elementów skończonych (Rys. 6-2). Następnie naprężenia te zsumowano w kombinacji charakterystycznej. W dalszej części tego rozdziału wszystkie wykresy, rysunki i tabele dotyczyć będą tak zsumowanych naprężeń. Ze względu na znikome ([109] do [112]) w tych elementach wartości naprężeń stycznych i normalnych (yy) nie analizowano naprężeń zastępczych.

7.3. Węzeł uszkodzony

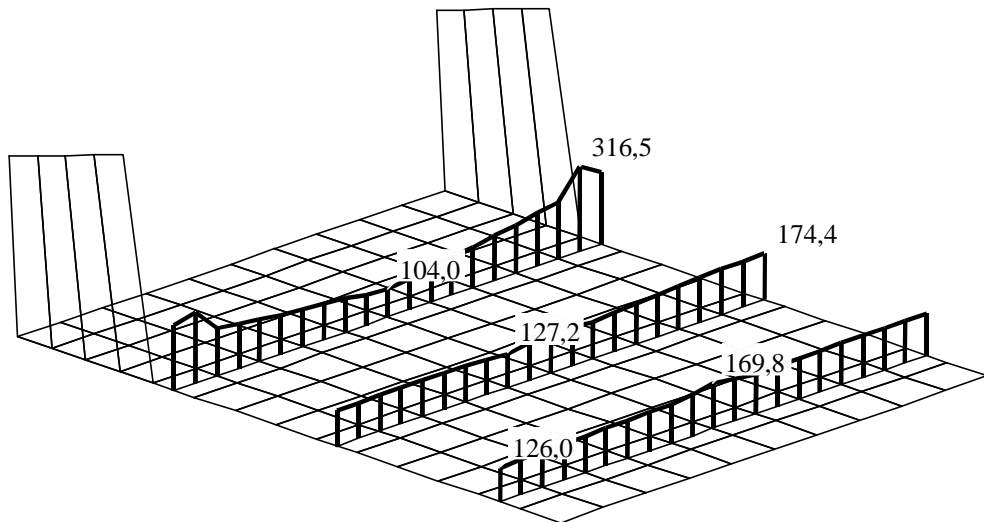
Na poniższym Rys. 7-3 przedstawiono mapę naprężeń σ_{xx} wywołanych charakterystyczną kombinacją obciążeń w półce górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Dotyczy ona warstwy górnej półki. Można łatwo zauważyć wyraźne miejsca koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych z półką górną blachownicy. W miejscach tych powstały pęknięcia.



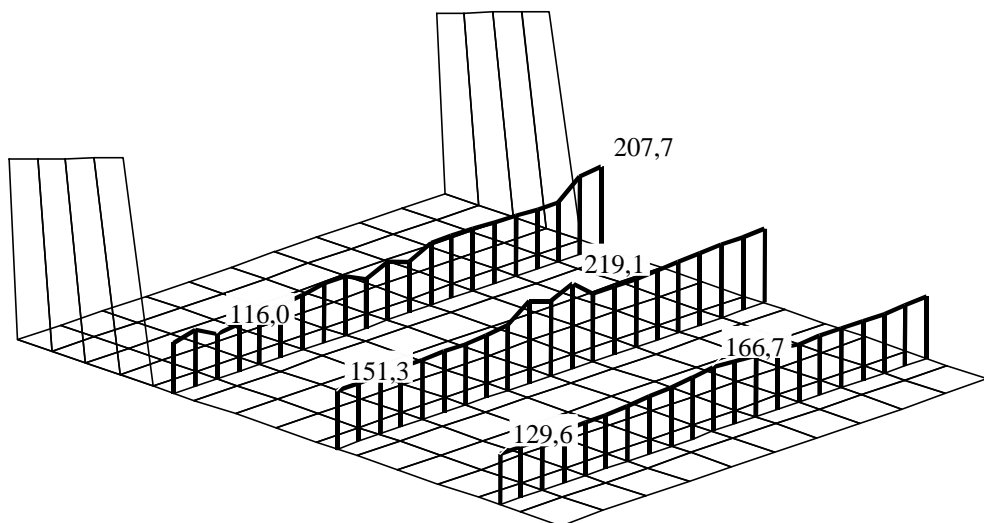
Rys. 7-3. Węzeł uszkodzony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej



Rys. 7-4. Węzeł uszkodzony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]



Rys. 7-5. Węzeł uszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]



Rys. 7-6. Węzeł uszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]

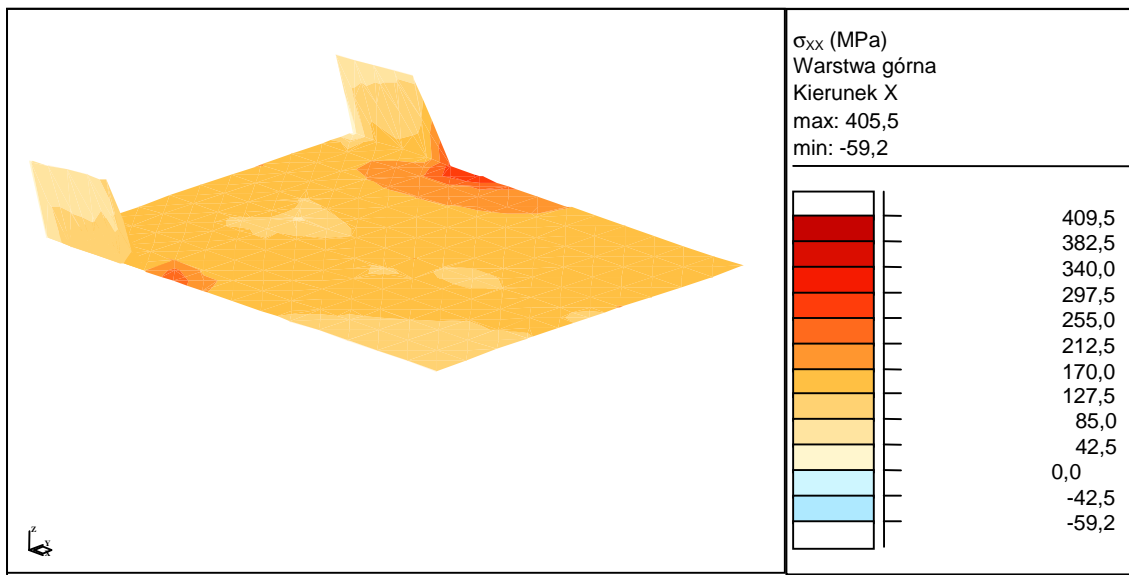
Główną przyczyną koncentracji naprężeń w elementach EZ i EW jest lokalne zginanie półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Na Rys. 7-4 przedstawiono wykresy zmian momentu zginającego M_{xx} w trzech przekrojach. W przekroju położonym najbliżej blach węzłowych (przez środki elementów EZ i EW) moment zginający dochodzi do 10,44kNm/m. W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia wartości momentów zginających szybko maleją.

Pierwszorzędny wpływ lokalnego zginania półki górnej na poziom naprężeń przedstawiono na kolejnych dwóch rysunkach (Rys. 7-5 i Rys. 7-6). Na Rys. 7-5 widać zmiany naprężeń σ_{xx} w środkach elementów skończonych w warstwie górnej, a na Rys. 7-6 dolnej. Wykresy te potwierdzają tendencje do koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych z półką górną blachownicy. Naprężenia w warstwie górnej σ_{xx} w środku elementu EZ osiągają 316,5MPa, a w środku elementu EW 266,8MPa. Odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej to 202,8MPa w elemencie EZ i 144,5MPa w elemencie EW.

W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia różnice naprężeń σ_{xx} pomiędzy warstwą górną a dolną zanikają. W trzecim z przedstawionych przekrojów, który jest najbardziej oddalony od miejsca uszkodzenia, odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej i dolnej są praktycznie sobie równe. Wyniki obliczeń programem [108] podano w załączniku [109].

7.4. Węzeł nieuszkodzony

Rys. 7-7 przedstawia mapę naprężeń σ_{xx} wywołanych charakterystyczną kombinacją obciążeń w półce górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Dotyczy ona warstwy górnej półki. Również w węźle nieuszkodzonym można zauważyć wyraźne miejsca koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych z półką górną blachownicy.

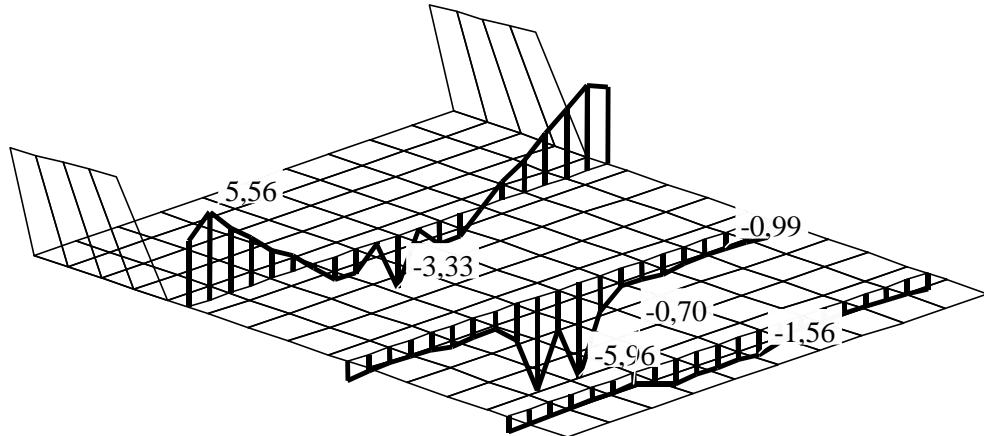


Rys. 7-7. Węzeł nieuszkodzony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej

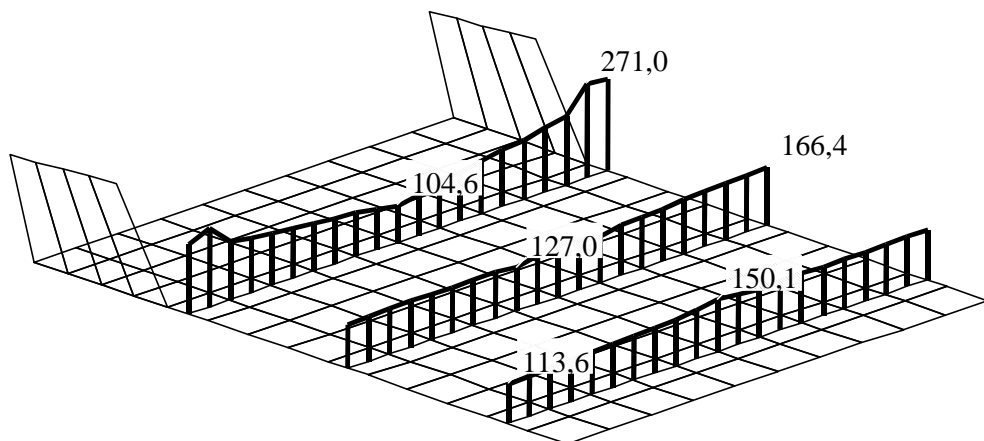
Podobnie jak w przypadku węzła uszkodzonego, przyczyną koncentracji naprężeń w elementach EZ i EW jest lokalne zginanie półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Na Rys. 7-8 przedstawiono wykresy zmian momentu zginającego M_{xx} w trzech przekrojach. W przekroju położonym najbliżej blach węzłowych (przez środki elementów EZ i EW) moment zginający osiąga 5,56kNm/m. Jest to znacznie mniejsza wartość niż w węźle uszkodzonym. W kolejnych przekrojach, w miarę oddalania się od blach węzłowych, wartości momentów zginających M_{xx} szybko maleją.

Wpływ lokalnego zginania półki górnej na poziom naprężeń przedstawiono na kolejnych dwóch rysunkach (Rys. 7-9 i Rys. 7-10). Na Rys. 7-9 widać zmiany naprężeń σ_{xx} w środkach elementów skończonych w warstwie górnej, a na Rys. 7-10 dolnej. Wykresy te potwierdzają

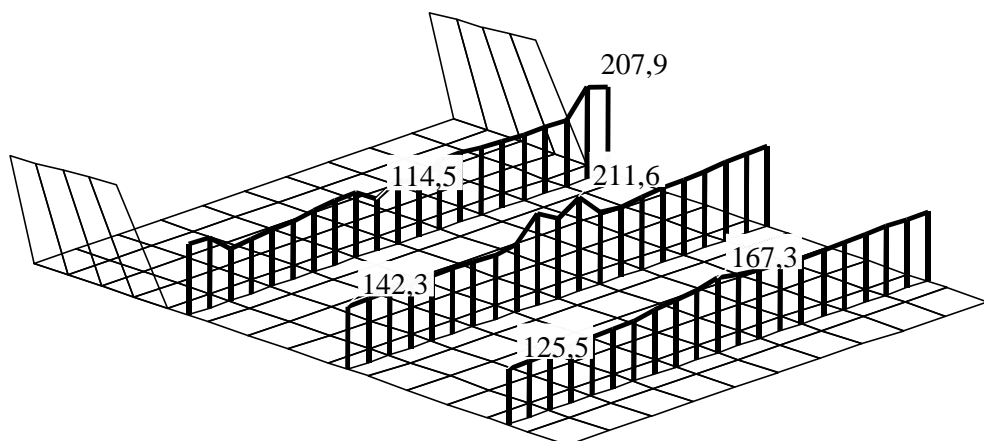
tendencje do koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych z półką górną blachownicy. Naprężenia w warstwie górnej σ_{xx} w środku elementu EZ osiągają 271,0MPa, a w środku elementu EW 224,6MPa. Odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej to 207,9MPa w elemencie EZ i 159,4MPa w elemencie EW. Są to znacznie mniejsze wartości niż w węźle uszkodzonym.



Rys. 7-8. Węzeł nieuszkodzony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]



Rys. 7-9. Węzeł nieuszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]



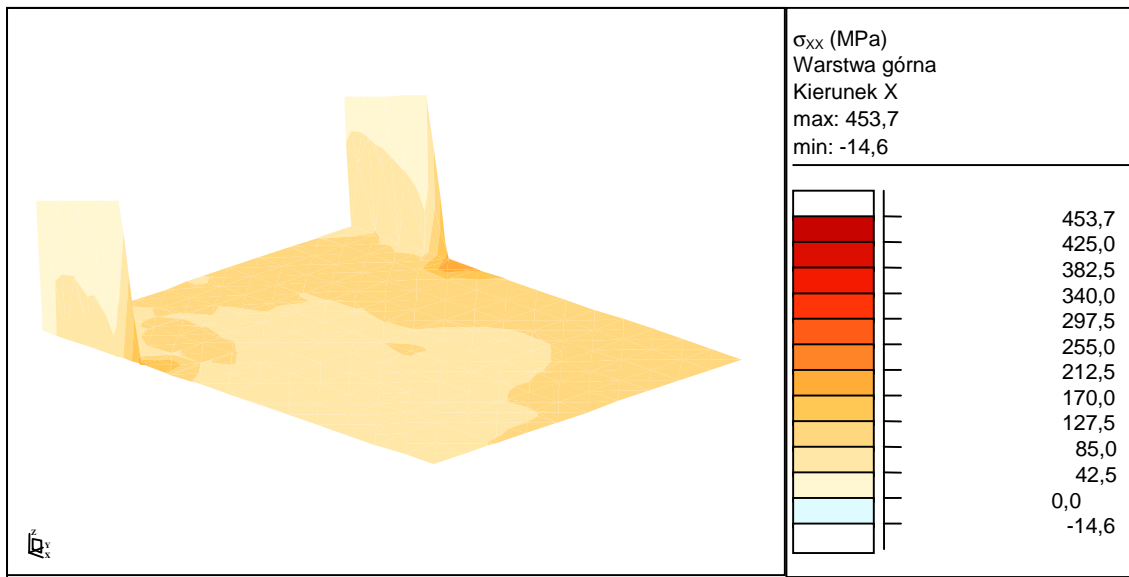
Rys. 7-10. Węzeł nieuszkodzony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]

W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia różnice naprężeń σ_{xx} pomiędzy warstwą górną a dolną ulegają zmniejszeniu, co świadczy o zanikaniu zginania w analizowanej półce.

Wyniki obliczeń programem [108] podano w załączniku [110].

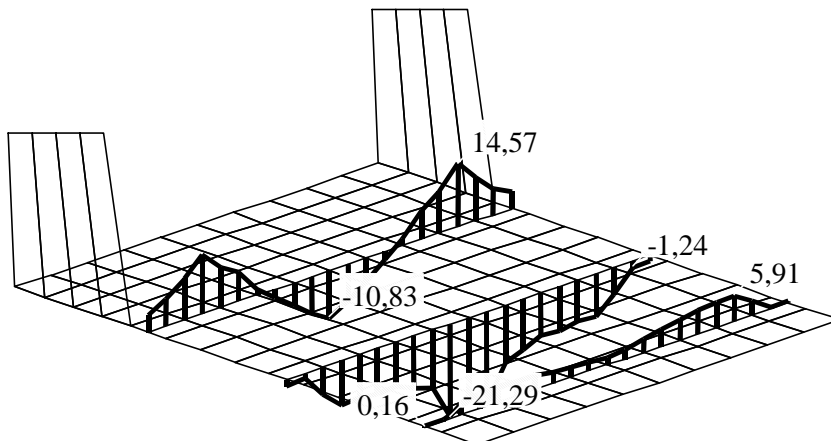
7.5. Węzeł uszkodzony wzmocniony

Rys. 7-11 to mapa naprężeń σ_{xx} wywołanych charakterystyczną kombinacją obciążeń w półce górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Dotyczy ona warstwy górnej półki. Również w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu można zauważyć miejsca koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych z półką górną blachownicy.

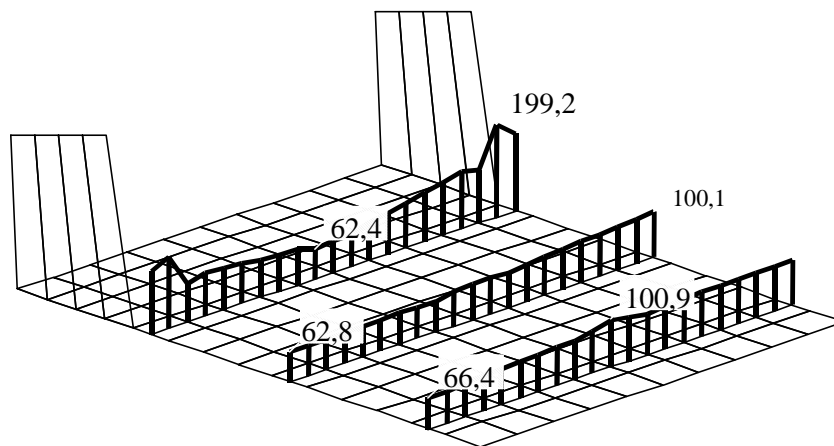


Rys. 7-11. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej

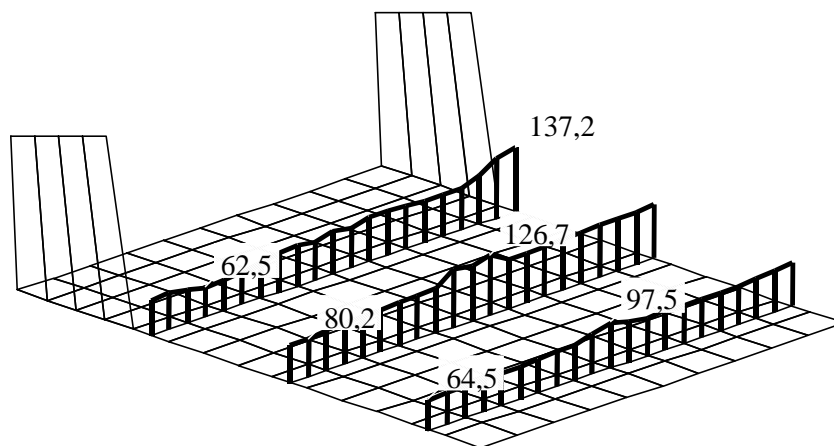
Po wzmocnieniu węzła uszkodzonego nadal przyczyną koncentracji naprężeń w elementach EZ i EW jest lokalne zginanie półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Na Rys. 7-12 przedstawiono wykresy zmian momentu zginającego M_{xx} w trzech przekrojach. W przekroju położonym najbliżej blach węzłowych (przez środki elementów EZ i EW) moment zginający osiąga 14,57 kNm/m. Tak duży przyrost momentu zginającego w półce jest spowodowany jej usztywnieniem przez nakładkę (Rys. 5-3 i Rys. 5-4). W kolejnych przekrojach, w miarę oddalania się od blach węzłowych, wartości momentów zginających M_{xx} maleją.



Rys. 7-12. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]



Rys. 7-13. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]



Rys. 7-14. Węzeł uszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]

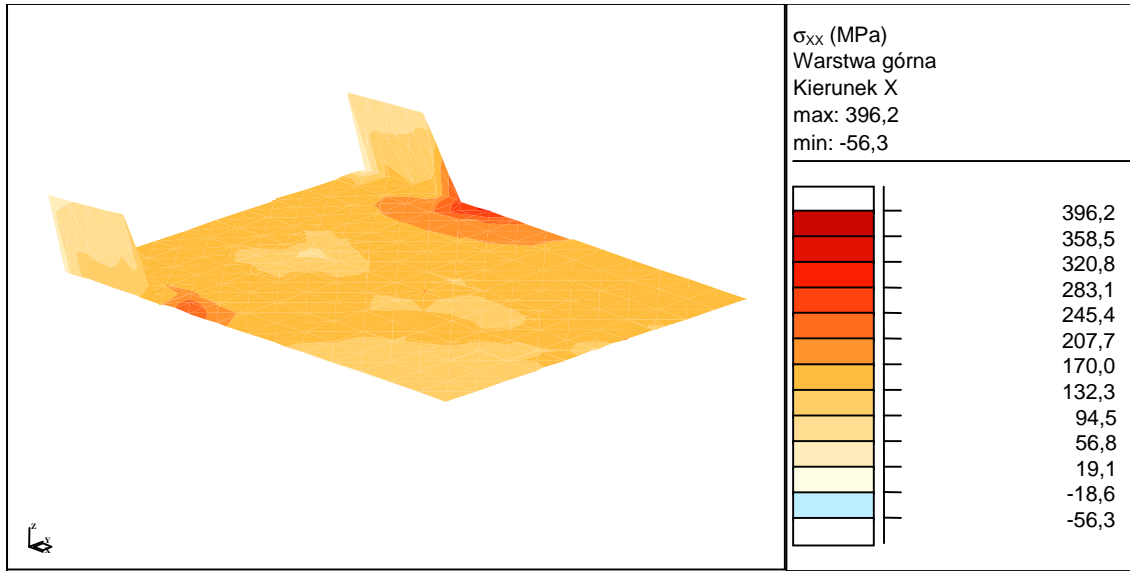
Mimo przyrostu momentu zginającego w półce górnej blachownicy, naprężenia σ_{xx} w elementach EZ i EW uległy zmniejszeniu w stosunku do analogicznych naprężeń σ_{xx} w węźle uszkodzonym. Jest to efekt wzmocnienia węzła wg (Rys. 5-3 i Rys. 5-4), a przede wszystkim zastosowania nakładki na uszkodzoną półkę górną blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Wpływ lokalnego zginania półki górnej na poziom naprężeń przedstawiono na kolejnych dwóch rysunkach (Rys. 7-13 i Rys. 7-14). Na Rys. 7-13 widać zmiany naprężeń σ_{xx} w środkach elementów skończonych w warstwie górnej, a na Rys. 7-14 w warstwie dolnej. Naprężenia σ_{xx} w warstwie górnej w środku elementu EZ osiągają 199,2MPa, a w środku elementu EW 152,1MPa. Odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej to 129,0MPa w elemencie EZ i 77,5MPa w elemencie EW. Wykonane wzmocnienie spowodowało znaczną redukcję naprężeń w analizowanych elementach EZ i EW.

W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia różnice naprężeń σ_{xx} pomiędzy warstwą górną a dolną ulegają zmniejszeniu, co świadczy o zanikaniu zginania w analizowanej półce.

Wyniki obliczeń programem [108] podano w załączniku [111].

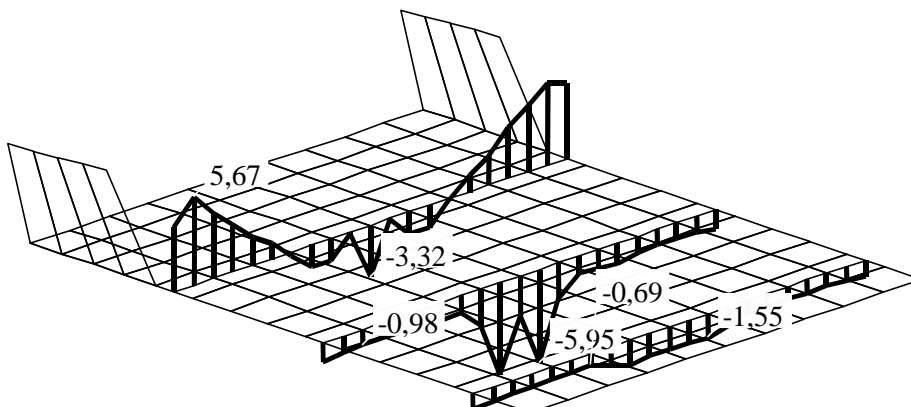
7.6. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony

Rys. 7-15 przedstawia mapę naprężeń σ_{xx} wywołanych charakterystyczną kombinacją obciążeń w półce górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Dotyczy ona warstwy górnej półki. Również w węźle nieuszkodzonym wzmocnionym można zauważyć wyraźne miejsca koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych z półką górną blachownicy.

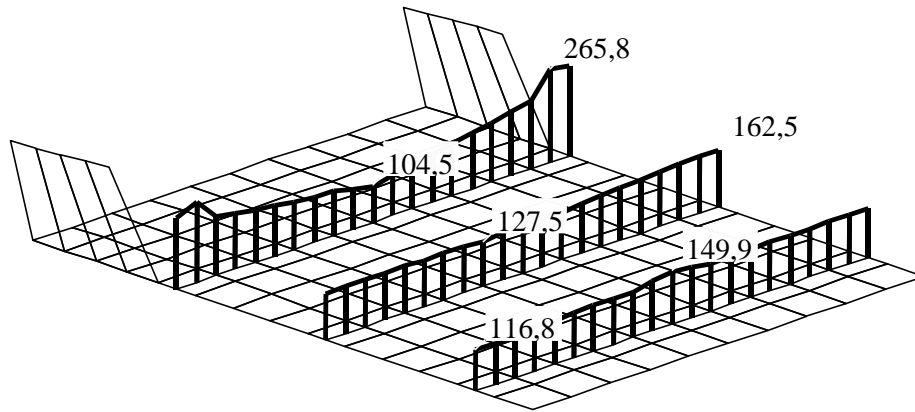


Rys. 7-15. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej

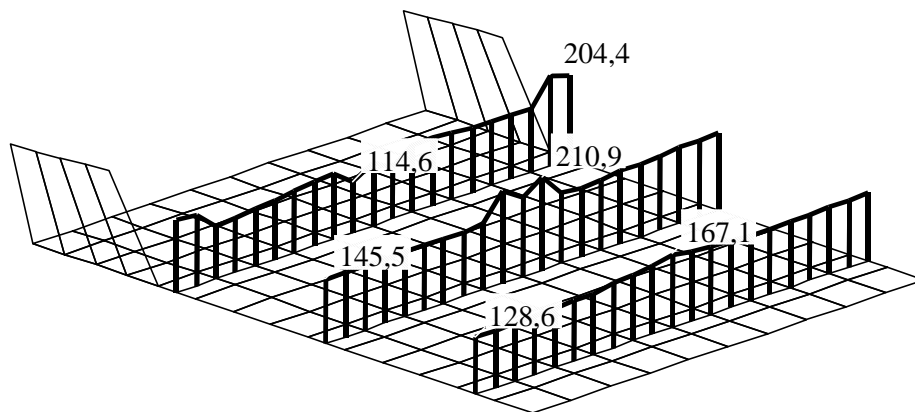
Przyczyną koncentracji naprężeń w elementach EZ i EW jest lokalne zginanie półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Wykresy zmian momentu zginającego M_{xx} w trzech przekrojach, które przedstawiono na Rys. 7-16 praktycznie nie różnią się od wykresów z Rys. 7-8. Świadczy to znikomym wpływem wykonanego wzmocnienia na siły wewnętrzne w półce górnej blachownicy. W przekroju położonym najbliżej blach węzłowych (przez środki elementów EZ i EW) moment zginający osiąga 5,67kNm/m. W kolejnych przekrojach, w miarę oddalania się od blach węzłowych, wartości momentów zginających M_{xx} szybko maleją.



Rys. 7-16. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]



Rys. 7-17. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]



Rys. 7-18. Węzeł nieuszkodzony wzmocniony. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]

Również wykresy naprężeń σ_{xx} w półce górnej blachownicy, które przedstawiono na Rys. 7-17 i Rys. 7-18 nieznacznie różnią się od analogicznych wykresów w węźle nieuszkodzonym (Rys. 7-9 i Rys. 7-10). Naprężenia w warstwie górnej σ_{xx} w środku elementu EZ osiągają 265,8MPa, a w środku elementu EW wynoszą 228,9MPa. Odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej to 204,4MPa w elemencie EZ i 162,5MPa w elemencie EW.

W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia różnice naprężeń σ_{xx} pomiędzy warstwą górną a dolną ulegają zmniejszeniu, co świadczy o zanikaniu zginania w analizowanej półce.

Wyniki obliczeń programem [108] podano w załączniku [112].

7.7. Podsumowanie

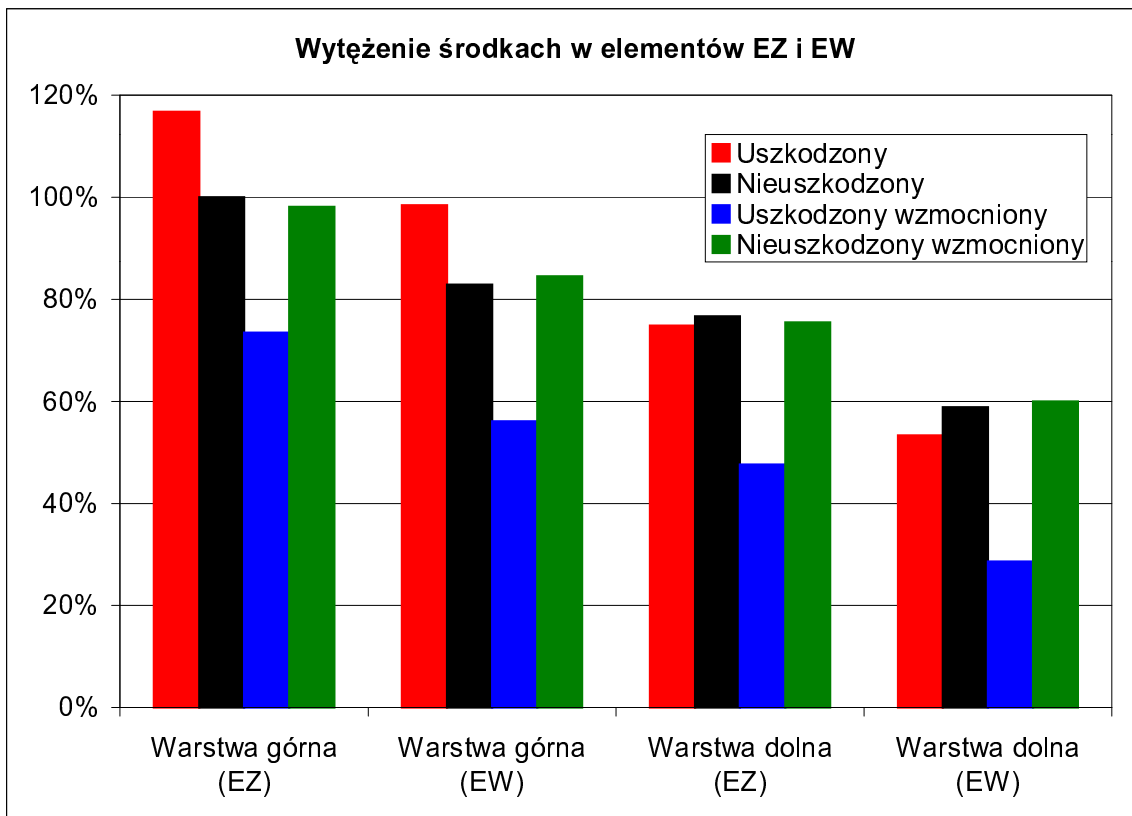
W poniższej tabelicy zestawiono naprężenia normalne σ_{xx} w środkach elementów EW i EZ uzyskane z analiz poszczególnych modeli węzłów. Wszystkie naprężenia w poniższej Tab. 7-1 są dodatnie. Oznacza to, że w środkach analizowanych elementów EZ i EW występują tylko naprężenia rozciągające.

Tab. 7-1. Naprężenia normalne σ_{xx} w środkach elementów EW i EZ [MPa]

Model węzła	Warstwa górna		Warstwa dolna	
	Element EZ	Element EW	Element EZ	Element EW
Uszkodzony	316,5	266,8	202,8	144,5
Nieuszkodzony	271,0	224,6	207,9	159,4
Uszkodzony wzmocniony	199,2	152,1	129,0	77,5
Nieuszkodzony wzmocniony	265,8	228,9	204,4	162,5

Mimo wprowadzenia we wszystkich czterech modelach takiego samego obciążenia, symetrycznym zestawem rzeczywistych obciążeń charakterystycznych, różnice odpowiednich naprężeń σ_{xx} w środkach analizowanych elementów EZ i EW są znaczne. Największe wartości naprężenia σ_{xx} występują w warstwie górnej elementu EZ. W węźle uszkodzonym osiągają one wartość charakterystyczną 316,5MPa. Jest to o 17% więcej niż w węźle nieuszkodzonym, gdzie dochodzą do 271,0MPa. W obu przypadkach jest to więcej, niż wynosi wytrzymałość obliczeniowa $R=270$ MPa dla elementów o grubości powyżej 30mm wykonanych ze stali 18G2A. Jednak minimalna charakterystyczna granica plastyczności $R_e=333$ MPa nie została przekroczona ([104]). Po wzmocnieniu obu węzłów nastąpił spadek naprężeń σ_{xx} do 265,8MPa w węźle nieuszkodzonym, zaś w węźle uszkodzonym do 199,2MPa. Tak znaczny spadek naprężeń σ_{xx} w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu jest spowodowany wykonaniem nakładki na górnej półce blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego wg Rys. 5-3 i Rys. 5-4.

Na Rys. 7-19 przedstawiono wytyżenie we wszystkich czterech analizowanych modelach w odniesieniu do węzła nieuszkodzonego. Porównano naprężenia w środkach elementów EZ i EW z największymi naprężeniami w węźle nieuszkodzonym (warstwa górna elementu EZ). Widać wyraźnie, że w warstwie górnej elementu EZ dla węzła uszkodzonego wytyżenie konstrukcji jest największe. Jest to miejsce pojawienia się dwóch największych pęknięć (A) i (B) (rozdział 3.2 i 3.3). Natomiast trzecie pęknięcie (C) (rozdział 3.4) pojawiło się w elemencie EW.



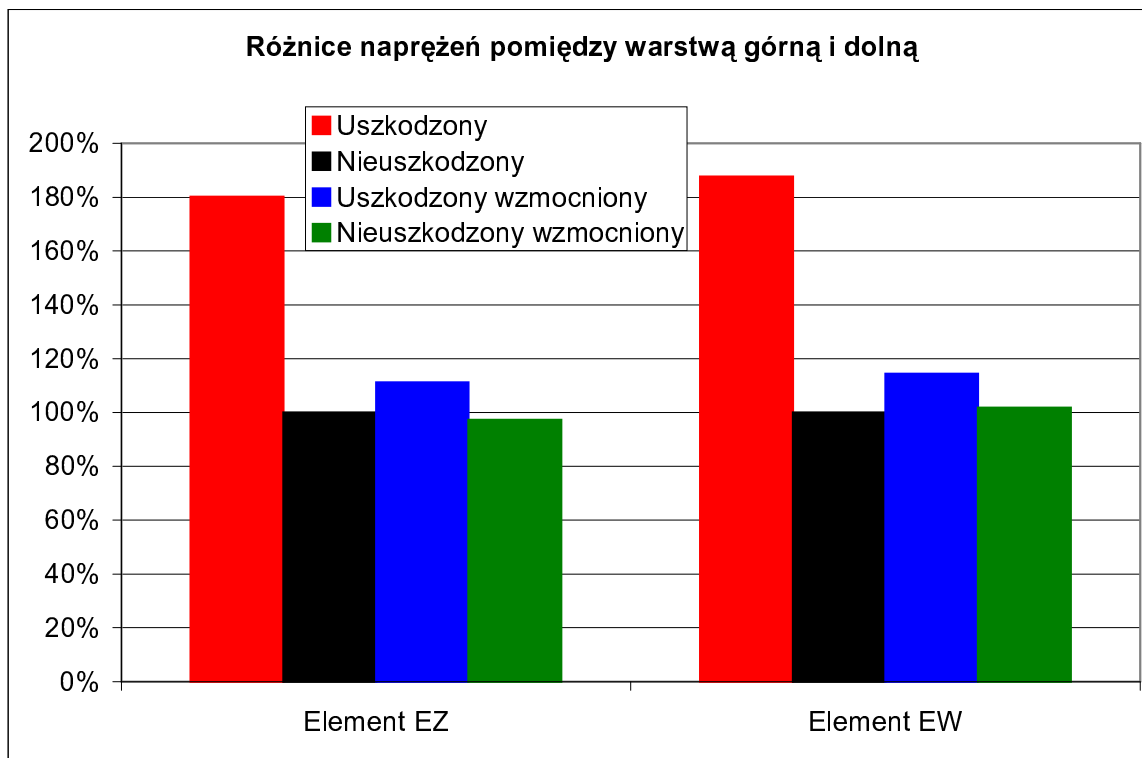
Rys. 7-19. Wytyżenie w środkach w elementach EZ i EW względem węzła nieuszkodzonego

Tab. 7-2. Różnice naprężeń normalnych $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy warstwą górną i dolną w środkach elementów EW i EZ [MPa]

Model węzła	Element EZ	Element EW
Uszkodzony	113.7	122.3
Nieuszkodzony	63.1	65.2
Uszkodzony wzmocniony	70.2	74.6
Nieuszkodzony wzmocniony	61.4	66.4

W Tab. 7-2 zestawiono różnice naprężeń normalnych $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy warstwą górną i dolną w elementach EZ jak i EW we wszystkich czterech analizowanych modelach węzłów. Łatwo zauważyć, że są one znaczne. Świadczy to o występowaniu lokalnych momentów zginających w miejscu połączenia blach węzłowych z półką górną blachownicy. Momenty te działają w płaszczyźnie pionowej.

W węźle nieuszkodzonym różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ wynoszą w elemencie EW 63,1MPa, a w elemencie EZ 65,2MPa. Jednak największe różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ występują w węźle uszkodzonym. Wynoszą one w elementach EW 122,3MPa, a w elementach EZ 113,7MPa. Oznacza to, że różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ są w węźle uszkodzonym w elemencie EZ o ponad 80%, a w elemencie EW blisko 88% większe niż w węźle nieuszkodzonym. Po wzmocnieniu węzła uszkodzonego, nastąpiła znaczna redukcja różnic naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$. Podobnie jak poprzednio, jest to spowodowane wykonaniem nakładki na górnej półce blachownicy wg Rys. 5-3 i Rys. 5-4. Natomiast w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu nastąpił nieznaczny wzrost różnicy naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ w elementach EW i spadek w elementach EZ. Na poniższym Rys. 7-20 zestawiono różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy warstwą górną i dolną elementów EZ i EW.



Rys. 7-20. Różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy warstwą górną i dolną elementów EZ i EW

W kolejnej Tab. 7-3 zestawiono różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy środkami odpowiednich elementów EW i EZ. Ujawniają one występowanie lokalnych momentów zginających w miejscu połączenia blach węzłowych z półką górną blachownicy. Momenty te działają w płaszczyźnie poziomej. Powodują powstanie dodatkowych naprężeń rozciągających w elementach EZ we wszystkich czterech modelach obliczeniowych węzłów. Wartości różnic naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ z Tab. 7-3 zawierają się w dosyć wąskim przedziale od 36,9MPa w warstwie górnej nieuszkodzonego węzła po wzmocnieniu do 58,3MPa w warstwie dolnej uszkodzonego węzła. Świadczy to o zbliżonym wpływie tego momentu zginającego na naprężenia w analizowanych elementach EZ i EW we wszystkich czterech modelach obliczeniowych węzłów.

Tab. 7-3. Różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ pomiędzy środkami elementów EW i EZ [MPa]

Model węzła	Warstwa górna	Warstwa dolna
Uszkodzony	49,7	58,3
Nieuszkodzony	46,4	48,5
Uszkodzony wzmocniony	47,1	51,5
Nieuszkodzony wzmocniony	36,9	41,9

7.8. Wnioski

Analiza statyczna opisana w niniejszym rozdziale 7, została przeprowadzona na dyskretnych modelach obliczeniowych we wszystkich czterech analizowanych węzłach. Modele te zostały obciążone symetrycznie charakterystycznymi wartościami rzeczywistych obciążeń pionowych. Ze względu na specyficzną konstrukcję węzła kratownicy (rozdział 4.3.3), ujawniło się istotne dla poziomu wyteżenia konstrukcji zjawisko lokalnego zginania. Dotyczy ono półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego w miejscu połączenia z blachami węzłowymi.

Lokalne zginanie wspomnianej półki górnej blachownicy odbywa się w dwóch płaszczyznach. W węźle uszkodzonym zginanie w płaszczyźnie pionowej powoduje bardzo duże przyrosty naprężeń rozciągających górną warstwę w środku elementu EZ. Dodatkowo w elementach EZ pojawiają się naprężenia rozciągające od zginania w płaszczyźnie poziomej. W efekcie końcowym charakterystyczne naprężenia rozciągające σ_{xx} w węźle uszkodzonym, osiągają w miejscu pojawienia się dwóch największych pęknięć (A) i (B) 316,5MPa. Natomiast w miejscu powstania trzeciego pęknięcia (C) charakterystyczne naprężenia rozciągające σ_{xx} wynoszą 266,8MPa.

Są to wysokie poziomy naprężeń, zwłaszcza w odniesieniu do wytrzymałości obliczeniowej dla elementów o grubości powyżej 30mm wykonanych ze stali 18G2A, która wynosi $R=270$ MPa ([104]). Jednak minimalna charakterystyczna granica plastyczności $R_e=333$ MPa nie została przekroczona. Nie jest to więc poziom wyteżenia, który mógłby być jedyną przyczyną powstania uszkodzeń. Natomiast daje bardzo wysokie tło naprężeń dla ewentualnych wpływów zmęczeniowych.

Poszukiwanie takich właśnie wpływów będzie przedmiotem dalszych analiz.

Należy również zauważyć, że znalezienie dwóch dodatkowych wpływów w postaci lokalnych momentów zginających w płaszczyźnie pionowej i poziomej stało się możliwe dzięki zbudowaniu dyskretnych modeli obliczeniowych analizowanych węzłów o bardzo wysokim poziomie wierności i szczegółowości w stosunku do obiektów rzeczywistych ([54]).

8. ANALIZA MODALNA

8.1. Wprowadzenie

Analiza modalna (drgań własnych) jest najczęściej używaną metodą analizy własności dynamicznych konstrukcji. Konstrukcja mostu to przestrzenny układ ciągły, zbudowany z materiałów odkształcalnych, o nieskończonej liczbie stopni swobody. W zastosowanej metodzie obliczeń (MES), układ ciągły jest zastępowany układem dyskretnym o skończonej liczbie stopni swobody. Wówczas analiza drgań własnych jest wykonywana na dyskretnych modelach obliczeniowych.

Podstawy teoretyczne drgań układów dyskretnych są powszechnie znane. Dlatego większość związanych z tym problemem wzorów i wyprowadzeń zamieszczono w dodatku (rozdział 13). Tutaj podano jedynie najważniejsze związki.

Macierzowe równanie ruchu układu dyskretnego zapisane we współrzędnych uogólnionych:

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{F}(t) \quad (8-1)$$

gdzie:

- \mathbf{q} - wektor uogólnionych współrzędnych Lagrange'a;
- \mathbf{B} - macierz bezwładności;
- \mathbf{C} - macierz tłumienia;
- \mathbf{K} - macierz sztywności;
- \mathbf{F} - wektor obciążenia;
- t - czas.

Zagadnienie własne, dotyczące drgań swobodnych nietłumionych, opisuje ruch układu dynamicznego bez sił wymuszających $\mathbf{F}(t)$ i bez uwzględniania tłumienia \mathbf{C} . Wówczas równanie (8-1) przyjmuje postać:

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{0} \quad (8-2)$$

gdzie:

- $\mathbf{0}$ - wektor zerowy

Rozwiązanie zagadnienia własnego polega na określeniu częstości własnych i wektorów własnych analizowanego układu.

Wektor $\boldsymbol{\omega}$ utworzony ze zbioru częstości uporządkowanych w kolejności wartości rosnących, nazywa się wektorem częstości, a pierwszą częstość ω_1 częstością podstawową.

$$\boldsymbol{\omega} = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \vdots \\ \omega_n \end{bmatrix} \quad (8-3)$$

Wektor \mathbf{w}_i nazywamy i -tym wektorem własnym lub i -tą postacią drgań własnych. Opisuje odkształconą postać układu dynamicznego drgającego z daną częstością drgań własnych ω_i . Zbiór wektorów własnych \mathbf{w}_i tworzy macierz własną \mathbf{W} :

$$\mathbf{W} = [\mathbf{w}_1, \mathbf{w}_2, \dots, \mathbf{w}_n] = \begin{bmatrix} w_{11} & w_{12} & \dots & w_{1n} \\ w_{21} & w_{22} & \dots & w_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ w_{n1} & w_{n2} & \dots & w_{nn} \end{bmatrix} \quad (8-4)$$

Rozwiązanie drgań własnych układu dyskretnego opisanego równaniem ruchu jest kombinacją liniową drgań harmoniczných o częstościach kołowych ω_i i amplitudach proporcjonalnych do wektorów własnych \mathbf{w}_i .

Algorytm zaimplementowany w programie [108] wykorzystuje do obliczeń częstości i postaci drgań własnych numeryczną metodę Lanczosa. Polega ona na budowie i przekształceniach macierzy do postaci trójprzekątniowej oraz rozwiązaniu układu równań przy określonej liczby elementów skończonych.

Opracowano na podstawie [45].

8.2. Uwagi ogólne

W celu znalezienia postaci własnych we wszystkich analizowanych modelach węzłów została wykonana w programie [108] analiza modalna.

Maksymalna prędkość poruszania się pociągów po analizowanym obiekcie wynosiła $V=60\text{km/h}$. Poruszające się z tą prędkością potencjalne wymuszenie (każda oś obciążenia) pokonuje odcinek $s=0,80\text{m}$, który odpowiada rozstawowi poprzecznic przydylatacyjnych (Rys. 2-5 i Rys. 2-6), w czasie $t=0,048\text{s}$. W związku z powyższym, analizie poddano wszystkie postacie drgań własnych o okresie dłuższym niż $T \geq 0,044\text{s}$. Odpowiada to prędkości przejazdu $V \approx 65\text{km/h}$.

Szczególną uwagę zwrócono na poszukiwanie przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych. Takie postacie powinny generować dodatkowe naprężenia w miejscu powstania uszkodzeń w trakcie przejazdu obciążenia przez dylatację.

Jak już wcześniej wspomniano, aby takie postacie mogły się ujawnić, w modelu obliczeniowym celowo nie wprowadzono powłokowych elementów zespalających z poprzecznicami żelbetowe koryto. Te sztywne elementy (gr. 0,20m) odebrałyby możliwości ruchu poprzecznic. Należy zaznaczyć, że zespolenie poprzecznic przydylatacyjnych z żelbetowym korytem wydaje się być wątpliwe. Masy nie wprowadzonych do modelu obliczeniowego elementów ustroju rzeczywistego (żelbetowego koryta, podsypki tłuczniowej oraz toru kolejowego) dodano w odpowiednich węzłach pomostu. Masy pozostałych elementów konstrukcyjnych, program [108] uwzględnia na podstawie zadanych wymiarów geometrycznych i gęstości materiału.

W przeprowadzonej analizie modalnej określono postacie drgań dla wszystkich czterech modeli obliczeniowych analizowanych węzłów. Wyznaczono odpowiadające im częstości f i okresy T , a następnie zestawiono w załączonych tabelach. Wytłuszczoną czcionką zaznaczono poszukiwane, przeciwbieżne postacie drgań. Ponadto, dla każdego modelu obliczeniowego węzła zamieszczono po jednym, przykładowym obrazie przemieszczeń przeciwbieżnej postaci drgań poprzecznic przydylatacyjnych.

8.3. Węzeł uszkodzony

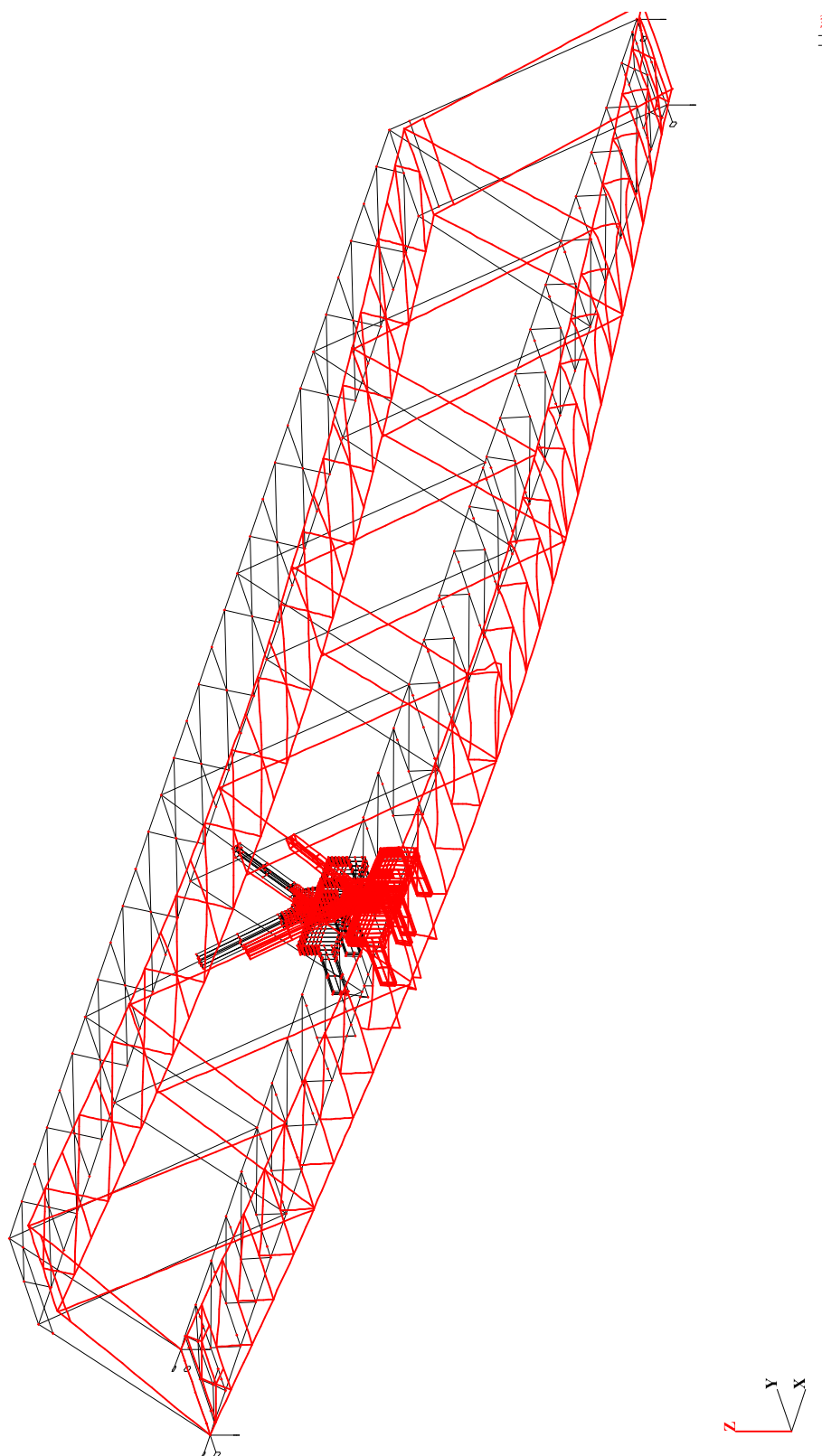
W Tab. 8-1 przedstawiono 205 postaci drgań własnych. Rozkład częstości f w całym analizowanym spektrum jest gęsty. Można znaleźć wiele postaci, które mają bardzo zbliżone częstości drgań własnych f .

Ustalono 7 postaci, które mają poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań poprzecznic przydylatacyjnych. Są to praktycznie kolejne postaci drgań (182, 184÷189) o okresach T z przedziału 0,057÷0,062s.

Tab. 8-1. Postacie własne drgań w węźle uszkodzonym

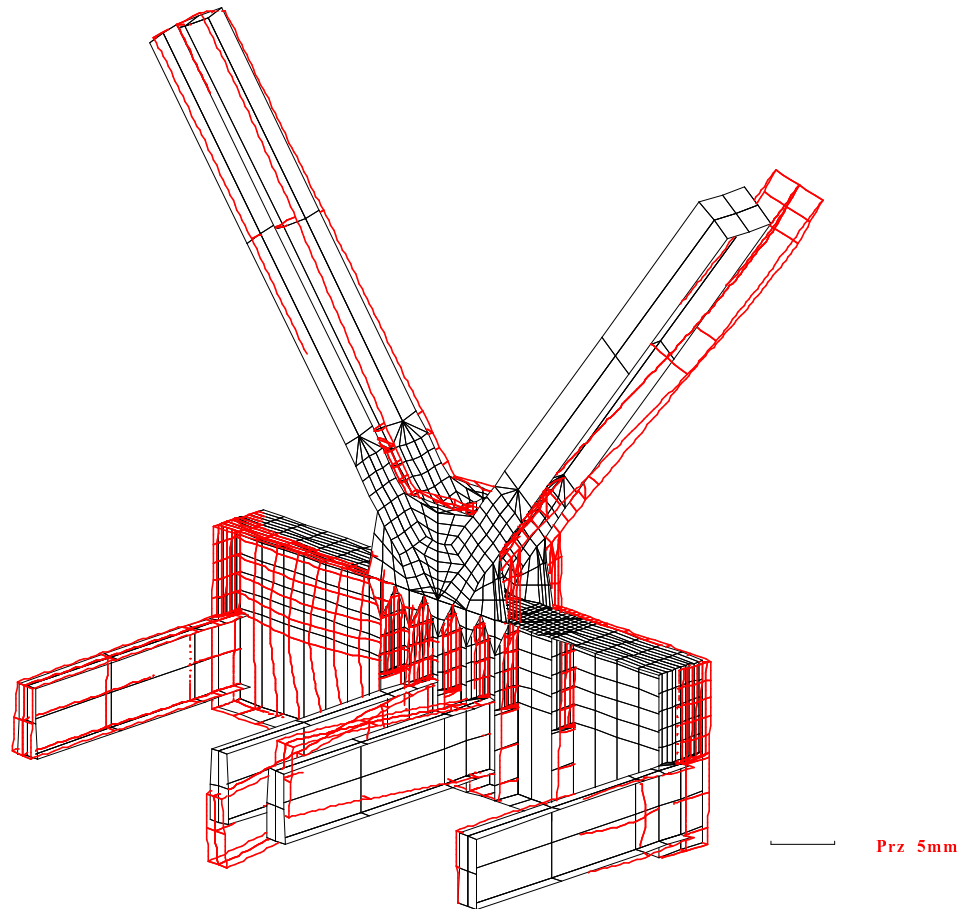
Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]
1	0,855	1,170	55	4,791	0,209	109	8,287	0,121	163	13,854	0,072
2	1,688	0,593	56	4,792	0,209	110	8,385	0,119	164	13,860	0,072
3	1,819	0,550	57	4,792	0,209	111	8,449	0,118	165	13,980	0,072
4	1,855	0,539	58	4,793	0,209	112	8,496	0,118	166	14,021	0,071
5	1,966	0,509	59	4,793	0,209	113	8,503	0,118	167	14,158	0,071
6	2,583	0,387	60	4,965	0,201	114	8,739	0,114	168	14,162	0,071
7	2,957	0,338	61	5,248	0,191	115	8,964	0,112	169	14,205	0,070
8	3,099	0,323	62	5,293	0,189	116	9,218	0,109	170	14,303	0,070
9	3,166	0,316	63	5,299	0,189	117	9,499	0,105	171	14,384	0,070
10	3,259	0,307	64	5,304	0,189	118	9,891	0,101	172	14,501	0,069
11	3,788	0,264	65	5,306	0,189	119	9,994	0,100	173	14,704	0,068
12	3,828	0,261	66	5,306	0,189	120	10,393	0,096	174	14,713	0,068
13	3,880	0,258	67	5,307	0,188	121	10,428	0,096	175	14,859	0,067
14	3,917	0,255	68	5,308	0,188	122	10,473	0,096	176	14,979	0,067
15	3,936	0,254	69	5,308	0,188	123	10,494	0,095	177	15,199	0,066
16	3,960	0,253	70	5,308	0,188	124	10,546	0,095	178	15,408	0,065
17	3,967	0,252	71	5,308	0,188	125	10,577	0,095	179	15,525	0,064
18	3,969	0,252	72	5,309	0,188	126	10,609	0,094	180	15,582	0,064
19	3,969	0,252	73	5,310	0,188	127	10,636	0,094	181	15,749	0,064
20	3,971	0,252	74	5,310	0,188	128	10,651	0,094	182	16,095	0,062
21	3,971	0,252	75	5,311	0,188	129	10,746	0,093	183	16,386	0,061
22	3,972	0,252	76	5,311	0,188	130	10,856	0,092	184	16,769	0,060
23	3,973	0,252	77	5,311	0,188	131	10,964	0,091	185	16,834	0,059
24	3,973	0,252	78	5,312	0,188	132	11,090	0,090	186	17,108	0,059
25	3,973	0,252	79	5,312	0,188	133	11,279	0,089	187	17,198	0,058
26	3,973	0,252	80	5,313	0,188	134	11,368	0,088	188	17,379	0,058
27	3,974	0,252	81	5,313	0,188	135	11,560	0,087	189	17,488	0,057
28	3,975	0,252	82	5,315	0,188	136	11,628	0,086	190	17,796	0,056
29	3,975	0,252	83	5,440	0,184	137	11,706	0,085	191	18,706	0,054
30	3,976	0,252	84	5,511	0,182	138	11,891	0,084	192	19,247	0,052
31	3,976	0,252	85	5,647	0,177	139	11,945	0,084	193	19,653	0,051
32	3,978	0,251	86	5,655	0,177	140	12,014	0,083	194	19,948	0,050
33	4,294	0,233	87	5,684	0,176	141	12,030	0,083	195	19,968	0,050
34	4,558	0,219	88	5,701	0,175	142	12,103	0,083	196	19,973	0,050
35	4,647	0,215	89	5,725	0,175	143	12,113	0,083	197	20,493	0,049
36	4,691	0,213	90	5,824	0,172	144	12,211	0,082	198	20,823	0,048
37	4,718	0,212	91	6,010	0,166	145	12,357	0,081	199	20,910	0,048
38	4,750	0,211	92	6,411	0,156	146	12,522	0,080	200	21,107	0,047
39	4,764	0,210	93	6,592	0,152	147	12,594	0,079	201	21,322	0,047
40	4,780	0,209	94	6,660	0,150	148	12,627	0,079	202	21,853	0,046
41	4,784	0,209	95	6,665	0,150	149	12,637	0,079	203	22,093	0,045
42	4,787	0,209	96	6,690	0,150	150	12,711	0,079	204	22,803	0,044
43	4,787	0,209	97	6,691	0,149	151	12,787	0,078	205	22,903	0,044
44	4,788	0,209	98	6,710	0,149	152	12,851	0,078			
45	4,788	0,209	99	6,720	0,149	153	12,965	0,077			
46	4,788	0,209	100	6,729	0,149	154	13,095	0,076			
47	4,789	0,209	101	6,804	0,147	155	13,168	0,076			
48	4,790	0,209	102	6,910	0,145	156	13,246	0,076			
49	4,790	0,209	103	7,188	0,139	157	13,313	0,075			
50	4,791	0,209	104	7,379	0,136	158	13,337	0,075			
51	4,791	0,209	105	7,608	0,131	159	13,393	0,075			
52	4,791	0,209	106	7,702	0,130	160	13,575	0,074			
53	4,791	0,209	107	7,711	0,130	161	13,656	0,073			
54	4,791	0,209	108	7,790	0,128	162	13,809	0,072			

Na Rys. 8-1 przedstawiono obraz przemieszczeń drugiej postaci drgań własnych modelu obliczeniowego węzła uszkodzonego o okresie $T=0,592s$.



Rys. 8-1. Węzeł uszkodzony. Postać własna 2. Okres $T=0,592s$

Natomiast na Rys. 8-2 przedstawiono obraz przemieszczeń przykładowej, przeciwbieżnej postaci drgań poprzecznie przydylatacyjnych w modelu obliczeniowym węzła uszkodzonego. Dotyczy on 184 postaci własnej o okresie $T=0,060s$.



Rys. 8-2. Węzeł uszkodzony. Postać własna 184. Okres $T=0,060s$

Rysunki dotyczące pierwszych 10 postaci drgań własnych oraz ustalonych 7 postaci, które mają poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych, przedstawiono w załączniku [109]. Animacje wybranych postaci drgań własnych zawiera załącznik [114].

8.4. Węzeł nieuszkodzony

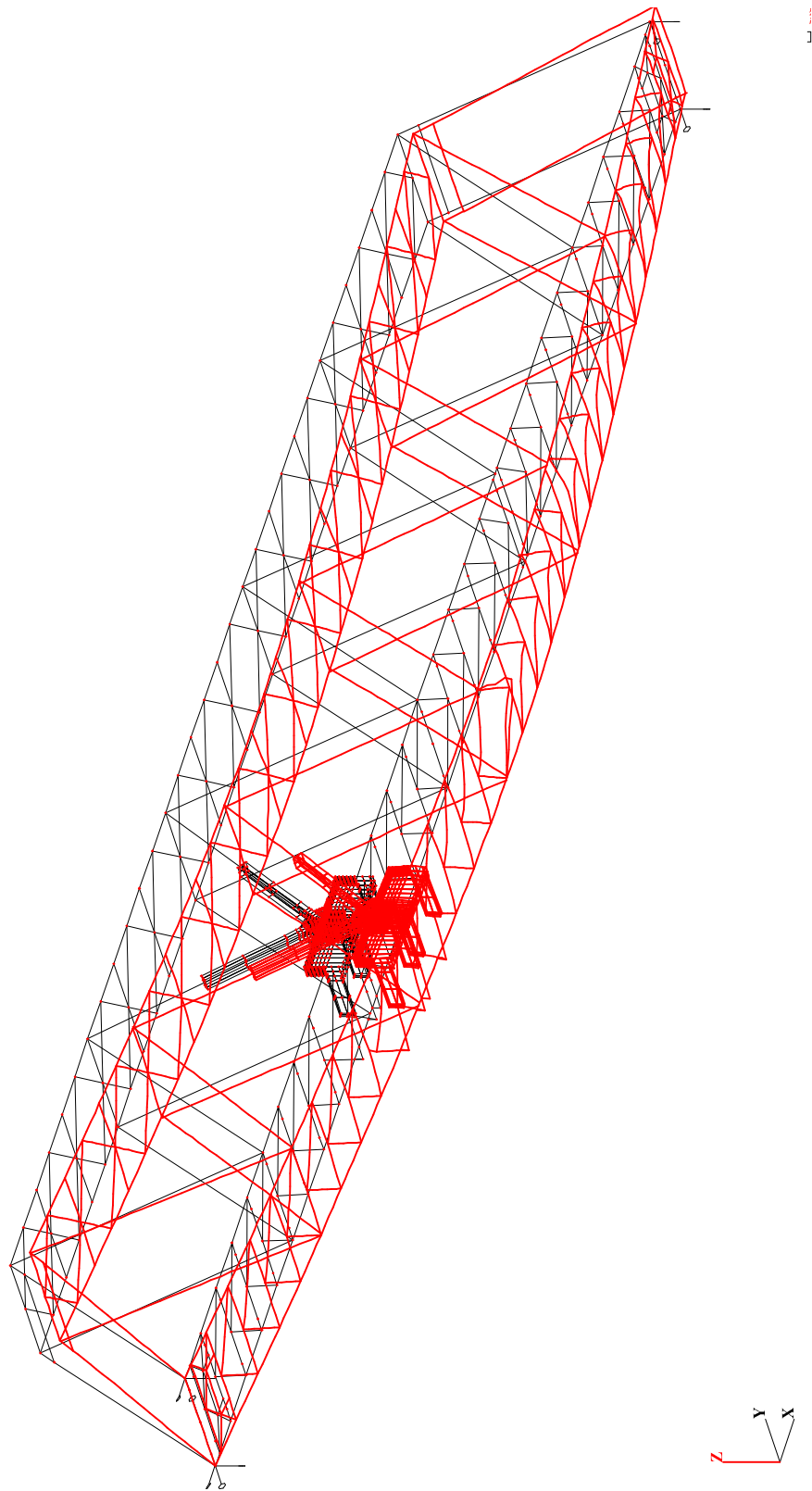
W modelu obliczeniowym węzła nieuszkodzonego określono 206 postaci drgań własnych, które zestawiono w Tab. 8-2. Podobnie jak w węźle uszkodzonym, rozkład częstotliwości f w całym analizowanym spektrum jest gęsty. Można znaleźć wiele postaci, które mają bardzo zbliżone częstotliwości f drgań własnych.

Ustalono 4 postacie, które mają poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych. Są to odpowiednio postacie 188, 192, 194 i 196 o okresach T z przedziału $0,051 \div 0,058s$.

Tab. 8-2. Postacie własne drgań w węźle nieuszkodzonym

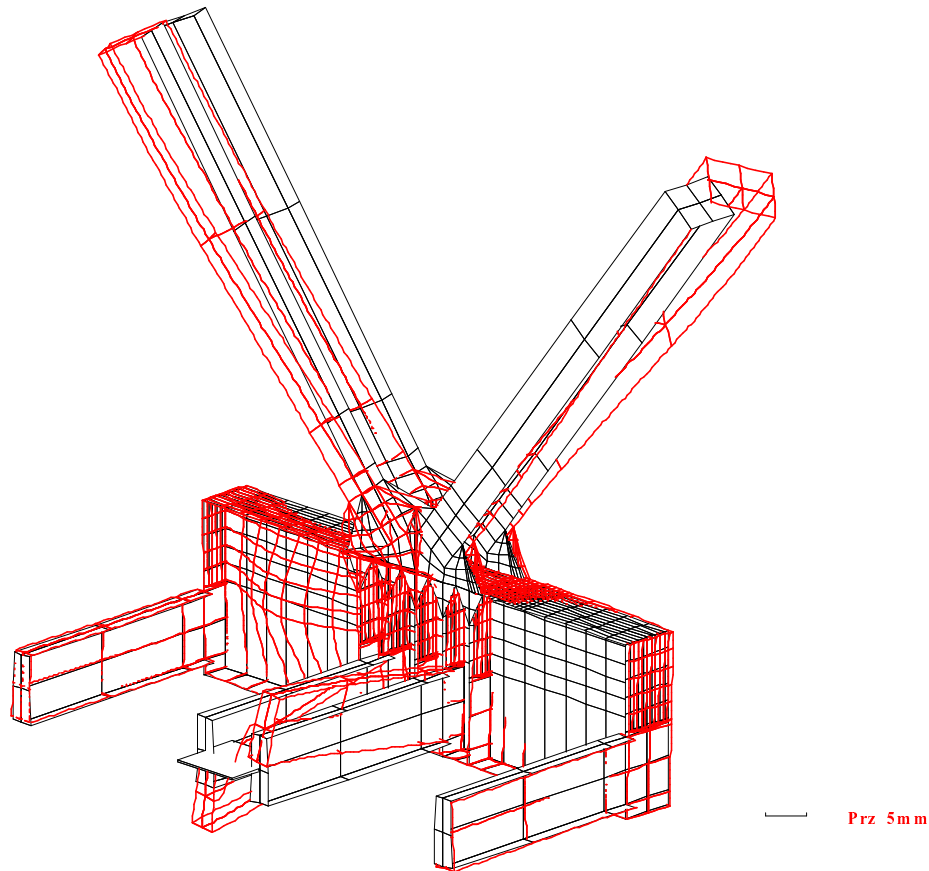
Postać	<i>f</i> [Hz]	<i>T</i> [s]	Postać	<i>f</i> [Hz]	<i>T</i> [s]	Postać	<i>f</i> [Hz]	<i>T</i> [s]	Postać	<i>f</i> [Hz]	<i>T</i> [s]
1	0,853	1,172	55	4,792	0,209	109	8,299	0,121	163	13,809	0,072
2	1,688	0,593	56	4,792	0,209	110	8,339	0,120	164	13,847	0,072
3	1,792	0,558	57	4,792	0,209	111	8,414	0,119	165	13,872	0,072
4	1,855	0,539	58	4,793	0,209	112	8,467	0,118	166	13,912	0,072
5	1,963	0,509	59	4,965	0,201	113	8,498	0,118	167	14,000	0,071
6	2,584	0,387	60	5,248	0,191	114	8,504	0,118	168	14,088	0,071
7	3,086	0,324	61	5,288	0,189	115	8,936	0,112	169	14,142	0,071
8	3,134	0,319	62	5,299	0,189	116	8,981	0,111	170	14,160	0,071
9	3,237	0,309	63	5,305	0,189	117	9,225	0,108	171	14,222	0,070
10	3,768	0,265	64	5,306	0,189	118	9,473	0,106	172	14,325	0,070
11	3,827	0,261	65	5,307	0,188	119	9,942	0,101	173	14,366	0,070
12	3,879	0,258	66	5,307	0,188	120	10,002	0,100	174	14,600	0,069
13	3,917	0,255	67	5,307	0,188	121	10,393	0,096	175	14,713	0,068
14	3,936	0,254	68	5,308	0,188	122	10,429	0,096	176	14,852	0,067
15	3,960	0,253	69	5,308	0,188	123	10,473	0,096	177	15,019	0,067
16	3,967	0,252	70	5,309	0,188	124	10,473	0,096	178	15,174	0,066
17	3,969	0,252	71	5,309	0,188	125	10,545	0,095	179	15,375	0,065
18	3,969	0,252	72	5,310	0,188	126	10,554	0,095	180	15,469	0,065
19	3,971	0,252	73	5,310	0,188	127	10,598	0,094	181	15,536	0,064
20	3,971	0,252	74	5,310	0,188	128	10,610	0,094	182	16,017	0,062
21	3,972	0,252	75	5,311	0,188	129	10,650	0,094	183	16,345	0,061
22	3,972	0,252	76	5,312	0,188	130	10,833	0,092	184	16,404	0,061
23	3,973	0,252	77	5,312	0,188	131	11,000	0,091	185	16,645	0,060
24	3,973	0,252	78	5,312	0,188	132	11,059	0,090	186	16,808	0,060
25	3,973	0,252	79	5,313	0,188	133	11,190	0,089	187	17,034	0,059
26	3,974	0,252	80	5,313	0,188	134	11,281	0,089	188	17,270	0,058
27	3,975	0,252	81	5,315	0,188	135	11,515	0,087	189	17,506	0,057
28	3,975	0,252	82	5,439	0,184	136	11,539	0,087	190	17,679	0,057
29	3,976	0,252	83	5,507	0,182	137	11,646	0,086	191	17,798	0,056
30	3,976	0,252	84	5,647	0,177	138	11,775	0,085	192	18,264	0,055
31	3,978	0,251	85	5,681	0,176	139	11,802	0,085	193	18,676	0,054
32	4,280	0,234	86	5,687	0,176	140	11,891	0,084	194	19,143	0,052
33	4,552	0,220	87	5,717	0,175	141	11,939	0,084	195	19,302	0,052
34	4,646	0,215	88	5,820	0,172	142	12,023	0,083	196	19,611	0,051
35	4,673	0,214	89	5,959	0,168	143	12,037	0,083	197	19,971	0,050
36	4,718	0,212	90	6,288	0,159	144	12,113	0,083	198	20,027	0,050
37	4,749	0,211	91	6,425	0,156	145	12,214	0,082	199	20,081	0,050
38	4,764	0,210	92	6,574	0,152	146	12,313	0,081	200	20,792	0,048
39	4,780	0,209	93	6,660	0,150	147	12,502	0,080	201	21,011	0,048
40	4,784	0,209	94	6,662	0,150	148	12,529	0,080	202	21,213	0,047
41	4,787	0,209	95	6,689	0,150	149	12,598	0,079	203	21,321	0,047
42	4,787	0,209	96	6,691	0,150	150	12,637	0,079	204	21,753	0,046
43	4,787	0,209	97	6,707	0,149	151	12,700	0,079	205	22,057	0,045
44	4,787	0,209	98	6,710	0,149	152	12,786	0,078	206	22,738	0,044
45	4,788	0,209	99	6,721	0,149	153	12,837	0,078			
46	4,789	0,209	100	6,804	0,147	154	12,873	0,078			
47	4,789	0,209	101	6,909	0,145	155	13,071	0,077			
48	4,790	0,209	102	7,189	0,139	156	13,130	0,076			
49	4,791	0,209	103	7,379	0,136	157	13,177	0,076			
50	4,791	0,209	104	7,547	0,133	158	13,247	0,076			
51	4,791	0,209	105	7,613	0,131	159	13,311	0,075			
52	4,791	0,209	106	7,698	0,130	160	13,330	0,075			
53	4,792	0,209	107	7,739	0,129	161	13,343	0,075			
54	4,792	0,209	108	7,971	0,125	162	13,734	0,073			

Na Rys. 8-3 przedstawiono obraz przemieszczeń drugiej postaci drgań własnych modelu obliczeniowego węzła nieuszkodzonego o okresie $T=0,592s$.



Rys. 8-3. Węzeł nieuszkodzony. Postać własna 2. Okres $T=0,592s$

Na Rys. 8-4 przedstawiono obraz przemieszczeń przykładowej, przeciwbieżnej postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych w modelu obliczeniowym węzła nieuszkodzonego. Dotyczy on 194 postaci własnej o okresie $T=0,052s$.



Rys. 8-4. Węzeł nieuszkodzony. Postać własna 194. Okres $T=0,052s$

Rysunki dotyczące pierwszych 10 postaci drgań własnych oraz ustalonych 4 postaci, które mają poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych, przedstawiono w załączniku [110]. Animacje wybranych postaci drgań własnych zawiera załącznik [114].

8.5. Węzeł uszkodzony po wzmocnieniu

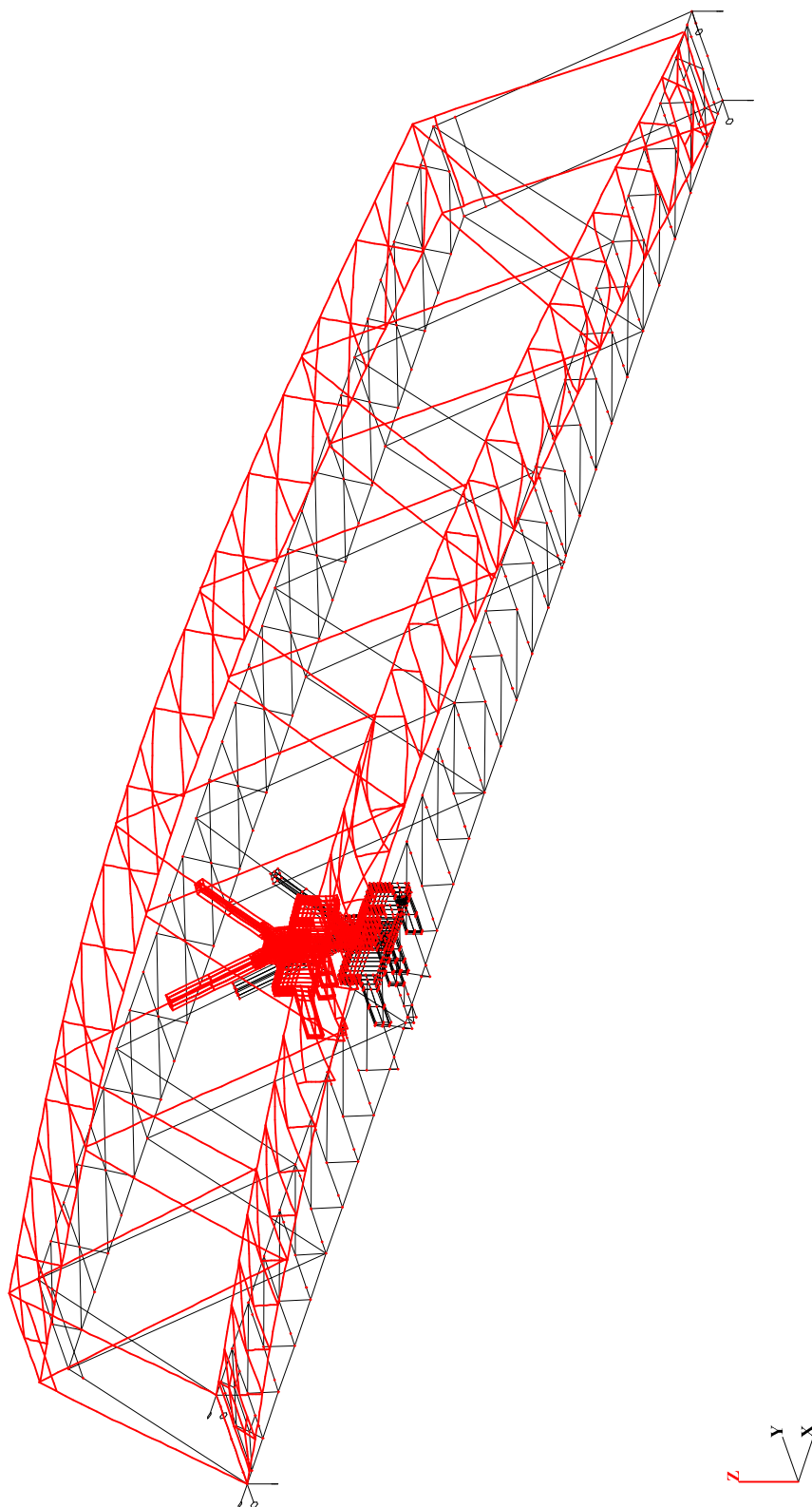
W modelu obliczeniowym węzła uszkodzonego po wzmocnieniu określono 181 postaci drgań własnych, które zestawiono w Tab. 8-3. Podobnie jak w modelu obliczeniowym węzła uszkodzonego, rozkład częstotliwości f w całym analizowanym spektrum jest gęsty. Można znaleźć wiele postaci, które mają bardzo zbliżone częstotliwości f drgań własnych.

Ustalono tylko 1 postać, która ma poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych. Jest to postać 168 o okresie $T=0,054s$.

Tab. 8-3. Postacie własne drgań w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu

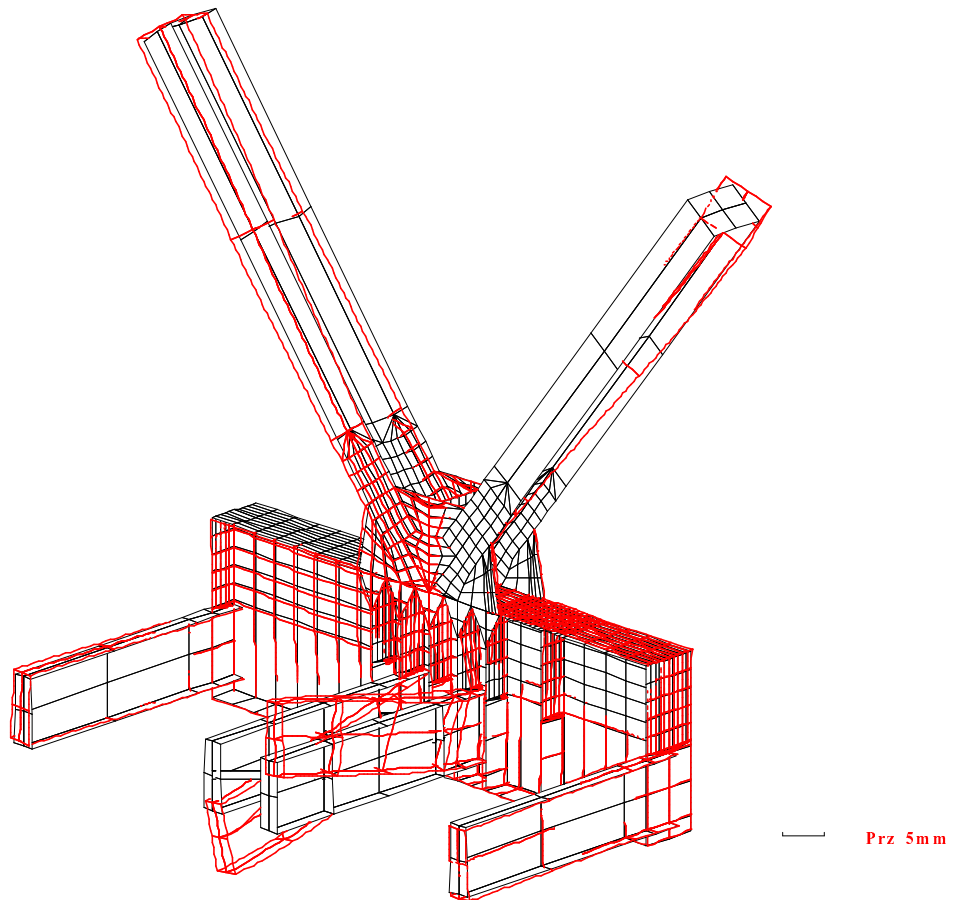
Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]
1	0,917	1,091	49	5,094	0,196	97	8,943	0,112	145	14,091	0,071
2	1,778	0,563	50	5,101	0,196	98	9,280	0,108	146	14,152	0,071
3	1,839	0,544	51	5,104	0,196	99	9,538	0,105	147	14,159	0,071
4	1,869	0,535	52	5,105	0,196	100	9,861	0,101	148	14,177	0,071
5	2,113	0,473	53	5,107	0,196	101	10,121	0,099	149	14,318	0,070
6	3,275	0,305	54	5,248	0,191	102	10,417	0,096	150	14,395	0,070
7	3,302	0,303	55	5,305	0,189	103	10,473	0,096	151	14,714	0,068
8	3,360	0,298	56	5,307	0,188	104	10,503	0,095	152	14,727	0,068
9	3,850	0,260	57	5,307	0,188	105	10,545	0,095	153	14,969	0,067
10	3,923	0,255	58	5,307	0,188	106	10,609	0,094	154	15,151	0,066
11	3,951	0,253	59	5,309	0,188	107	10,619	0,094	155	15,195	0,066
12	3,968	0,252	60	5,311	0,188	108	10,650	0,094	156	15,347	0,065
13	3,971	0,252	61	5,311	0,188	109	10,730	0,093	157	15,726	0,064
14	3,972	0,252	62	5,311	0,188	110	10,957	0,091	158	15,752	0,064
15	3,973	0,252	63	5,312	0,188	111	11,107	0,090	159	16,050	0,062
16	3,973	0,252	64	5,313	0,188	112	11,128	0,090	160	16,252	0,062
17	3,974	0,252	65	5,314	0,188	113	11,168	0,090	161	16,354	0,061
18	3,975	0,252	66	5,498	0,182	114	11,433	0,088	162	16,815	0,060
19	3,976	0,252	67	5,645	0,177	115	11,577	0,086	163	16,948	0,059
20	4,005	0,250	68	5,657	0,177	116	11,721	0,085	164	17,078	0,059
21	4,033	0,248	69	5,668	0,176	117	11,757	0,085	165	17,137	0,058
22	4,102	0,244	70	5,719	0,175	118	11,862	0,084	166	17,572	0,057
23	4,116	0,243	71	5,798	0,173	119	11,998	0,083	167	17,731	0,056
24	4,116	0,243	72	6,010	0,166	120	12,036	0,083	168	18,523	0,054
25	4,118	0,243	73	6,057	0,165	121	12,156	0,082	169	18,921	0,053
26	4,283	0,234	74	6,372	0,157	122	12,186	0,082	170	19,632	0,051
27	4,323	0,231	75	6,449	0,155	123	12,379	0,081	171	19,769	0,051
28	4,359	0,229	76	6,611	0,151	124	12,462	0,080	172	19,968	0,050
29	4,369	0,229	77	6,658	0,150	125	12,622	0,079	173	19,972	0,050
30	4,374	0,229	78	6,685	0,150	126	12,681	0,079	174	20,043	0,050
31	4,669	0,214	79	6,689	0,150	127	12,704	0,079	175	20,590	0,049
32	4,687	0,213	80	6,691	0,150	128	12,729	0,079	176	20,681	0,048
33	4,690	0,213	81	6,721	0,149	129	12,775	0,078	177	20,839	0,048
34	4,747	0,211	82	6,746	0,148	130	13,068	0,077	178	21,097	0,047
35	4,769	0,210	83	6,898	0,145	131	13,128	0,076	179	21,230	0,047
36	4,784	0,209	84	7,098	0,141	132	13,169	0,076	180	21,969	0,046
37	4,787	0,209	85	7,363	0,136	133	13,216	0,076	181	22,210	0,045
38	4,788	0,209	86	7,691	0,130	134	13,250	0,076			
39	4,788	0,209	87	7,711	0,130	135	13,314	0,075			
40	4,789	0,209	88	7,809	0,128	136	13,319	0,075			
41	4,791	0,209	89	8,014	0,125	137	13,336	0,075			
42	4,791	0,209	90	8,138	0,123	138	13,347	0,075			
43	4,791	0,209	91	8,294	0,121	139	13,567	0,074			
44	4,792	0,209	92	8,311	0,120	140	13,642	0,073			
45	4,794	0,209	93	8,397	0,119	141	13,730	0,073			
46	4,796	0,209	94	8,477	0,118	142	13,811	0,072			
47	4,817	0,208	95	8,498	0,118	143	13,855	0,072			
48	4,978	0,201	96	8,514	0,118	144	13,874	0,072			

Na Rys. 8-5 przedstawiono obraz przemieszczeń drugiej postaci drgań własnych modelu obliczeniowego węzła uszkodzonego po wzmocnieniu o okresie $T=0,563s$.



Rys. 8-5. Węzeł uszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 2. Okres $T=0,563s$

Na Rys. 8-6 przedstawiono obraz przemieszczeń jedynej przeciwbieżnej postaci drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych w tym modelu. Dotyczy on 168 postaci własnej o okresie $T=0,054s$.



Rys. 8-6. Węzeł uszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 168. Okres $T=0,054s$

Rysunki dotyczące pierwszych 10 postaci drgań własnych oraz ustalonej 1 postaci, która posiada poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych, przedstawiono w załączniku [111]. Animacje wybranych postaci drgań własnych zawiera załącznik [114].

8.6. Węzeł nieuszkodzony po wzmocnieniu

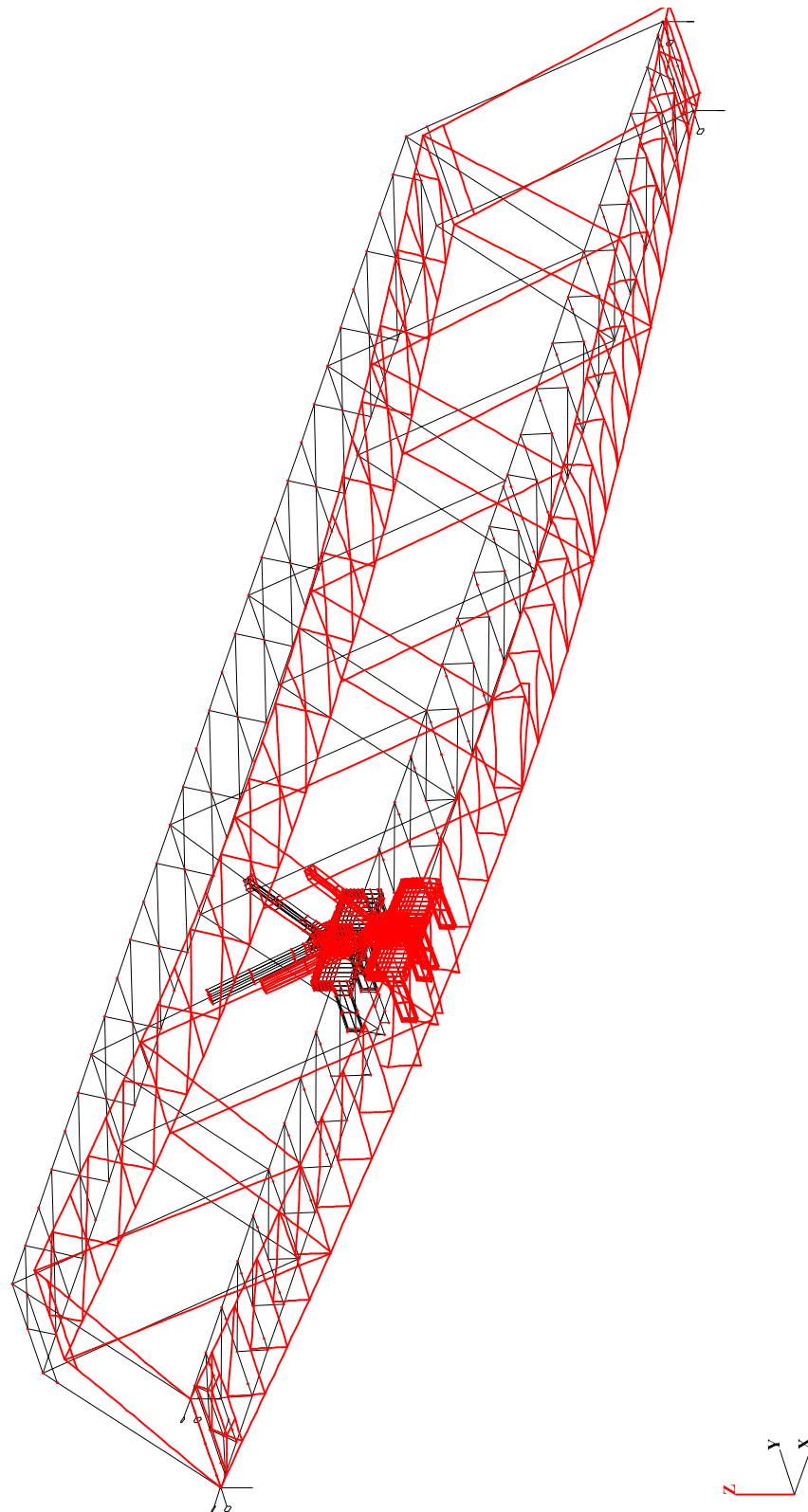
W modelu obliczeniowym węzła nieuszkodzonego po wzmocnieniu określono 205 postaci drgań własnych i zestawiono w Tab. 8-4. Również w tym przypadku, rozkład częstotliwości f w całym analizowanym spektrum jest gęsty. Można znaleźć wiele postaci, które mają bardzo zbliżone częstotliwości f drgań własnych.

Ustalono 7 postaci, które mają poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych. Są to odpowiednio postacie 191÷194, 201, 202 i 204 zawierające się praktycznie w dwóch przedziałach. Pierwszym o okresach T z przedziału $0,044÷0,047s$ i drugim $0,050÷0,052s$.

Tab. 8-4. Postacie własne drgań w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu

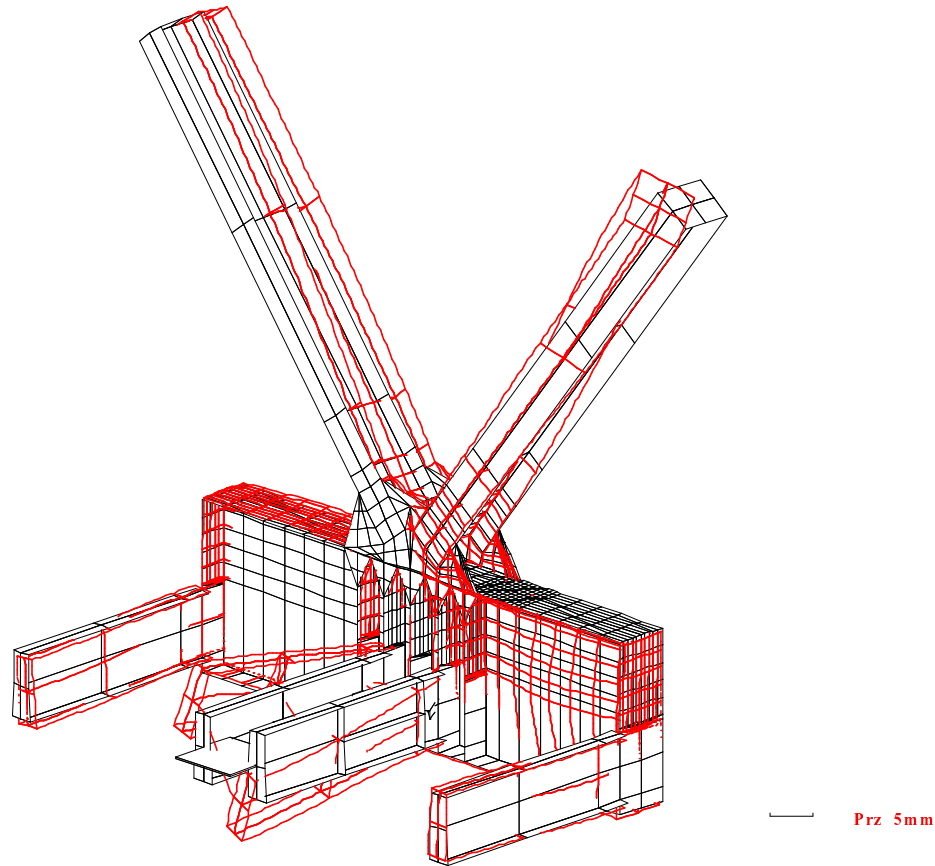
Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]	Postać	f [Hz]	T [s]
1	0,856	1,168	55	4,792	0,209	109	8,341	0,120	163	13,853	0,072
2	1,688	0,593	56	4,792	0,209	110	8,412	0,119	164	13,912	0,072
3	1,793	0,558	57	4,793	0,209	111	8,462	0,118	165	13,947	0,072
4	1,855	0,539	58	4,794	0,209	112	8,497	0,118	166	14,000	0,071
5	1,964	0,509	59	4,965	0,201	113	8,504	0,118	167	14,104	0,071
6	2,584	0,387	60	5,248	0,191	114	8,711	0,115	168	14,144	0,071
7	3,129	0,320	61	5,290	0,189	115	9,011	0,111	169	14,160	0,071
8	3,136	0,319	62	5,300	0,189	116	9,155	0,109	170	14,251	0,070
9	3,237	0,309	63	5,304	0,189	117	9,460	0,106	171	14,329	0,070
10	3,769	0,265	64	5,306	0,189	118	9,640	0,104	172	14,441	0,069
11	3,827	0,261	65	5,306	0,189	119	9,954	0,101	173	14,601	0,069
12	3,879	0,258	66	5,306	0,189	120	10,123	0,099	174	14,714	0,068
13	3,917	0,255	67	5,307	0,188	121	10,393	0,096	175	14,889	0,067
14	3,936	0,254	68	5,308	0,188	122	10,428	0,096	176	15,030	0,067
15	3,960	0,253	69	5,308	0,188	123	10,473	0,096	177	15,221	0,066
16	3,967	0,252	70	5,309	0,188	124	10,479	0,095	178	15,418	0,065
17	3,969	0,252	71	5,309	0,188	125	10,546	0,095	179	15,487	0,065
18	3,969	0,252	72	5,310	0,188	126	10,554	0,095	180	15,545	0,064
19	3,971	0,252	73	5,310	0,188	127	10,598	0,094	181	16,162	0,062
20	3,971	0,252	74	5,311	0,188	128	10,611	0,094	182	16,356	0,061
21	3,972	0,252	75	5,311	0,188	129	10,650	0,094	183	16,441	0,061
22	3,972	0,252	76	5,311	0,188	130	10,909	0,092	184	16,810	0,060
23	3,973	0,252	77	5,312	0,188	131	11,002	0,091	185	17,015	0,059
24	3,973	0,252	78	5,312	0,188	132	11,074	0,090	186	17,054	0,059
25	3,973	0,252	79	5,313	0,188	133	11,209	0,089	187	17,498	0,057
26	3,974	0,252	80	5,313	0,188	134	11,287	0,089	188	17,657	0,057
27	3,975	0,252	81	5,315	0,188	135	11,520	0,087	189	17,800	0,056
28	3,975	0,252	82	5,439	0,184	136	11,541	0,087	190	18,625	0,054
29	3,976	0,252	83	5,529	0,181	137	11,767	0,085	191	19,202	0,052
30	3,976	0,252	84	5,647	0,177	138	11,810	0,085	192	19,310	0,052
31	3,978	0,251	85	5,681	0,176	139	11,892	0,084	193	19,602	0,051
32	4,297	0,233	86	5,687	0,176	140	12,020	0,083	194	19,969	0,050
33	4,551	0,220	87	5,717	0,175	141	12,033	0,083	195	20,024	0,050
34	4,646	0,215	88	5,822	0,172	142	12,112	0,083	196	20,053	0,050
35	4,673	0,214	89	5,959	0,168	143	12,170	0,082	197	20,166	0,050
36	4,719	0,212	90	6,481	0,154	144	12,312	0,081	198	20,742	0,048
37	4,750	0,211	91	6,574	0,152	145	12,502	0,080	199	21,011	0,048
38	4,764	0,210	92	6,659	0,150	146	12,562	0,080	200	21,212	0,047
39	4,780	0,209	93	6,662	0,150	147	12,598	0,079	201	21,321	0,047
40	4,784	0,209	94	6,690	0,150	148	12,637	0,079	202	21,766	0,046
41	4,787	0,209	95	6,693	0,149	149	12,699	0,079	203	22,049	0,045
42	4,787	0,209	96	6,708	0,149	150	12,785	0,078	204	22,586	0,044
43	4,787	0,209	97	6,716	0,149	151	12,826	0,078	205	22,746	0,044
44	4,788	0,209	98	6,720	0,149	152	12,863	0,078			
45	4,788	0,209	99	6,803	0,147	153	13,044	0,077			
46	4,789	0,209	100	6,908	0,145	154	13,110	0,076			
47	4,790	0,209	101	7,190	0,139	155	13,142	0,076			
48	4,791	0,209	102	7,379	0,136	156	13,204	0,076			
49	4,791	0,209	103	7,547	0,133	157	13,250	0,076			
50	4,791	0,209	104	7,619	0,131	158	13,312	0,075			
51	4,791	0,209	105	7,700	0,130	159	13,336	0,075			
52	4,791	0,209	106	7,752	0,129	160	13,709	0,073			
53	4,791	0,209	107	8,039	0,124	161	13,736	0,073			
54	4,791	0,209	108	8,298	0,121	162	13,809	0,072			

Na Rys. 8-7 przedstawiono obraz przemieszczeń w drugiej postaci drgań własnych modelu obliczeniowego węzła uszkodzonego po wzmocnieniu o okresie $T=0,593s$.



Rys. 8-7. Węzeł nieuszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 2. Okres $T=0,593s$

Na Rys. 8-8 przedstawiono obraz przemieszczeń przykładowej, przeciwbieżnej postaci drgań poprzecznie przydylatacyjnych w tym modelu. Dotyczy on 191 postaci własnej o okresie $T=0,052s$.



Rys. 8-8. Węzeł nieuszkodzony po wzmocnieniu. Postać własna 191. Okres $T=0,052s$

Rysunki dotyczące pierwszych 10 postaci drgań własnych oraz ustalonych 7 postaci, które mają poszukiwaną przeciwbieżną formę drgań poprzecznie przydylatacyjnych, przedstawiono w załączniku [112]. Animacje wybranych postaci drgań własnych zawiera załącznik [114].

8.7. Podsumowanie

Przeprowadzona analiza dynamiczna wykazała istnienie przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych w ważnym ze względu na wymuszenia przedziale częstotliwości. W modelu obliczeniowym węzła uszkodzonego jest to praktycznie kolejnych 7 postaci o okresach T co $0,001s$ zawierających się w przedziale $0,057\div 0,062s$. W modelu obliczeniowym węzła nieuszkodzonego wykryto 4 przeciwbieżne postacie. Jednak postacie te nie występują kolejno, lecz selektywnie wybierając niektóre częstotliwości f z przedziału $0,051\div 0,058s$. W modelu obliczeniowym węzła uszkodzonego po wzmocnieniu, ilość przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych spadła do 1 o okresie $T=0,054s$. Natomiast w modelu obliczeniowym węzła nieuszkodzonego wzmocnienie spowodowało wzrost do 7 liczby poszukiwanych postaci oraz ich zgrupowanie się w dwóch przedziałach co $0,001s$. Pierwszy przedział o okresach $0,044\div 0,047s$ i drugi o okresach $0,050\div 0,052s$.

8.8. Wnioski

Rzeczywiste obciążenia ruchome (tabor kolejowy) poruszające się po analizowanej konstrukcji działają głównie w kierunku pionowym. W tym samym kierunku odbywają się ruchy wykrytych, przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych. W związku z tym takie postacie drgań są niebezpieczne w każdym z analizowanych modeli obliczeniowych węzłów. Wynika to z potencjalnej możliwości ich wzbudzenia i występowania znaczącej składowej w odpowiedzi konstrukcji na przejazd taboru.

W celu uwzględnienia efektów dynamicznych i znalezienia tej odpowiedzi należy przeprowadzić analizę czasową (całkowanie równań ruchu).

9. ANALIZA CZASOWA

9.1. Wprowadzenie

Analiza czasowa (całkowanie równań ruchu) pozwala otrzymać odpowiedź konstrukcji w wybranych punktach czasowych na zadany proces wymuszenia. Umożliwia uwzględnienie efektów dynamicznych w funkcji czasu t .

W tym celu należy rozwiązać równania ruchu drgań wymuszonych tłumionych:

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{F}(t) \quad (9-1)$$

W programie [108] do rozwiązywania postawionego powyżej zadania używana jest metoda Newmarka lub metoda transformacji własnej (dekompozycji modalnej).

Metoda Newmarka należy do grupy algorytmów, które są bezwarunkowo zbieżne przy odpowiednio dobranych parametrach metody. Metoda Newmarka jest zalecana w przypadku krótkich historii czasowych, kiedy konstrukcja poddawana jest obciążeniom skupionym (obciążenia są rozkładane na małe kwadraty). Takie obciążenia spowodują ruch, który będzie wymagał dużej liczby form własnych do jego opisu. Stąd też metoda Newmarka będzie bardziej efektywna niż metoda transformacji własnej dla tego typu zadań. Metoda Newmarka wykorzystuje wyjściowe równania ruchu bez dokonywania żadnych uproszczeń. Dokładność otrzymanego rozwiązania zależy od dokładności całkowania numerycznego równań ruchu i jest zdefiniowana poprzez wielkość kroku czasowego. Metoda ta nie wymaga rozwiązywania problemu własnego do wyznaczenia wartości i wektorów własnych. Dla długich historii czasowych metoda jest jednak czasochłonna, gdyż należy prowadzić obliczenia dla dużej liczby kroków z wymaganą dokładnością.

Z takim właśnie przypadkiem mamy do czynienia. W tej sytuacji szybszym sposobem otrzymania rozwiązania jest zastosowanie metody transformacji własnej, która oparta jest na reprezentacji ruchu konstrukcji jako superpozycji niesprzężonych form. Stąd też metoda ta wymaga wyznaczenia wartości wektorów własnych. Poniżej przedstawiono w dużym skrócie tok postępowania w metodzie transformacji własnej. Więcej informacji na temat zawarto w dodatku (rozdział 13.1.6).

Załóżmy, że zagadnienie własne jest rozstrzygnięte, czyli znany jest wektor częstości $\boldsymbol{\omega}$ i macierz własna \mathbf{W} . Wówczas równanie można rozwiązać metodą transformacji własnej.

Wektor przemieszczeń przedstawiamy jako sumę składowych postaci drgań:

$$\mathbf{q}(t) = \mathbf{w}_1 y_1(t) + \mathbf{w}_2 y_2(t) + \dots + \mathbf{w}_n y_n(t) = \sum_{i=1}^n \mathbf{w}_i y_i(t) \quad (9-2)$$

Po wstawieniu równania (9-2) do (9-1) oraz uwzględnieniu tłumienia i warunków ortogonalności, otrzymujemy poniższe równanie:

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{1}{M_i} P_i(t) \quad (9-3)$$

Równania różniczkowe (9-3) są równaniami układów o jednym, i -tym stopniu swobody. Całka ogólna dla i -tego równania typu (9-3) przyjmuje postać:

$$y_i(t) = e^{-\xi_i \omega_i t} \left[\frac{\dot{y}_{i0} + y_{i0} \xi_i \omega_i}{\omega_{id}} \sin \omega_{id} t + y_{i0} \cos \omega_{id} t \right] + \frac{1}{M_i \omega_{id}} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{id} (t-\tau) d\tau \quad (9-4)$$

Pierwszy składnik równania (9-4) reprezentuje wpływ warunków początkowych.

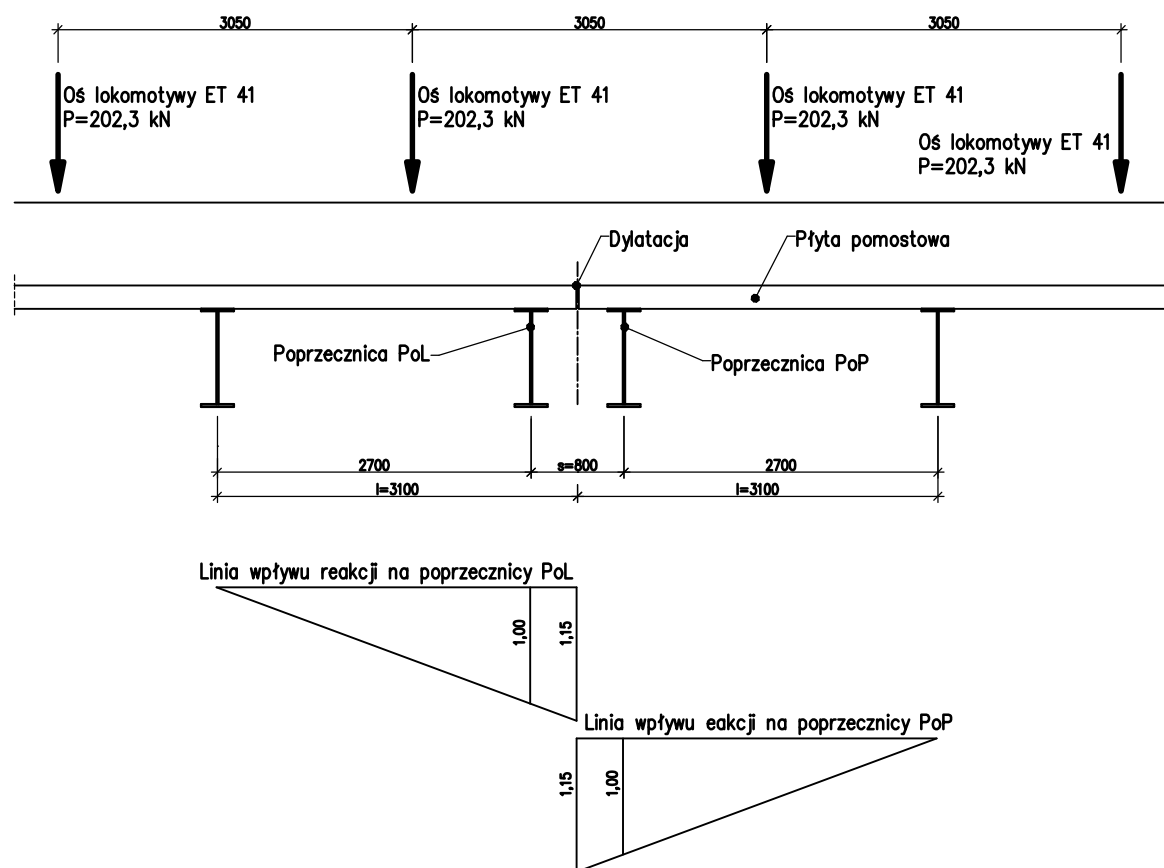
Końcowe rozwiązanie równania ruchu (9-1) otrzymamy przechodząc z powrotem do współrzędnych wektora \mathbf{q} po uprzednim zsumowaniu rozwiązań z kolejnych postaci własnych, czyli dokonując superpozycji postaci drgań zgodnie ze wzorem (9-2).

W programie [108] każde z równań ruchu jest rozwiązywane numerycznie z dokładnością drugiego rzędu.

Opracowano na podstawie [45] i instrukcji do programu [108].

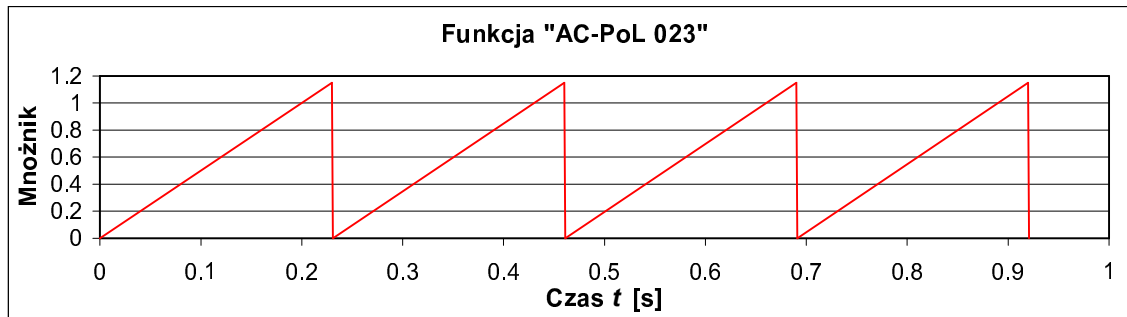
9.2. Założenia

W celu określenia wpływu na analizowane modele węzłów przejazdu obciążenia przez poprzecznicę przydylatacyjną, wykonano analizę czasową (całkowanie równań ruchu) według wyżej podanej metody. Jako obciążenie przyjęto cztery osie lokomotywy ET 41 o nacisku $P=202,3\text{kN}$. Założono trójkątny rozkład obciążenia (Rys. 9-1). Uwzględniono efekt przeciążenia poprzecznic przydylatacyjnych (wartości mnożnika większe od jedności) przy przejeździe obciążenia po części wspornikowej płyty pomostowej.

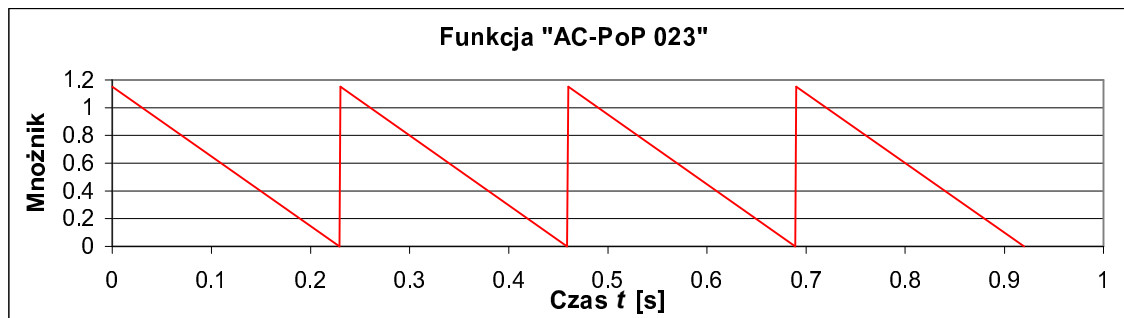


Rys. 9-1. Rozdział obciążeń na poprzecznicę PoL i PoP w strefie przydylatacyjnej

Rys. 9-2 przedstawia funkcję okresową oznaczoną kodem „AC-PoL 023” ($T=0,23\text{s}$) zmiany obciążenia poprzecznicę PoL w czasie t przejazdu czterech kolejnych osi lokomotywy ET 41 z prędkością $V=13,33\text{m/s}$ (48km/h). Prędkość ta odpowiada przejazdowi w ciągu czasu $t=0,06\text{s}$ odcinka $s=0,8\text{m}$. Czas t jest zbliżony do okresu T drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych w postaciach przeciwbieżnych (rozdział 8). Odcinek s to rozstaw poprzecznic przydylatacyjnych (Rys. 9-1). Na Rys. 9-3 przedstawiono funkcję okresową „AC-PoP 023” ($T=0,23\text{s}$) zmiany obciążenia poprzecznicę PoP w czasie t przejazdu czterech kolejnych osi lokomotywy ET 41 z taką samą prędkością $V=13,33\text{m/s}$ (48km/h). Taki przejazd może potęgować ewentualny efekt poprzecznicowy.



Rys. 9-2. Funkcja okresowa „AC-PoL 023” zmiany obciążenia w czasie t na poprzecznicy PoL



Rys. 9-3. Funkcja okresowa „AC-PoP 023” zmiany obciążenia w czasie t na poprzecznicy PoP

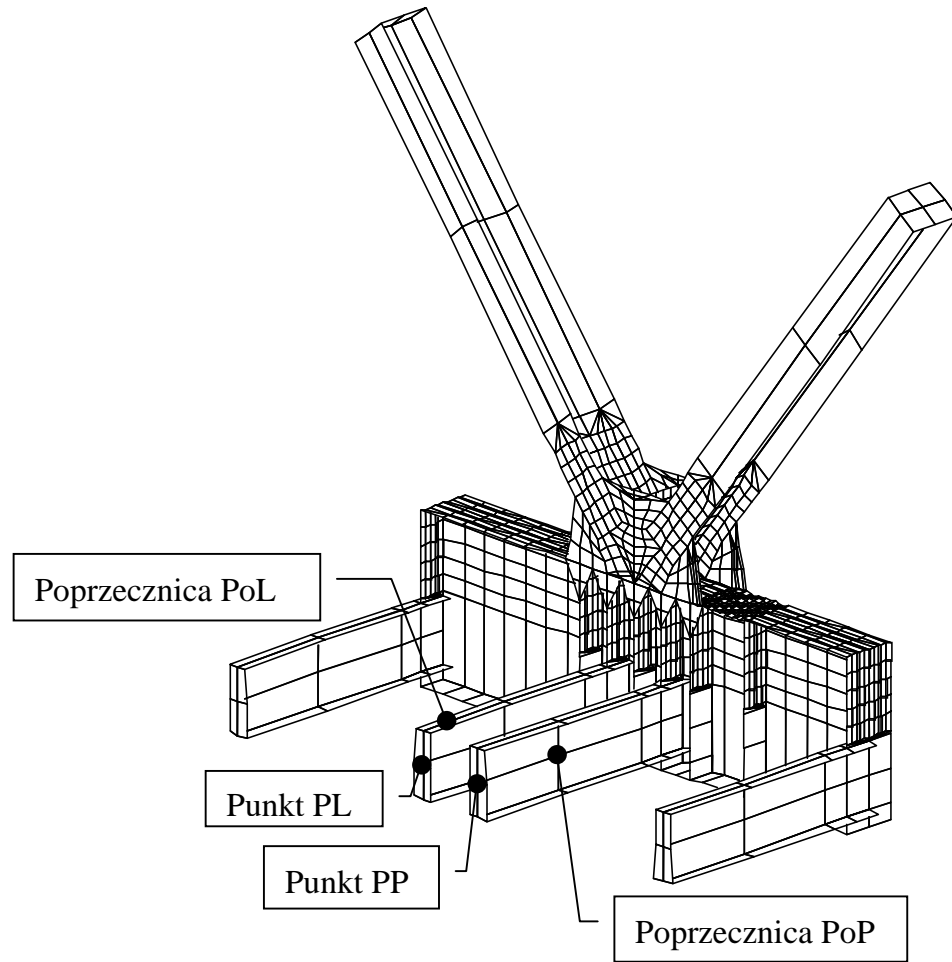
Do każdej z poprzecznic przydylatacyjnych przyłożono obciążenie $P=202,3\text{kN}$, które jest równoważne jednej osi lokomotywy ET 41 (Rys. 9-1). Tak przygotowane obciążenie statyczne przemnożono w programie [108] przez odpowiednie funkcje zmiany obciążenia w czasie t przejazdu (Rys. 9-2 i Rys. 9-3). Przy czym obciążenie poprzecznicy PoP, które przedstawiono na Rys. 9-3, pojawia się z opóźnieniem 0,23s. Czas ten potrzebny jest do przejazdu przez oś lokomotywy ET 41 odcinka $l=3,1\text{m}$ (odległość od dylatacji do poprzecznicy przedskrajnej) z prędkością $V=13,33\text{m/s}$.

Analiza czasowa obejmowała dwie sekundy przejazdu czterech kolejnych osi lokomotywy ET 41 z prędkością $V=13,33\text{m/s}$ [108]. Jej wyniki zapisano co 0,01s. Daje to łącznie 201 chwil, w których określono odpowiedź konstrukcji. Ponadto dla oceny zbieżności wykonano dodatkowe obliczenia, których wyniki zapisano co 0,001s (2001 chwil). Otrzymane w obu przypadkach wyniki nie różniły się między sobą. Natomiast rozmiary uzyskanego pliku wynikowego i szybkość obliczeń przemawiały na korzyść analizy z zapisem wyników co 0,01s. W związku z powyższym, analizy czasowe we wszystkich czterech modelach obliczeniowych węzłów przeprowadzono z zapisem wyników w 201 chwilach (w ciągu 2s co 0,01s).

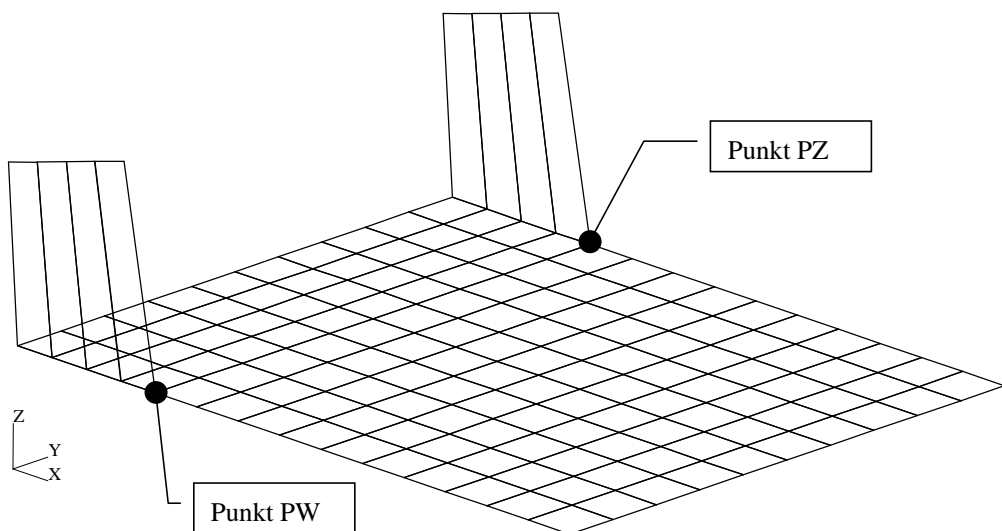
Logarytmiczny dekrement tłumienia w programie [108] na podstawie szacunkowej analizy porównawczej przyjęto równy 0,05.

W dalszej części bieżącego rozdziału, zamieszczono analizę zachowania się modeli obliczeniowych węzłów pod wpływem obciążenia przejazdem czterech osi lokomotywy ET 41 przez dylatację. Dotyczyć ona będzie odpowiednio przemieszczeń, przyspieszeń, momentów zginających i naprężeń w charakterystycznych punktach PL, PP, PZ i PW oraz środkach elementów EZ i EW.

Położenie punktów PL i PP przedstawia Rys. 9-4. Znajdują się one w środku rozpiętości poprzecznic przydylatacyjnych PoP i PoL, w połowie ich wysokości. Natomiast na Rys. 9-5 pokazano umiejscowienie punktów PZ i PW. Są one położone na styku półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego i blach węzłowych. Ten sam fragment modelu z lokalizacją elementów EZ i EW przedstawiono na Rys. 6-2 jako szczegół 'A' z Rys. 6-1.



Rys. 9-4. Położenie punktów PL i PP na poprzecznicach przydylatacyjnych PoL i PoP



Rys. 9-5. Położenie punktów PW i PZ na górnej półce pasa dolnego kratownicy

9.3. Przemieszczenia pionowe w środku rozpiętości poprzecznic

Skutkiem przejazdu obciążenia przez poprzecznic przydylatacyjne są między innymi ich ugięcia. Na kolejnych czterech rysunkach Rys. 9-6 do Rys. 9-9 zamieszczono przemieszczenia pionowe w środku rozpiętości poprzecznic PoP (Punkt PP) i PoL (Punkt PL). Rys. 9-6 i Rys. 9-7 dotyczą modeli obliczeniowych węzła przed wzmocnieniem, a Rys. 9-8 i Rys. 9-9 po wzmocnieniu.

Można zauważyć, że w chwili pojawienia się impulsu ($t=0,23s$), punkty środkowe poprzecznic przydylatacyjnych doznają przeciwnych przemieszczeń we wszystkich czterech analizowanych modelach. Jest to moment przejazdu obciążenia przez dylatację. Dochodzi do odciążenia poprzecznic PoL i dociążenia poprzecznic PoP (Rys. 9-2 i Rys. 9-3). Kolejne $0,03s$ ($t=0,23s+0,03s=0,26s$), punkt PL na odciążonej poprzecznic PoL wykonuje ruch do góry, osiągając lokalne maksimum. Natomiast punkt PP dociążonej poprzecznic PoP wędruje w dół, dochodząc do lokalnego minimum. W ciągu następnych $0,03s$ ($t=0,26s+0,03s=0,29s$) następują przeciwbieżne ruchy powrotne obu punktów PL (w dół) i PP (w górę).

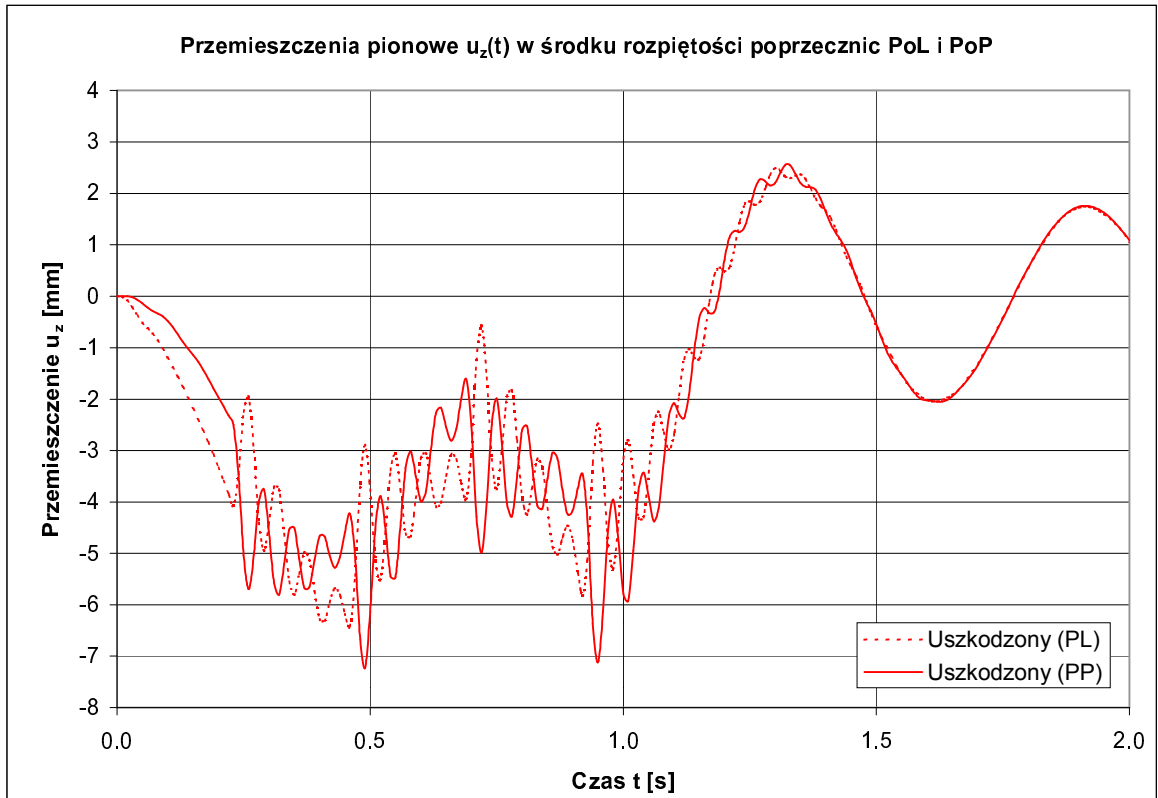
Są to drgania swobodne poprzecznic PoL i PoP o okresie $T \approx 0,06s$ oraz malejącej amplitudzie. Zostały wzbudzone na skutek gwałtownej zmiany obciążenia obu poprzecznic przydylatacyjnych (odciążenia PoL i dociążenia PoP). Trwają do momentu przejazdu drugiej osi lokomotywy ET 41 przez dylatację ($t=2*0,23s=0,46s$). Przejazd ten jest impulsem wzbudzającym kolejne cztery cykle drgań swobodnych obu poprzecznic. Całość powtarza się do momentu przejazdu czwartej osi lokomotywy ET 41 ($t=4*0,23s=0,92s$). Po jej przejeździe przez dylatację następuje jeszcze kilka cykli drgań swobodnych obu poprzecznic przydylatacyjnych, aż do ich całkowitego wytłumienia się.

Za każdym razem po zjeździe obciążenia ujawnia się druga postać drgań swobodnych całego przęsła kratowego, w którym jest umiejscowiony analizowany model obliczeniowy węzła (Rys. 9-6 do Rys. 9-9). Jej okres to $T \approx 0,6s$. Jednocześnie jest to pierwsza postać drgań swobodnych przęsła kratowego z przemieszczeniami pionowymi. Została ona wzbudzona na skutek pionowego działania wymuszenia (obciążenie osią lokomotywy ET 41).

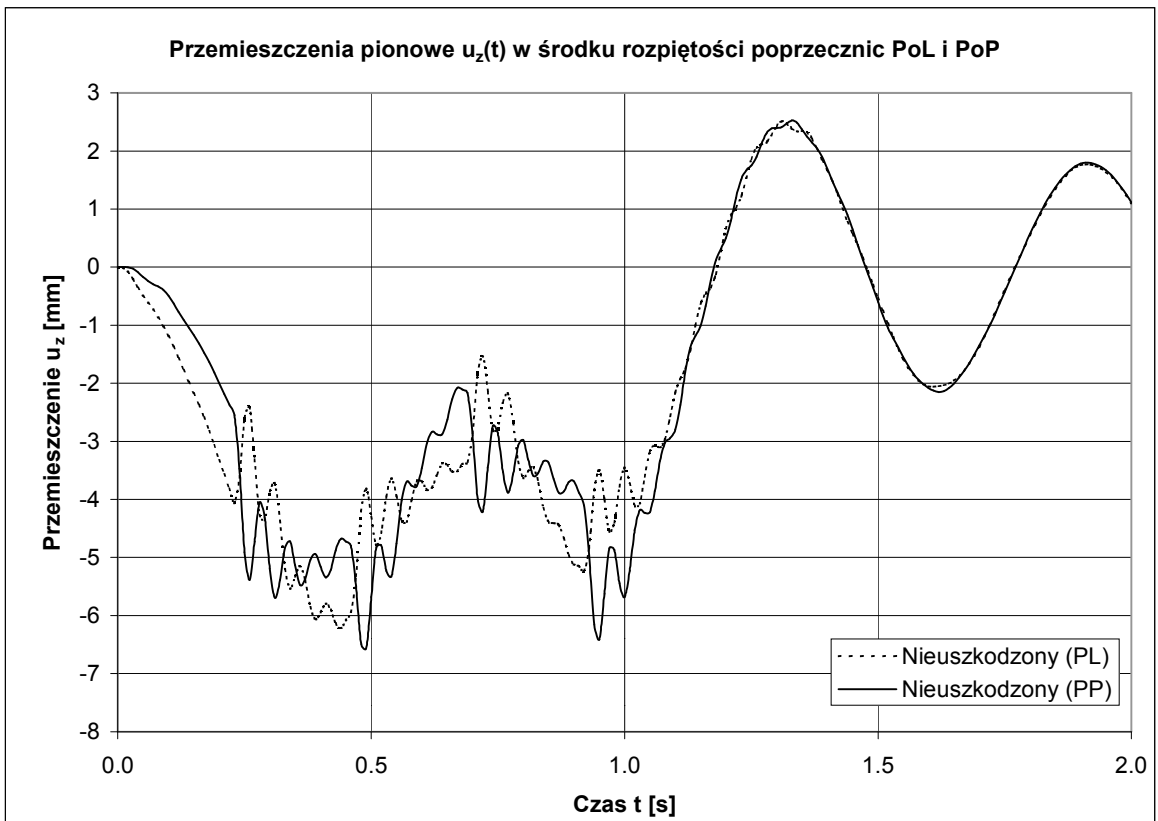
Po nałożeniu na siebie wykresów przedstawionych na Rys. 9-6 i Rys. 9-7 w przedziale czasu t od $0,2s \div 1,2s$ otrzymano Rys. 9-10. Natomiast takie samo złożenie Rys. 9-8 i Rys. 9-9 daje obraz przedstawiony na Rys. 9-11. Można łatwo zauważyć, że przed wzmocnieniem różnice przemieszczeń pionowych $\Delta u_z(t)$ punktów PL i PP w kolejnych ekstremach lokalnych są znacznie większe w węźle uszkodzonym (Rys. 9-10). Po wzmocnieniu węzłów różnice przemieszczeń pionowych $\Delta u_z(t)$ punktów PL i PP istnieją nadal, ale ich wielkość znacząco maleje (Rys. 9-11).

Charakter i wielkości różnic przemieszczeń pionowych $\Delta u_z(t)$ punktów PL i PP w kolejnych ekstremach lokalnych przedstawiono na Rys. 9-12. W węźle uszkodzonym początkowa ($t=0,23+0,03=0,26s$) różnica $\Delta u_z(t)=3,73mm$. Po czym w sposób ciągły narasta w czasie przejazdu kolejnych osi lokomotywy ET 41. W $0,03s$ po przejeździe czwartej osi przez dylatację ($t=4*0,23+0,03=0,95s$) różnica ta wynosi już $\Delta u_z(t)=4,65mm$. W związku z tym postanowiono przeanalizować również przejazd wielu osi przez dylatację. Okazało się, że przyrosty $\Delta u_z(t)$ mają charakter asymptotyczny. Po przejeździe dwudziestej osi stabilizują się poniżej $\Delta u_z(t) < 5mm$.

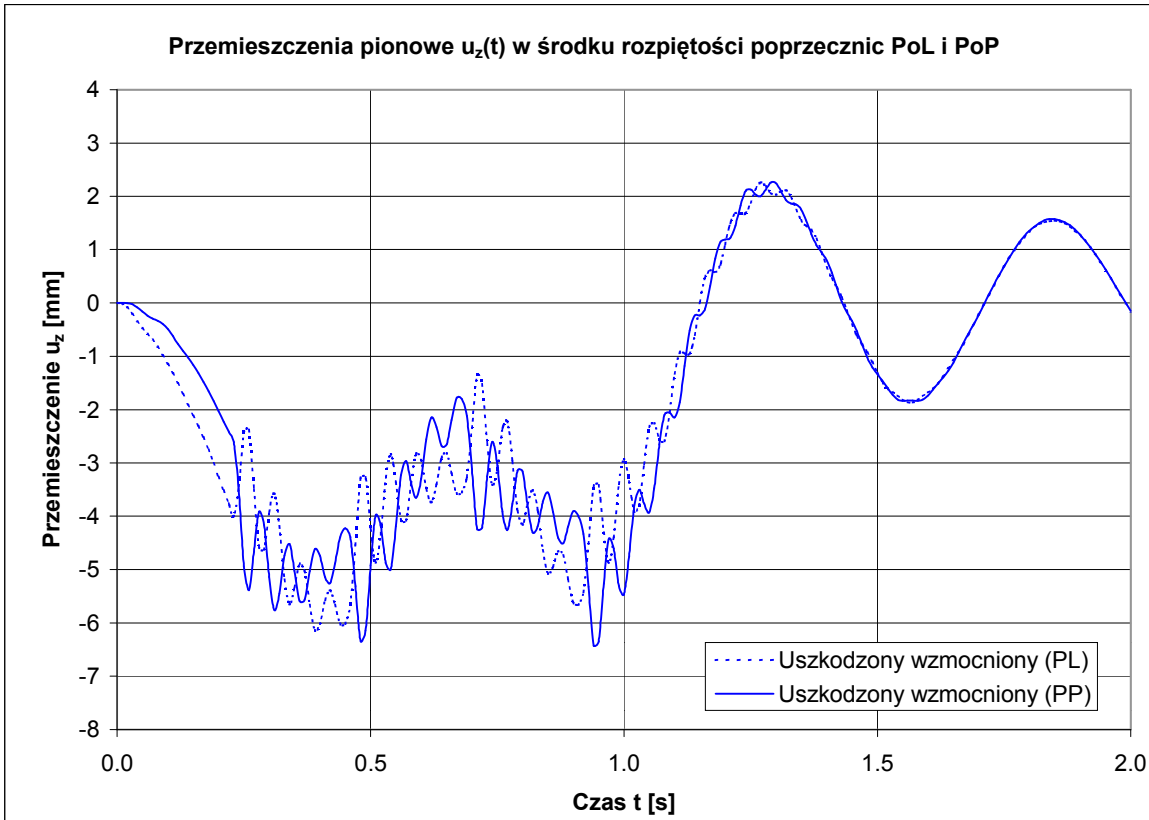
W pozostałych modelach węzłów zjawisko narastania różnicy przemieszczeń $\Delta u_z(t)$ punktów PL i PP w kolejnych ekstremach lokalnych nie występuje (Rys. 9-12), a $\Delta u_z(t)$ osiąga znacznie mniejsze wartości, z przedziału $2,09mm \div 3,01mm$.



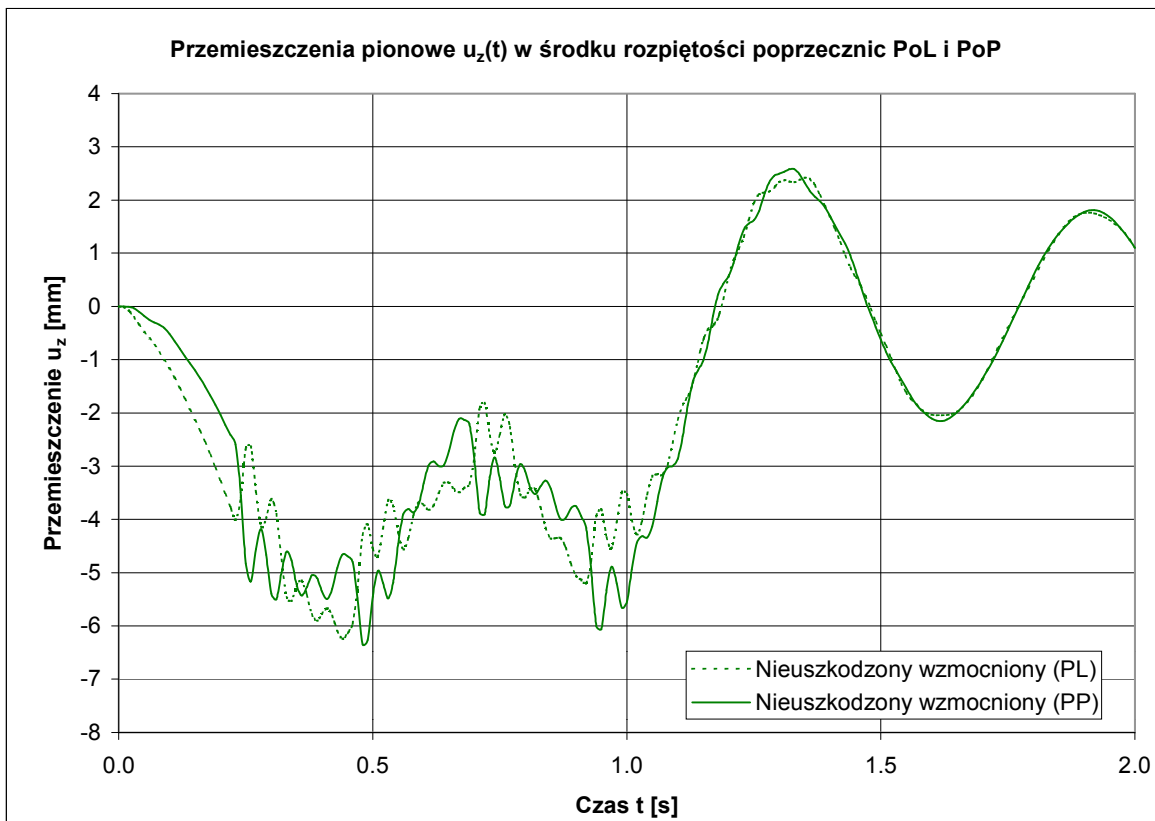
Rys. 9-6. Przemieszczenia pionowe $u_z(t)$ w węźle uszkodzonym



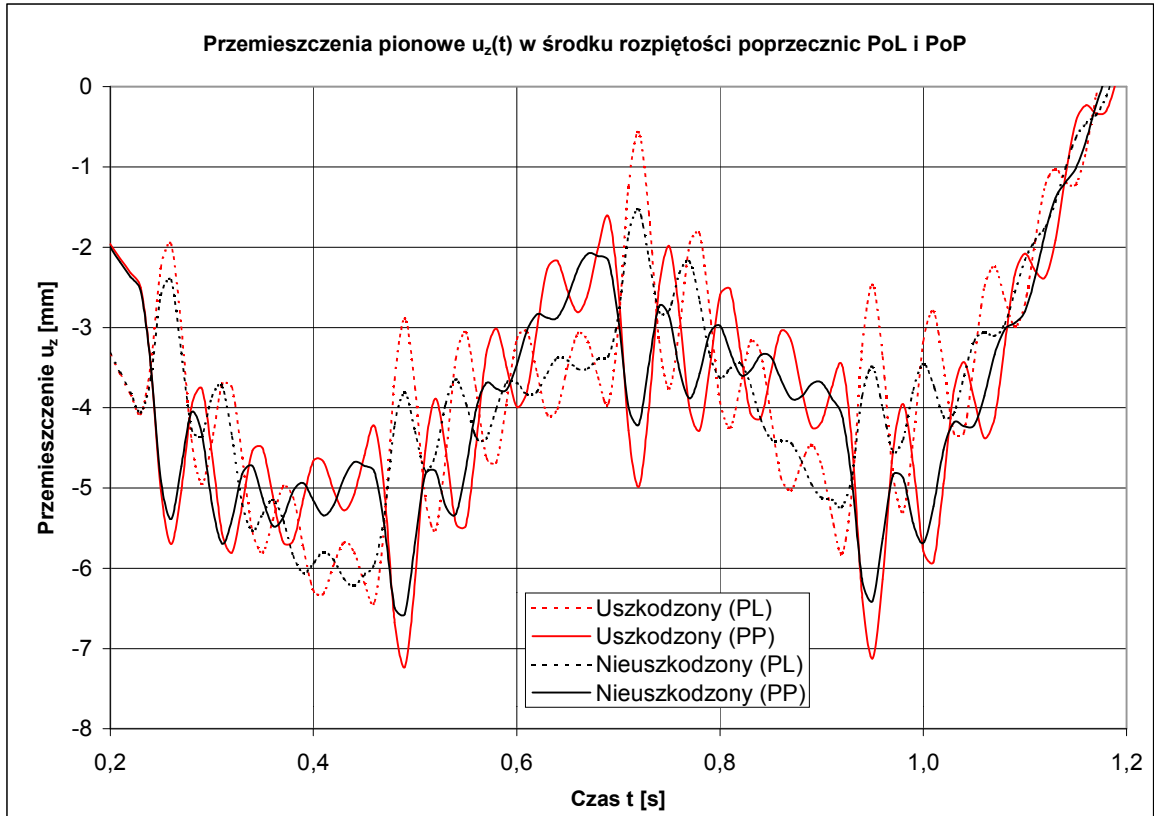
Rys. 9-7. Przemieszczenia pionowe $u_z(t)$ w węźle nieuszkodzonym



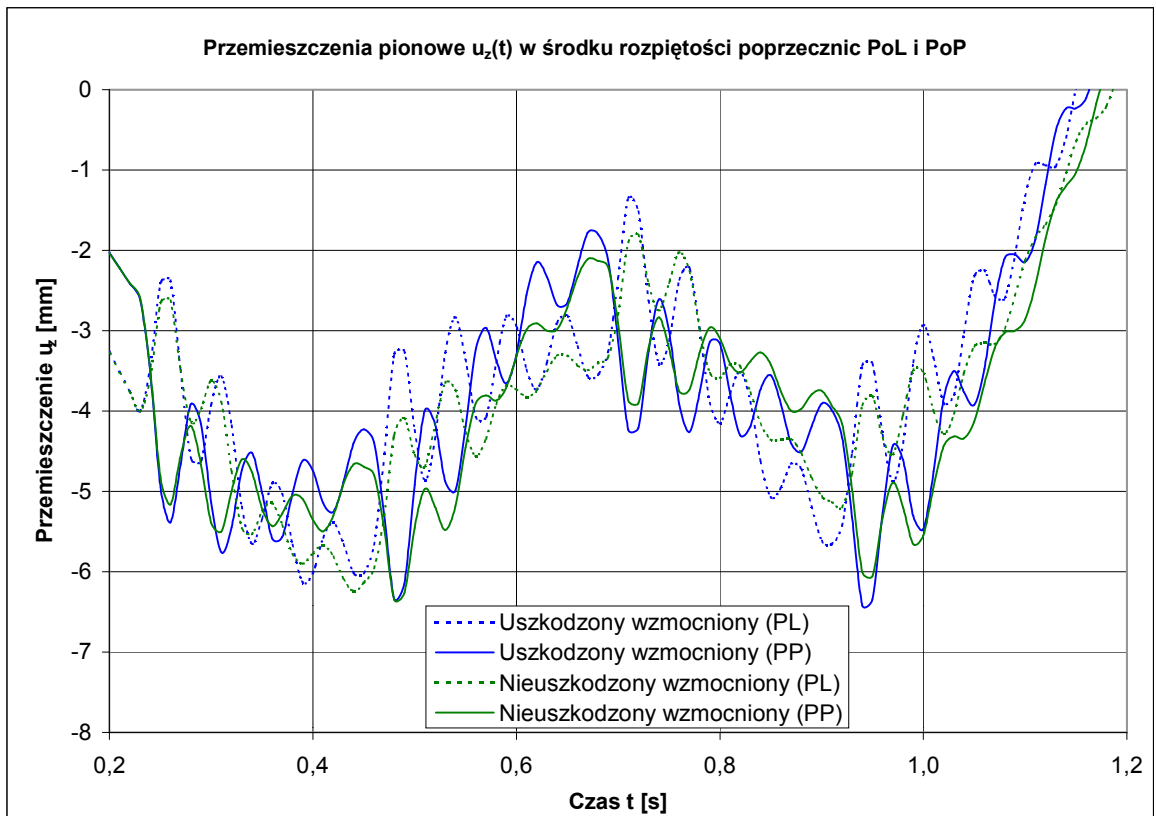
Rys. 9-8. Przemieszczenia pionowe $u_z(t)$ w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu



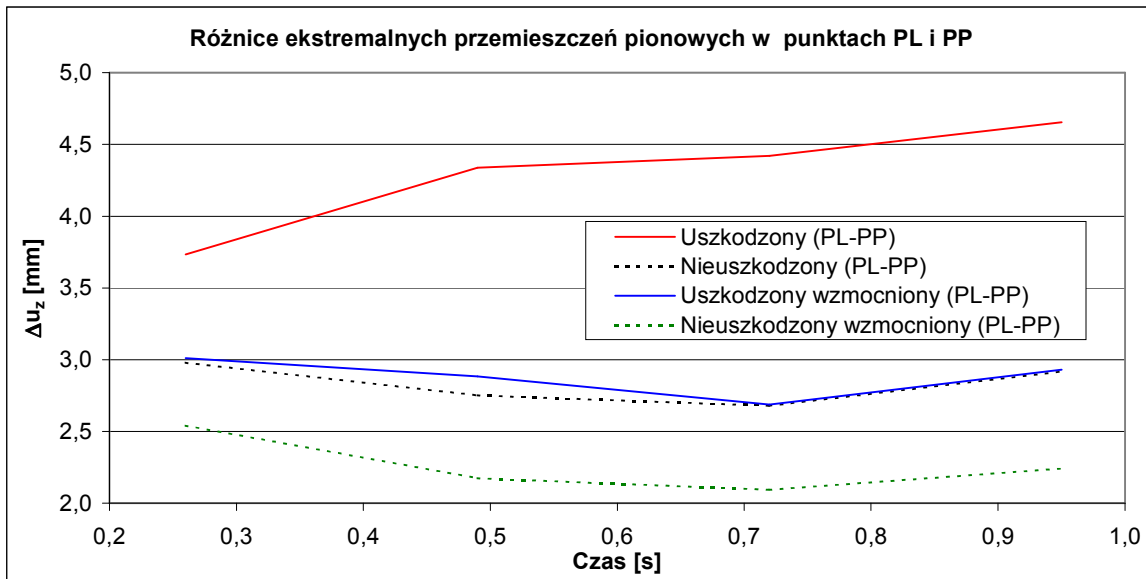
Rys. 9-9. Przemieszczenia pionowe $u_z(t)$ w węźle nieuszkodzony po wzmocnieniu



Rys. 9-10. Przemieszczenia pionowe $u_z(t)$ przed wzmocnieniem



Rys. 9-11. Przemieszczenia pionowe $u_z(t)$ po wzmocnieniu



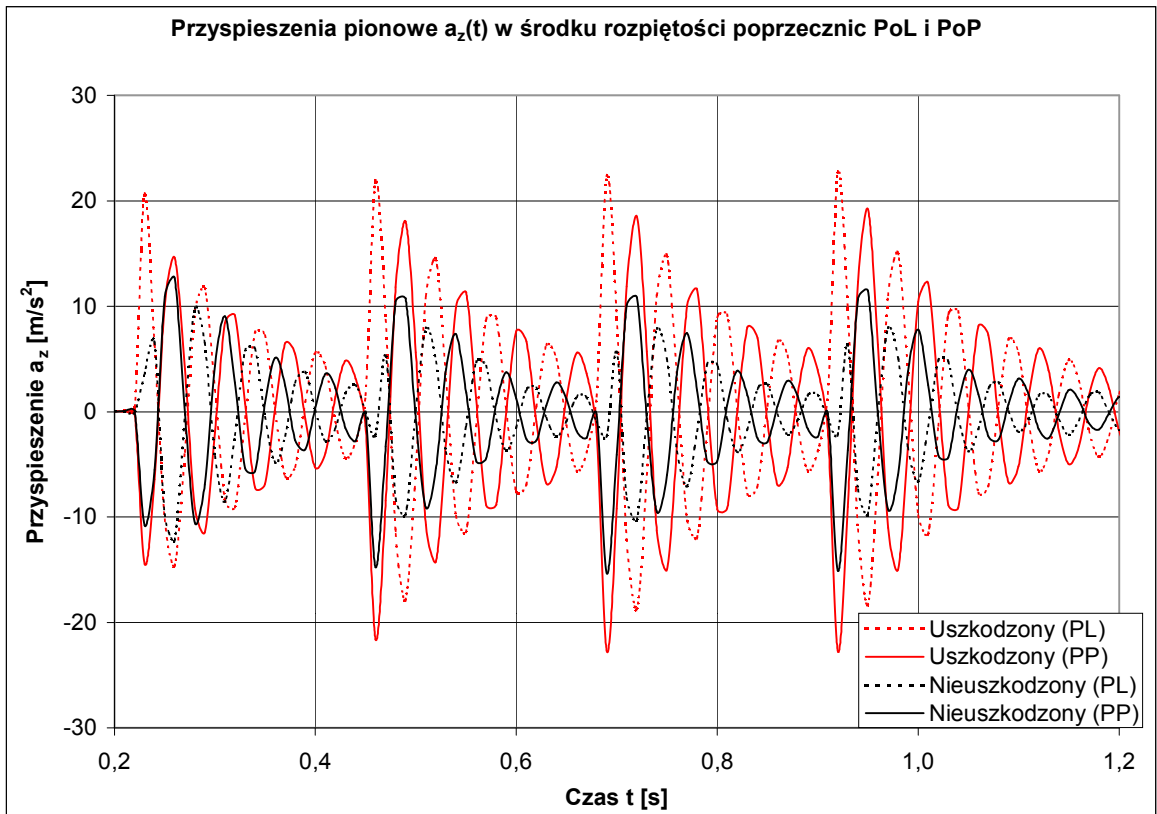
Rys. 9-12. Różnice ekstremalnych przemieszczeń $\Delta u_z(t)$ w punktach PL i PP

9.4. Przyspieszenia pionowe w środku rozpiętości poprzecznic

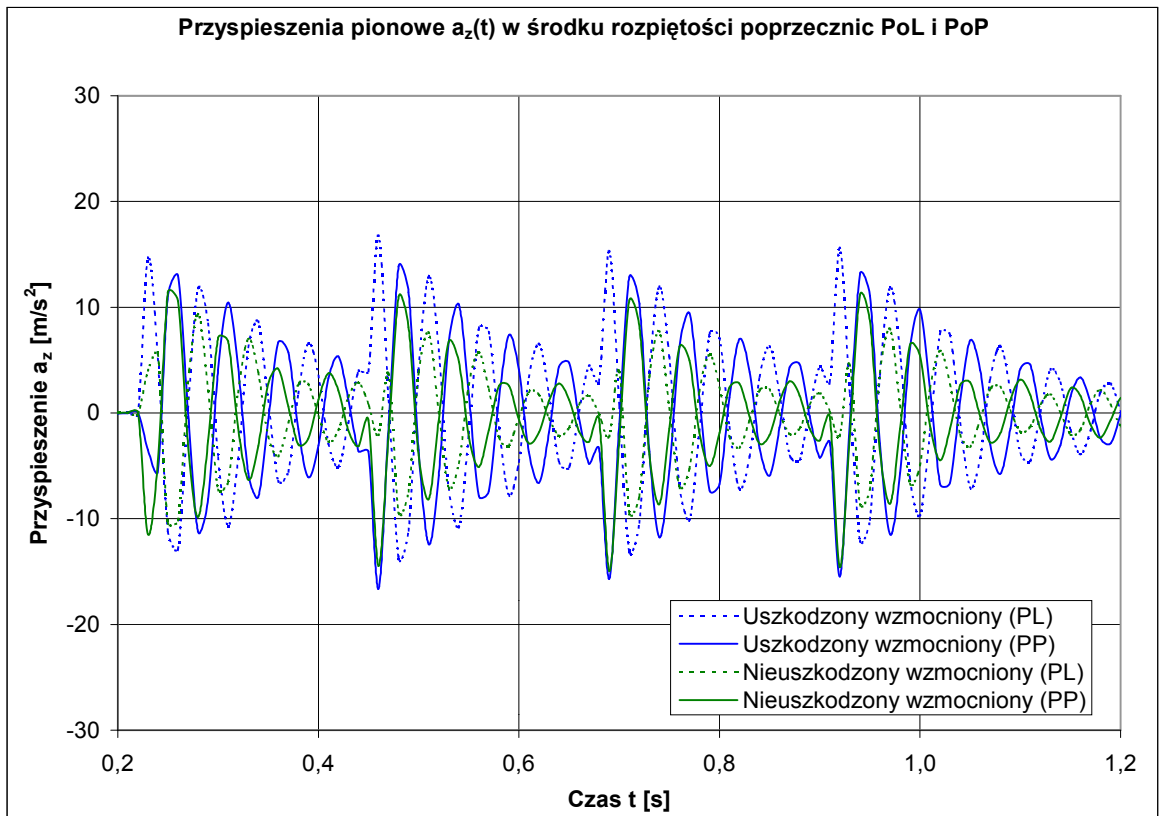
Drugą pochodną ugięć $u_z(t)$ są przyspieszenia pionowe $a_z(t)$, których doznają w czasie przejazdu czterech osi lokomotywy ET-41 punkty PL i PP. Na rysunku Rys. 9-13 nałożono na siebie wykresy przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ tych punktów przed wzmocnieniem, a na Rys. 9-14 po wzmocnieniu.

Analizując wykres $a_z(t)$ w węźle uszkodzonym przed wzmocnieniem (Rys. 9-13) widać, że za każdy razem w chwili pojawienia się impulsu (co 0,23s), punkty środkowe obu poprzecznic przydylatacyjnych (PL i PP) doznają równocześnie przeciwnych przyspieszeń pionowych o wartości $a_z(t)=22,7\text{m/s}^2$. Sytuacja ta powtarza się przy przejeździe kolejnych osi lokomotywy ET-41 przez dylatację, co 0,23s. Po każdym impulsie następują drgania swobodne poprzecznic przydylatacyjnych o okresie $T\approx 0,06\text{s}$ i malejącej amplitudzie.

Natomiast w węźle nieuszkodzonym, w chwili pojawienia się impulsu (co 0,23s) punkty środkowe obu poprzecznic przydylatacyjnych (PL i PP) nie doznają równocześnie przeciwnych przyspieszeń $a_z(t)$. Dopiero po kolejnych 0,03s drgania poprzecznic stabilizują się w przeciwbieżnej postaci o okresie $T\approx 0,06\text{s}$. Jednak ich amplituda jest już wtedy mniejsza i dochodzi tylko do $a_z(t)=11,5\text{m/s}^2$.



Rys. 9-13. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ przed wzmocnieniem



Rys. 9-14. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ po wzmocnieniu

Wykres przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ odpowiednich punktów (PL i PP) w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu (Rys. 9-14) w swoim charakterze jest podobny do wyżej omówionego wykresu przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ w węźle uszkodzonym przed wzmocnieniem (Rys. 9-13). Jednak wskutek połączenia poprzecznic przydylatacyjnych amplituda przyspieszeń pionowych została zredukowana do $a_z(t)=16,8\text{m/s}^2$.

Również w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu (Rys. 9-14) został zachowany charakter przyspieszeń pionowych $a_z(t)$. Podobnie jak przed wzmocnieniem, przejazd osi lokomotywy przez dylatację (co 0,23s) nie generuje od razu przeciwnych przyspieszeń w punktach PL i PP. Dopiero po kolejnych 0,03s drgania poprzecznic stabilizują się w przeciwbieżnej postaci o okresie $T\approx 0,06\text{s}$. Ich amplituda dochodzi wtedy do $a_z(t)=11,2\text{m/s}^2$.

9.5. Przyspieszenia w miejscach pęknięć

Opisane poprzednio ruchy (rozdziały 9.3 i 9.4), których doznają punkty środkowe PL i PP poprzecznic przydylatacyjnych PoP i PoL są przenoszone na pas dolny dźwigara kratowego. Poprzecznicę przez żeberka usztywniające środkik, wywołują przemieszczenia blachownicy pasa dolnego wraz z jej górną półką.

Rys. 9-15 do Rys. 9-18 to wykresy przyspieszeń punktów PZ i PW w czasie przejazdu czterech osi lokomotywy ET-41 przez poprzecznicę przydylatacyjną. Punkty te znajdują się na styku półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego i blach węzłowych (Rys. 9-5/Rys. 9-5). Rys. 9-15 i Rys. 9-17 przedstawiają nałożone na siebie wykresy przyspieszeń przed wzmocnieniem, a na Rys. 9-16 i Rys. 9-18 po wzmocnieniu.

W dalszej części opracowania długość przedziału (Max-Min), w którym zmieniają się analizowane wielkości w czasie t , nazywać będziemy rozpiętością. Symbol λ umieszczony przed zmienną oznaczać będzie rozpiętość (długość przedziału) jej zmian w czasie t .

Ekstremalne wartości przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ i ich rozpiętości λa_z w punktach PW i PZ zestawiono w poniższej tabelicy Tab. 9-1.

Tab. 9-1. Ekstremalne przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ i ich rozpiętości λa_z w punktach PW i PZ [m/s^2]

Model węzła	Punkt PW			Punkt PZ		
	Max $a_z(t)$	Min $a_z(t)$	(Max-Min) λa_z	Max $a_z(t)$	Min $a_z(t)$	(Max-Min) λa_z
Uszkodzony	0,497	-0,321	0,818	0,844	-0,943	1,787
Nieuszkodzony	0,421	-2,021	2,442	0,607	-1,727	2,334
Uszkodzony wzmocniony	0,725	-0,328	1,053	0,690	-0,383	1,073
Nieuszkodzony wzmocniony	0,590	-2,214	2,804	0,513	-1,792	2,305

W węźle nieuszkodzonym (Rys. 9-15) można zauważyć, że tylko w chwili zadziałania impulsu (co 0,23s), punkty PZ i PW doznają znaczących przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ („piki na wykresie”). Ich rozpiętość λa_z przekracza $2,4\text{m/s}^2$ w punkcie PW i $2,3\text{m/s}^2$ w punkcie PZ (Tab. 9-1). Jednak wykresy przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ obu punktów (PZ i PW) praktycznie pokrywają się ze sobą. Niewielkie różnice ich przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$, dochodzące do $0,4\text{m/s}^2$, pojawiają się tylko przy każdym impulsie, po czym zanikają.

Na tym samym wykresie widać, że przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ obu punktów (PZ i PW) w węźle uszkodzonym są często przeciwnego znaku, a różnice ich przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$, osiągają nawet $0,8\text{m/s}^2$. W punkcie PW rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z nieznacznie przekracza $0,8\text{m/s}^2$ (Tab. 9-1). Zwraca natomiast uwagę niemal wahadłowy charakter przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ o rozpiętości λa_z dochodzącej do $1,8\text{m/s}^2$ w punkcie PZ (Tab. 9-1). Jest to punkt, w którym powstały największe pęknięcia (A) i (B) opisane w rozdziale 3.

Po wzmocnieniu węzła nieuszkodzonego (Rys. 9-16), rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z w chwili pojawienia się impulsu (co 0,23s) wzrasta do $2,8\text{m/s}^2$ w punkcie PW, a w punkcie PZ zachowuje wartość $2,3\text{m/s}^2$ (Tab. 9-1). Jednak charakter wykresu praktycznie nie ulega zmianie. Różnice odpowiednich przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$ punktów PZ i PW przy każdym impulsie nieznacznie wzrosły, do co najwyżej $0,5\text{m/s}^2$.

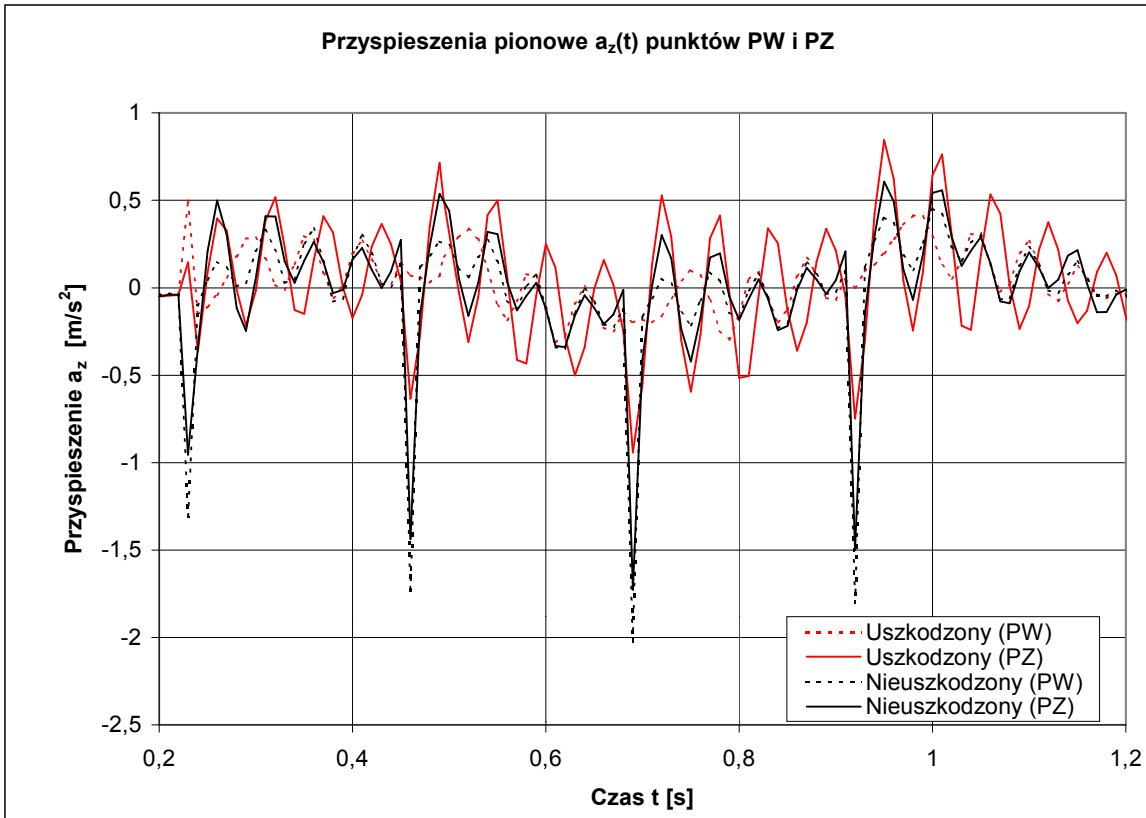
Duże zmiany w charakterze wykresu nastąpiły po wzmocnieniu węzła uszkodzonego. Przedstawione na Rys. 9-16 wykresy przebiegu przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ w punktach PZ i PW praktycznie pokrywają się ze sobą. Różnice odpowiednich przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$ punktów PZ i PW nieznacznie przekraczają $0,1\text{m/s}^2$. Natomiast rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z w punktach PZ i PW wynosi prawie $1,1\text{m/s}^2$ (Tab. 9-1).

Rozpiętość przyspieszeń poziomych poprzecznych λa_y (Rys. 9-17) w węźle nieuszkodzonym przed wzmocnieniem w analizowanych punktach dochodzi do $2,3\text{m/s}^2$ tylko w chwili pojawienia się impulsu (co 0,23s). Po czym szybko maleje. Natomiast w węźle uszkodzonym przed wzmocnieniem ta sama rozpiętość λa_y wynosi również $2,3\text{m/s}^2$, ale znacznie wolniej maleje.

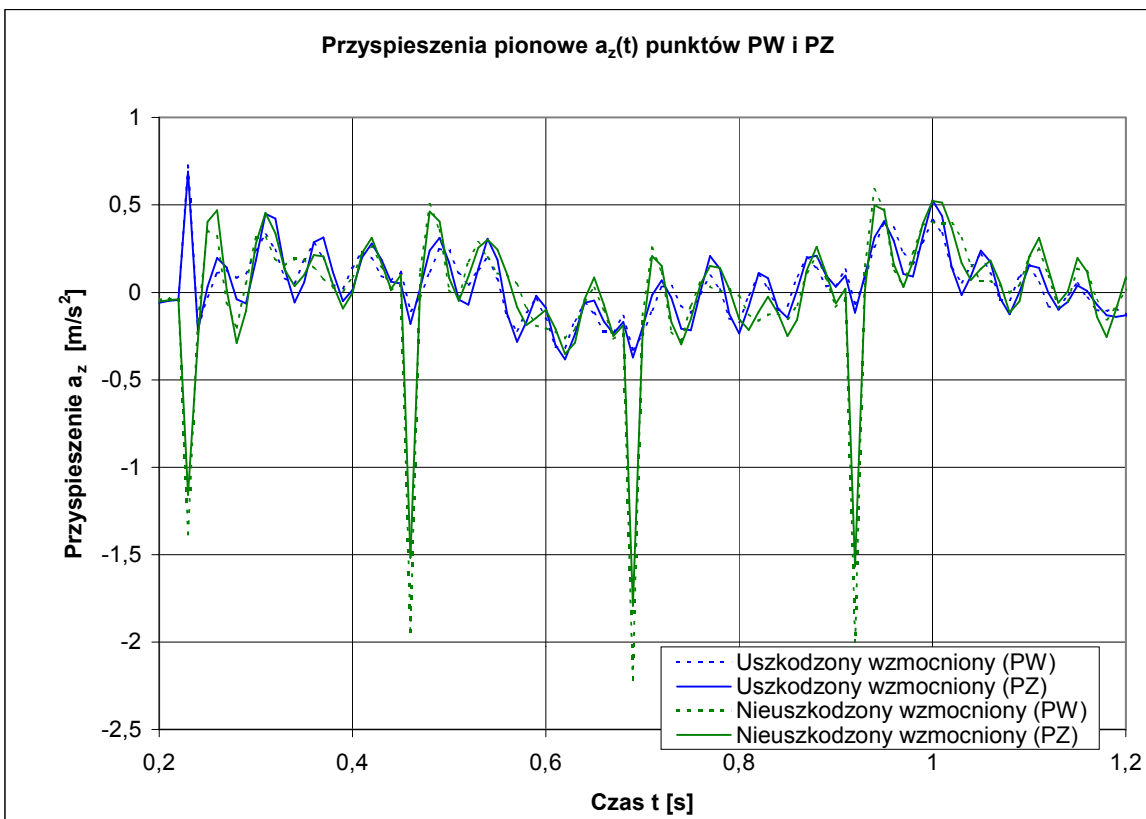
Po wzmocnieniu konstrukcji wykres przyspieszeń poziomych poprzecznych $a_y(t)$ (Rys. 9-18) w węźle nieuszkodzonym praktycznie nie ulega zmianie. Rozpiętość λa_y w chwili pojawienia się impulsu (co 0,23s) wynosi $2,1\text{m/s}^2$ („piki na wykresie”). Po czym szybko maleje. Natomiast odpowiednia rozpiętość λa_y w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu spadła do $1,2\text{m/s}^2$ i wolno maleje.

Na Rys. 9-19 przedstawiono wykres różnic przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$ pomiędzy punktami PW i PZ w czasie przejazdu czterech osi lokomotywy ET-41. Powstał on z odjęcia przyspieszenia pionowego $a_z(t)$ punktu PW od odpowiedniego przyspieszenia pionowego $a_z(t)$ punktu PZ (Rys. 9-15 i Rys. 9-16). Widać na nim wyraźnie, że we wszystkich modelach węzłów różnice przyspieszeń $\Delta a_z(t)$ mają okres $T \approx 0,06\text{s}$.

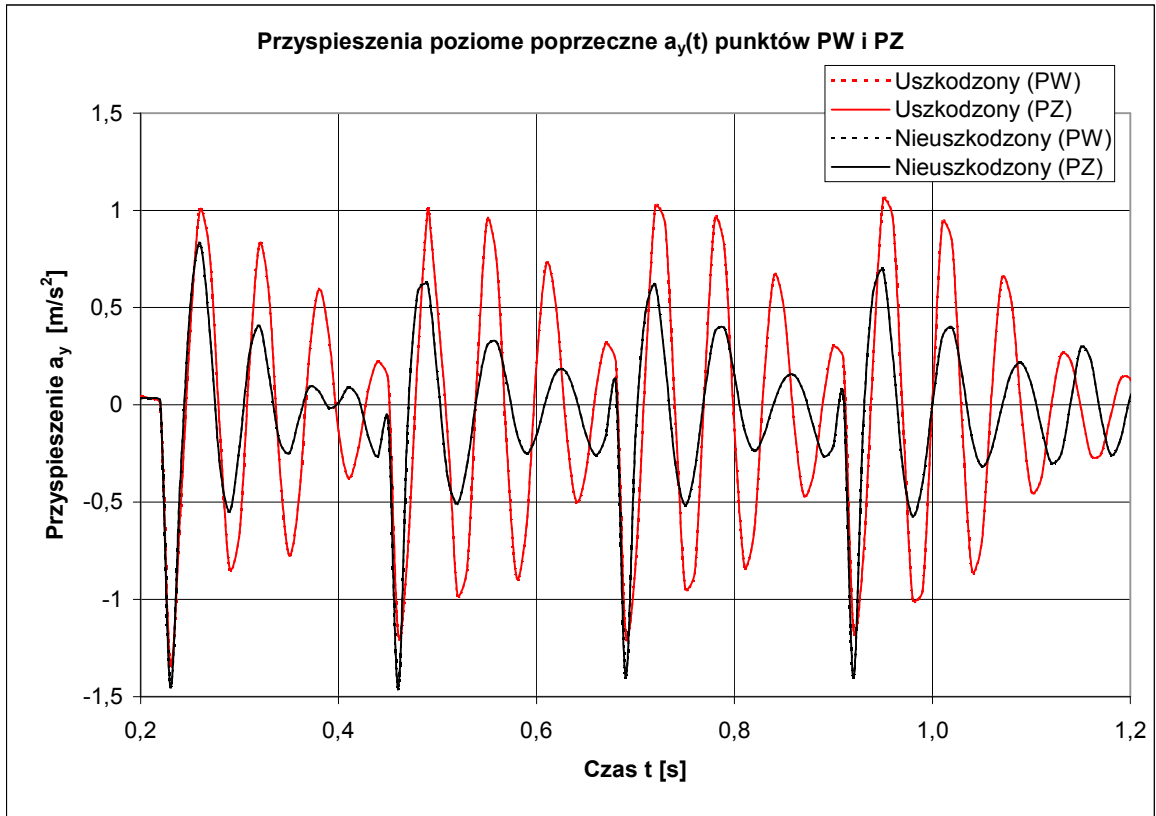
Charakter wykresu (Rys. 9-19) świadczy o przeciwniejących ruchach pionowych punktów PW i PZ we wszystkich analizowanych modelach węzłów. Jednak tylko w modelu węzła uszkodzonego mają one tak gwałtowny przebieg. Rozpiętość różnic ich przyspieszeń pionowych $\lambda \Delta a_z$ przekracza $1,4\text{m/s}^2$.



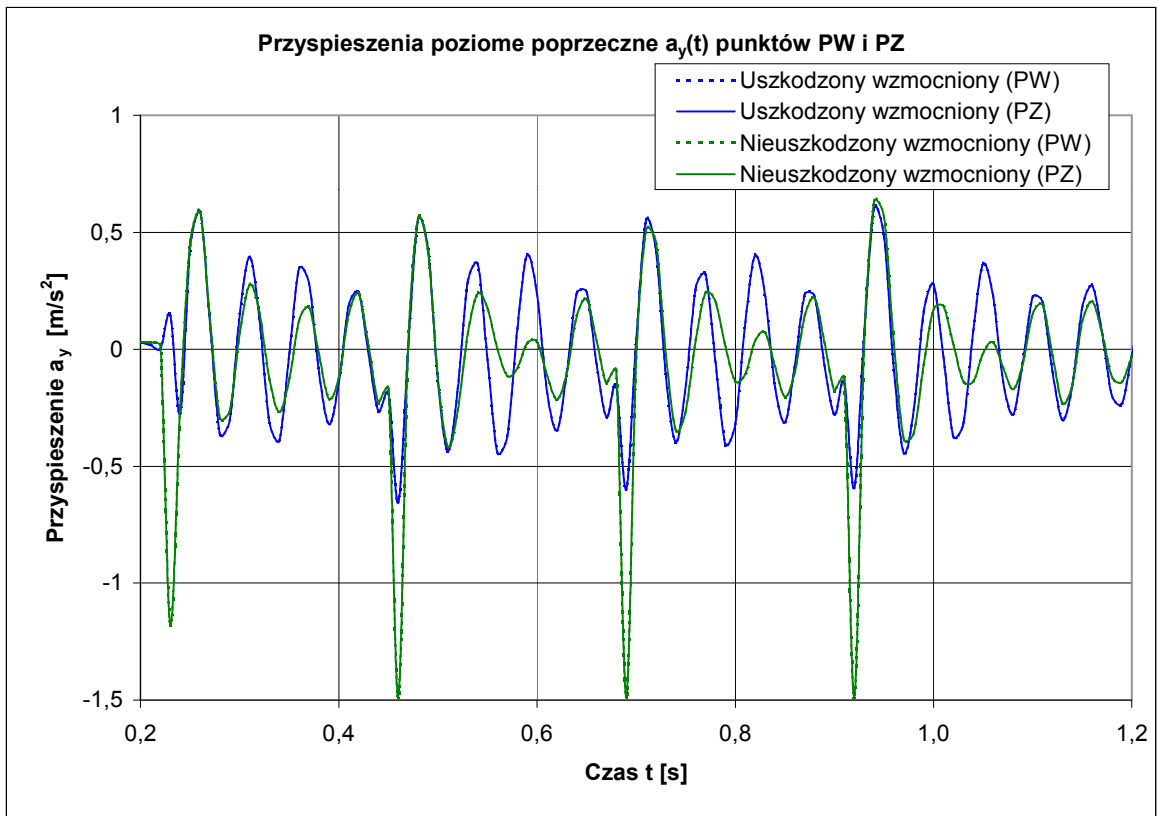
Rys. 9-15. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ przed wzmocnieniem



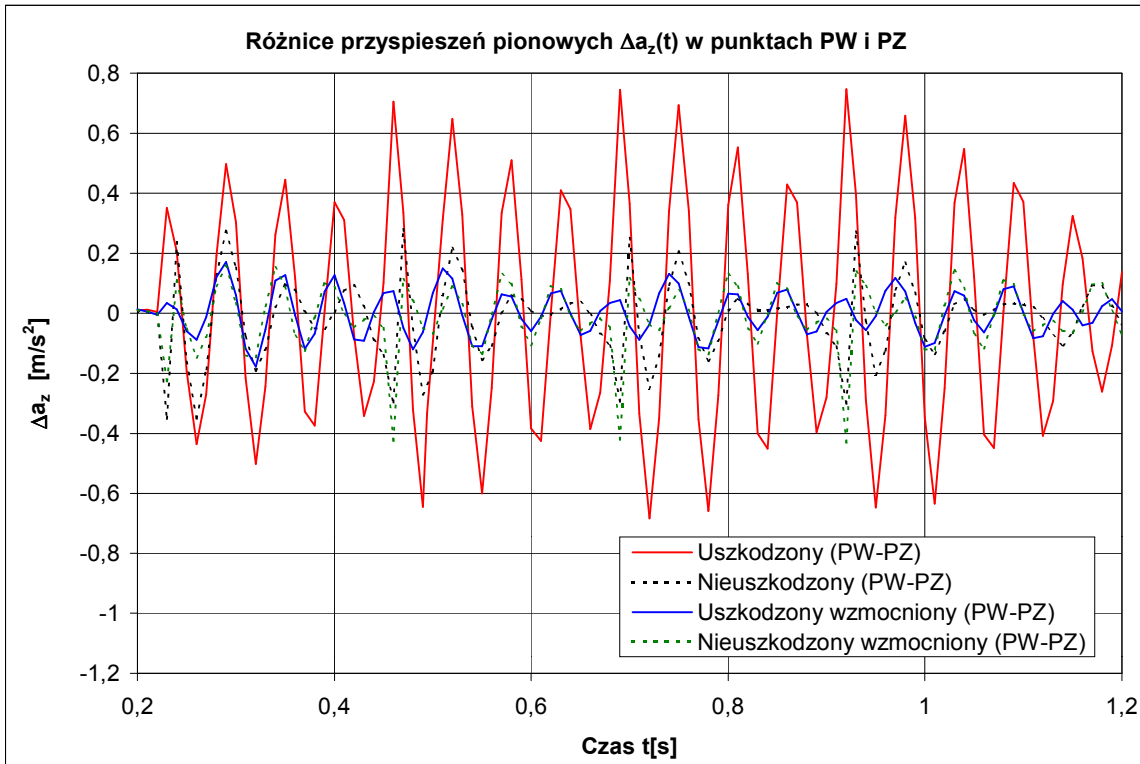
Rys. 9-16. Przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ po wzmocnieniu



Rys. 9-17. Przyspieszenia poziome poprzeczne $a_y(t)$ przed wzmocnieniem



Rys. 9-18. Przyspieszenia poziome poprzeczne $a_y(t)$ po wzmocnieniu



Rys. 9-19. Różnice przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$ w punktach PW i PZ

9.6. Momenty zginające w miejscach pęknięć

Skutkiem nierównomiernych przemieszczeń punktów PW i PZ (Rys. 9-5) jest też powstanie momentów zginających $M_{xx}(t)$ w tym miejscu.

Wykresy zaprezentowane na Rys. 9-20 i Rys. 9-21 ukazują zmianę momentów zginających $M_{xx}(t)$ w środkach elementów EW i EZ podczas przejazdu obciążenia. Elementy te znajdują się na półce górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego przy styku z blachami węzłowymi (Rys. 6-2).

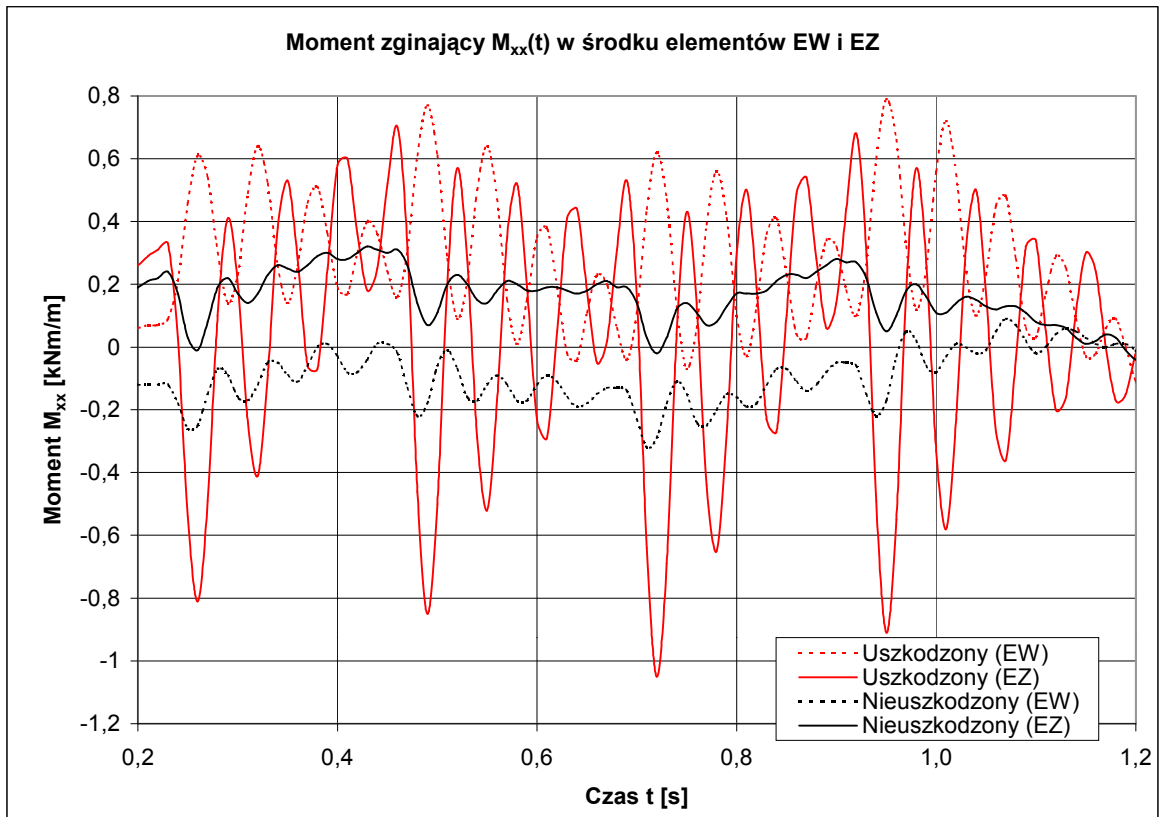
Rys. 9-20 to wykresy momentów zginających $M_{xx}(t)$ przed wzmocnieniem, a Rys. 9-21 po wzmocnieniu.

Zmiana momentów zginających $M_{xx}(t)$ w środkach obu elementów EW i EZ węzła nieuszkodzonego, zarówno przed (Rys. 9-20) jak i po wzmocnieniu (Rys. 9-21) przebiega bardzo łagodnie. Rozpiętość λM_{xx} tych zmian wynosi co najwyżej 0,33kNm/m.

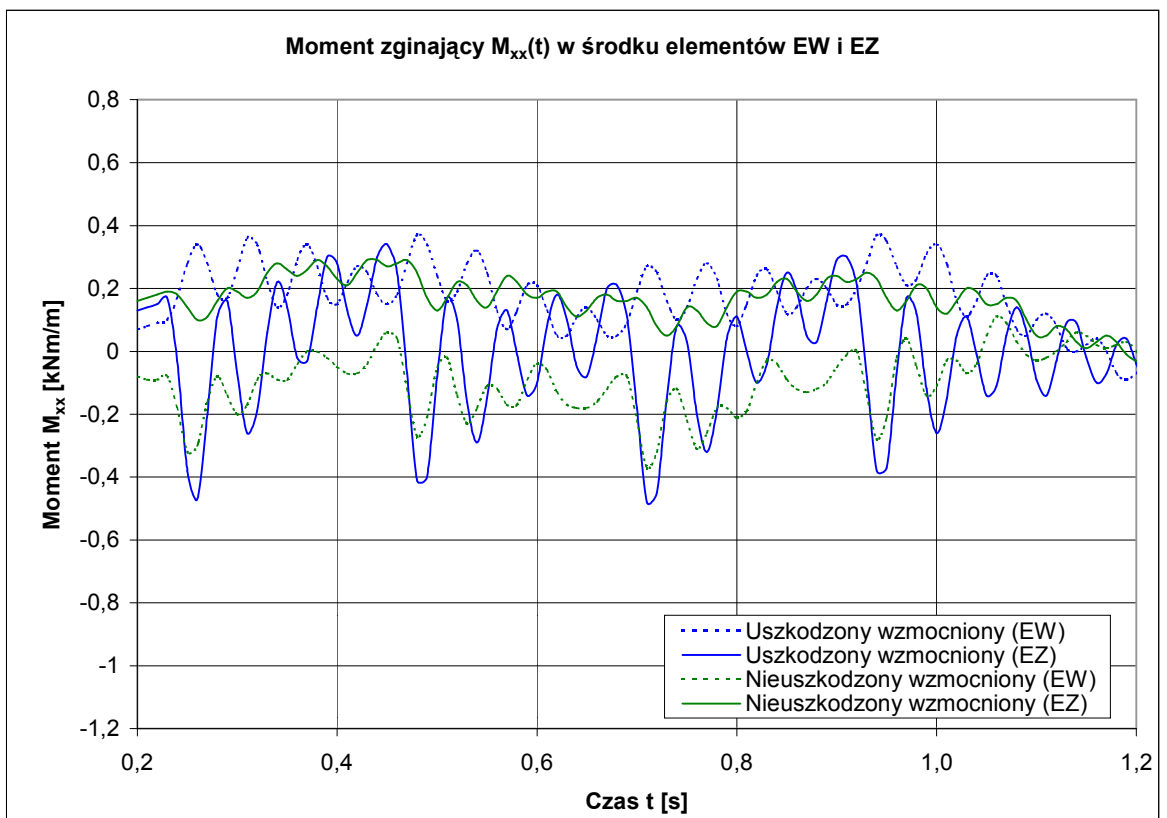
W przypadku węzła uszkodzonego po wzmocnieniu (Rys. 9-21) przebieg zmian momentów zginających $M_{xx}(t)$ nie jest już tak spokojny, a ich rozpiętość λM_{xx} osiąga 0,75kNm/m.

Najbardziej burzliwy przebieg mają zmiany momentu zginającego $M_{xx}(t)$ w przypadku węzła uszkodzonego przed wzmocnieniem (Rys. 9-20). W elemencie EZ rozpiętość zmian momentu zginającego λM_{xx} wynosi 1,59kNm/m, a w elemencie EW rozpiętość λM_{xx} dochodzi do 0,69kNm/m.

Można również zauważyć na Rys. 9-20 i Rys. 9-21, że we wszystkich modelach węzłów zmiana momentów zginających $M_{xx}(t)$ ma okres $T \approx 0,06s$.

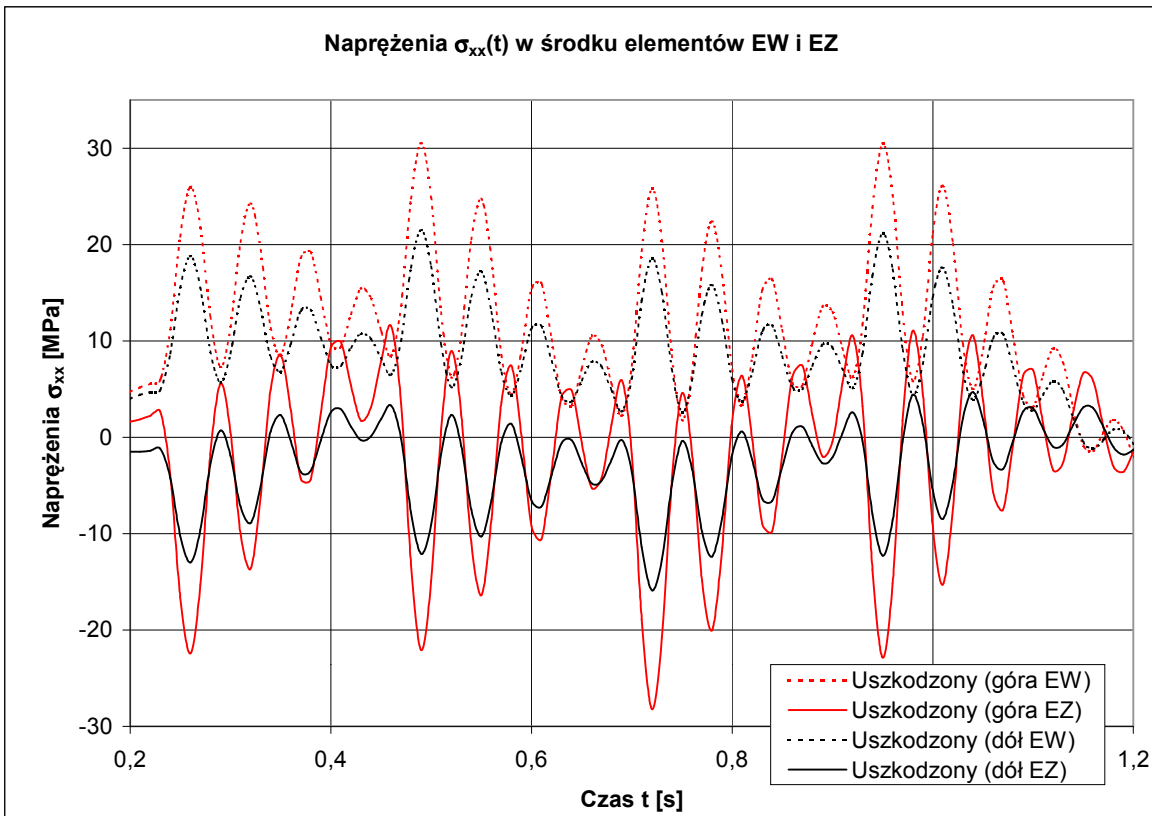


Rys. 9-20. Momenty zginające $M_{xx}(t)$ przed wzmocnieniem

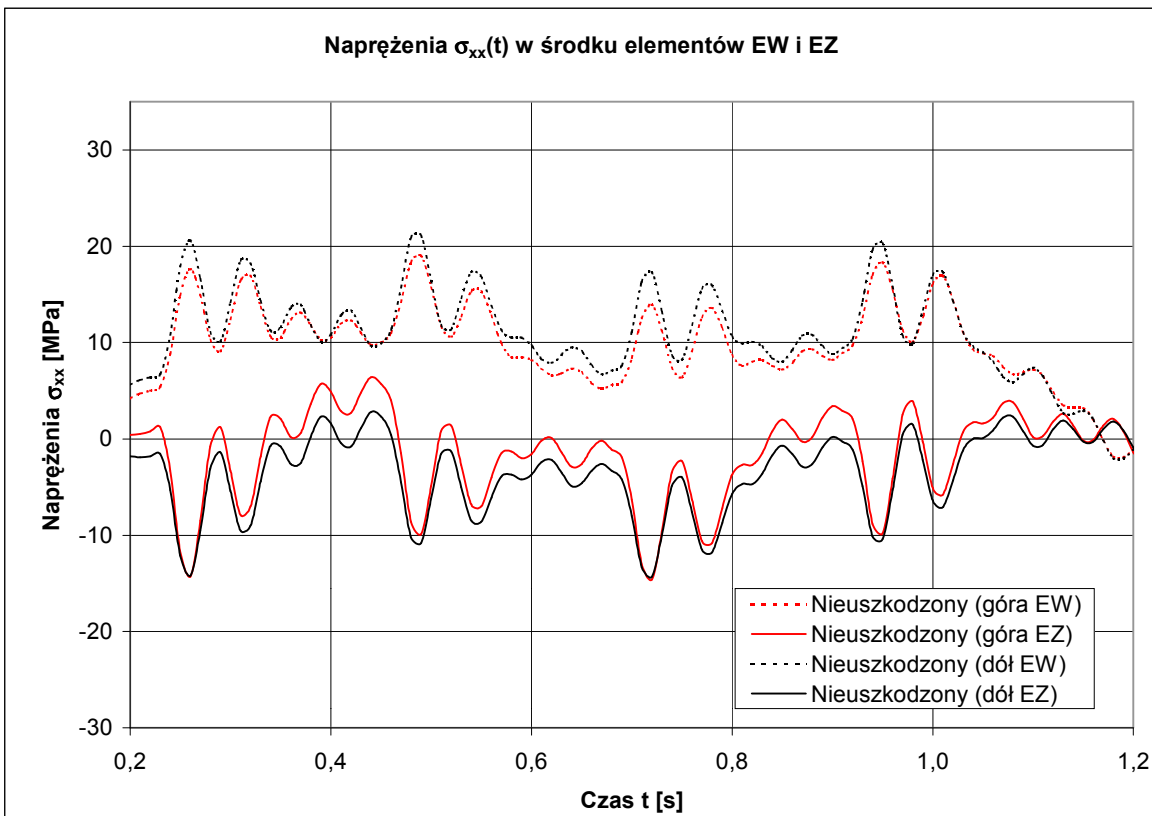


Rys. 9-21. Momenty zginające $M_{xx}(t)$ po wzmocnieniu

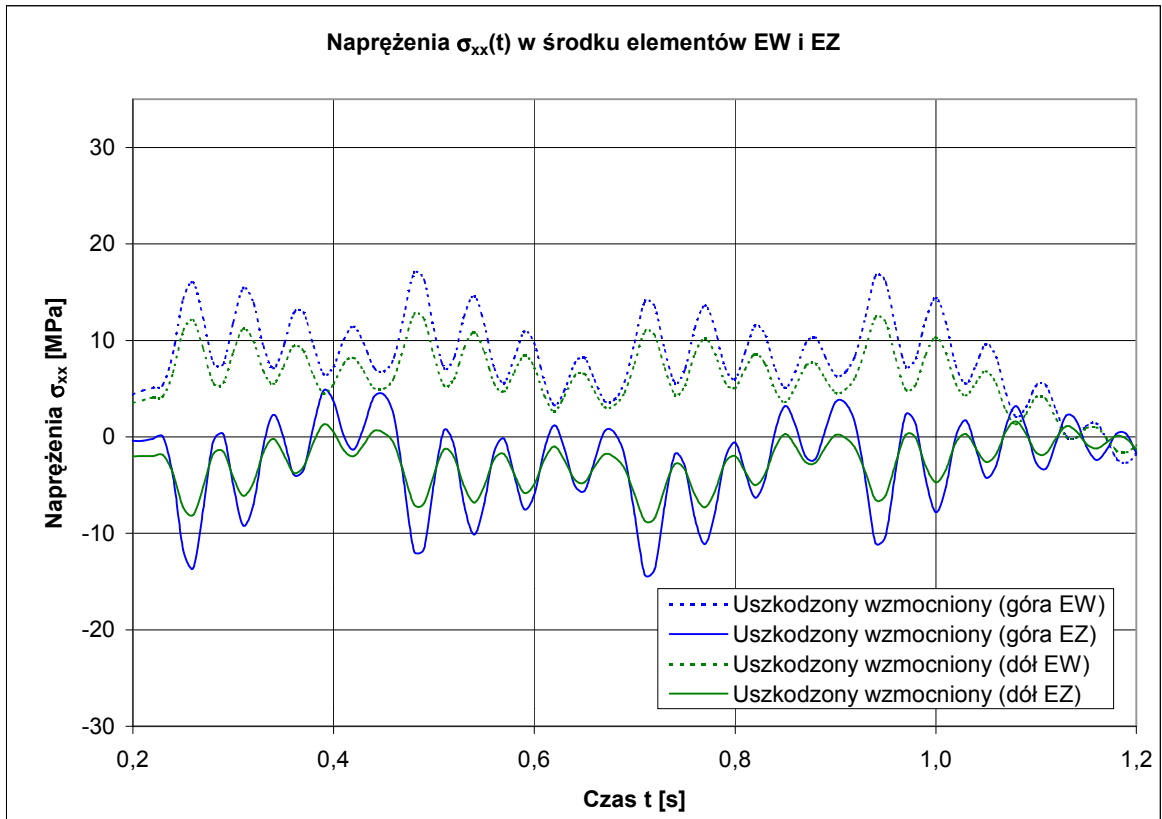
9.7. Naprężenia w miejscach pęknięć



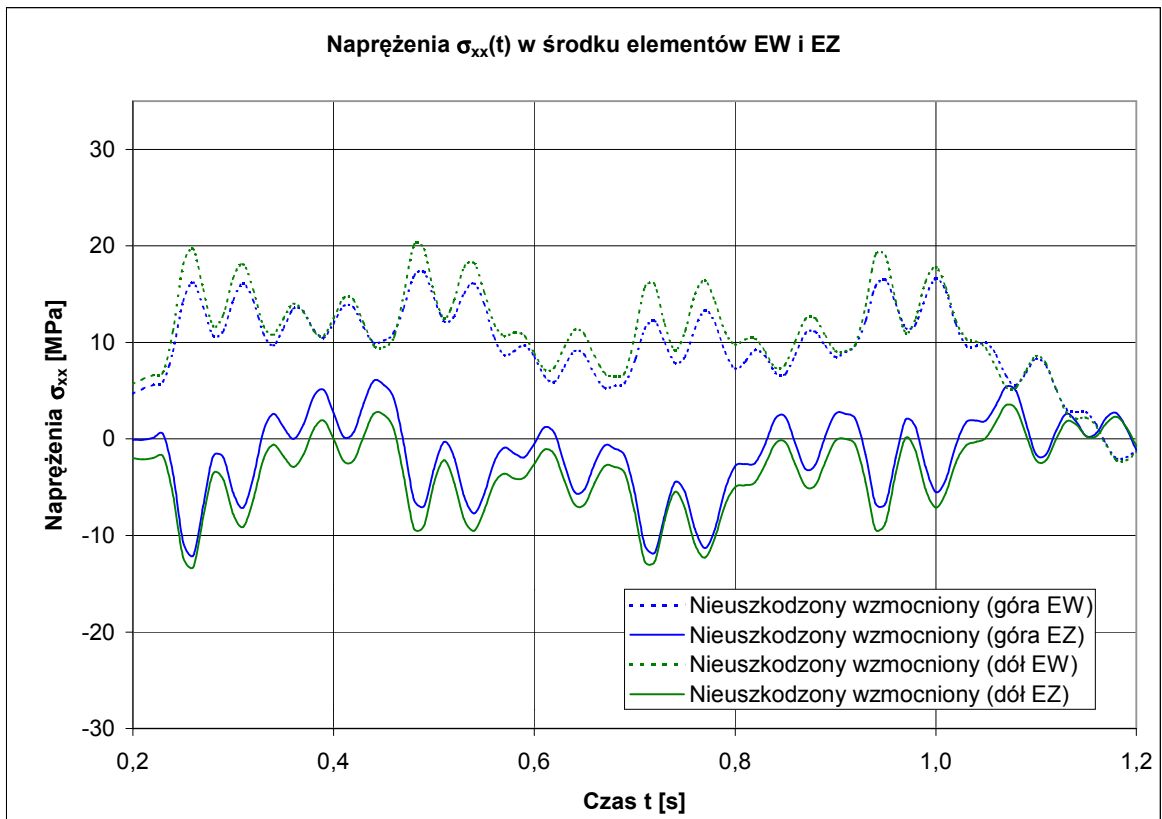
Rys. 9-22. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle uszkodzonym



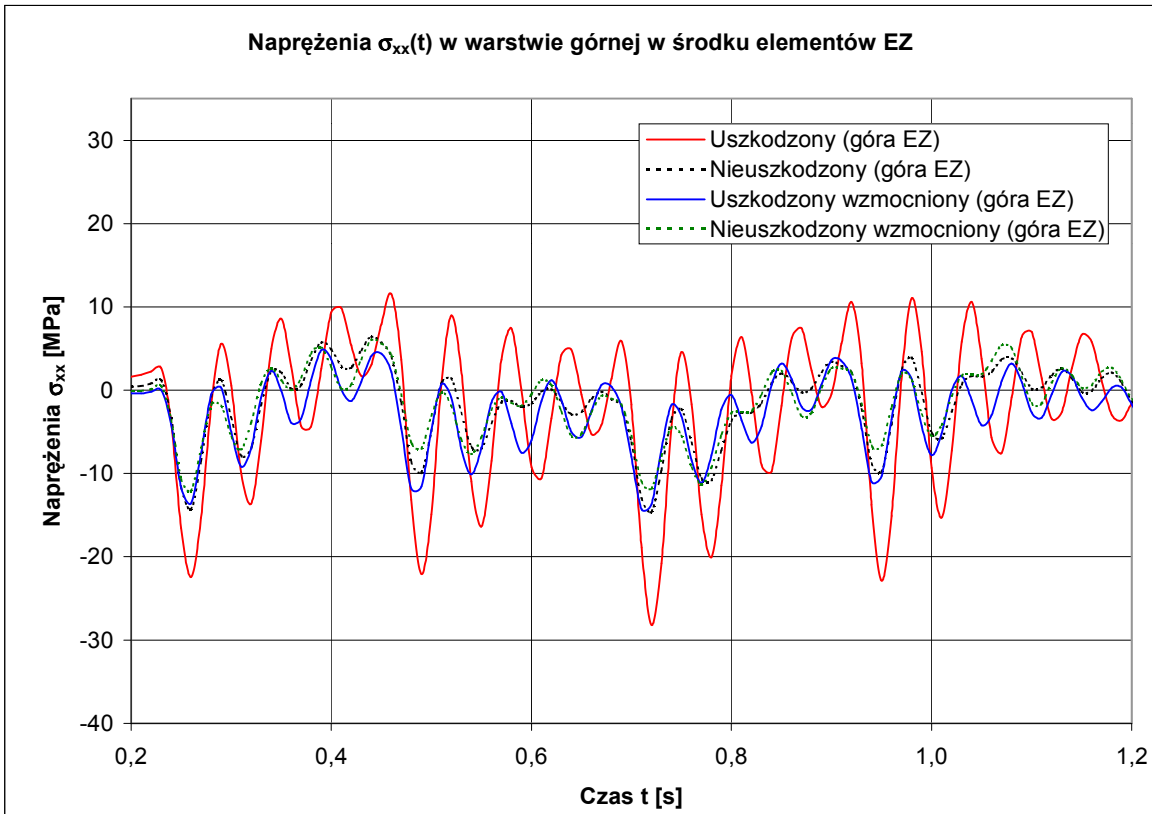
Rys. 9-23. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle nieuszkodzonym



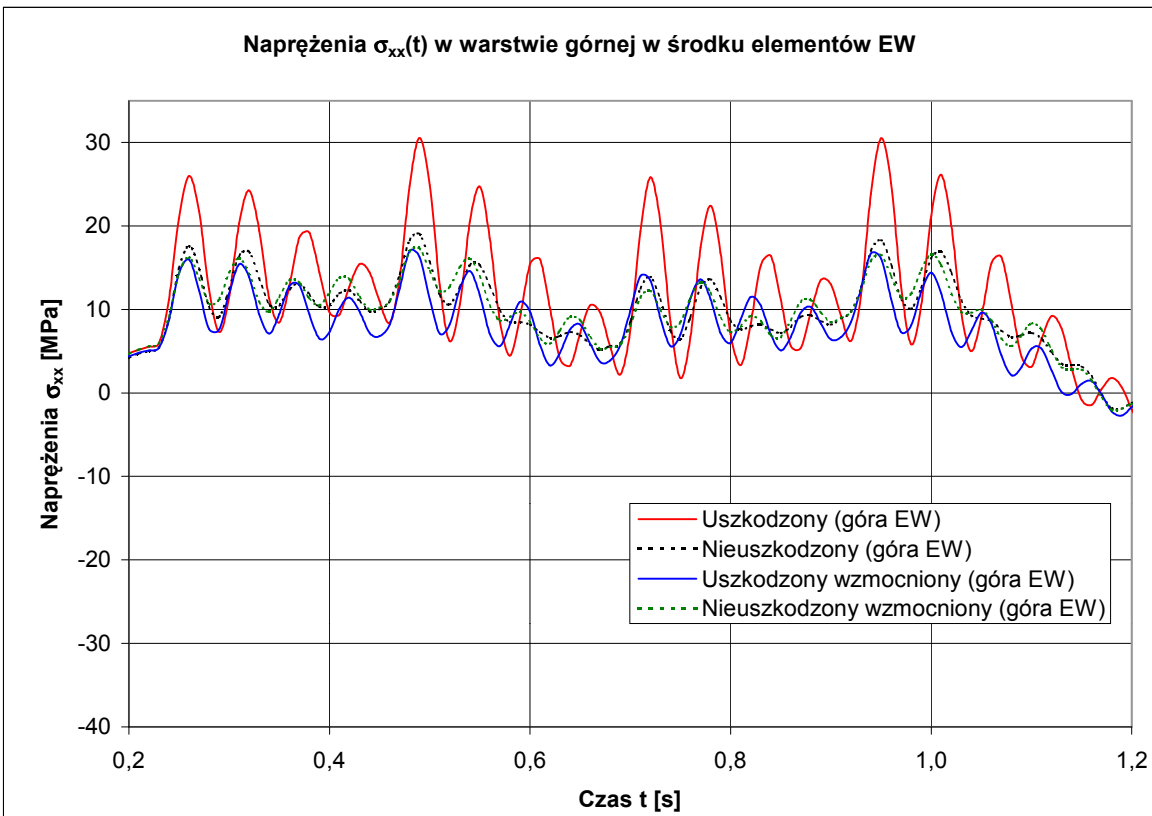
Rys. 9-24. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle uszkodzonym po wzmocnieniu



Rys. 9-25. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w węźle nieuszkodzonym po wzmocnieniu



Rys. 9-26. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w warstwie górnej w środku elementów EZ



Rys. 9-27. Naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w warstwie górnej w środku elementów EW

W rozdziale 9.6 omówiono momenty zginające $M_{xx}(t)$ półkę górną blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego przy styku z blachami węzłowymi (Rys. 6-2). Zginanie to powoduje powstanie dodatkowych naprężeń normalnych $\sigma_{xx}(t)$ w tym miejscu (EW i EZ).

Wykresy zaprezentowane na Rys. 9-22 do Rys. 9-25 ukazują zmianę naprężeń normalnych $\sigma_{xx}(t)$ w środkach elementów EW i EZ podczas przejazdu czterech osi lokomotywy ET-41.

We wszystkich analizowanych modelach węzłów zmiany naprężeń $\sigma_{xx}(t)$ mają okres $T \approx 0,06s$. Oznacza to, że pojawienie się każdego impulsu co 0,23s, powoduje powstanie 4 cykli zmiany naprężeń w analizowanych elementach.

Wykresy zmiany naprężeń normalnych $\sigma_{xx}(t)$ w warstwie górnej i dolnej przed wzmocnieniem w węźle uszkodzonym przedstawiono na Rys. 9-22, a na Rys. 9-23 w węźle nieuszkodzonym. Rys. 9-24 i Rys. 9-25 to odpowiednie wykresy po wzmocnieniu.

Wykres przedstawiony na Rys. 9-22 ma bardzo burzliwy przebieg w warstwie górnej. Rozpiętość zmian naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ w elemencie EZ dochodzi do 34,1MPa, a w elemencie EW jest mniejsza i osiąga 24,7MPa (Tab. 9-2). W warstwie dolnej zmiana naprężeń nie ma już tak burzliwego charakteru. Należy jednak zwrócić uwagę na różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}(t)$ pomiędzy warstwą górną i dolną. W elemencie EZ różnica ta wynosi nawet 12,3MPa, a w elemencie EW 9,3MPa (Tab. 9-3). Jest to skutek zginania lokalnego w analizowanych elementach EZ i EW.

W węźle nieuszkodzonym (Rys. 9-23) zmiany naprężeń $\sigma_{xx}(t)$ przebiegają dużo łagodniej zarówno w warstwie górnej jak i dolnej. Odpowiednia rozpiętość naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ w warstwie górnej elementu EZ to 15,5MPa, a w elemencie EW 12,2MPa. Ponadto zwracają uwagę małe różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}(t)$ pomiędzy warstwą górną i dolną (Tab. 9-3). Świadczy to o małym wpływie lokalnego zginania na naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w analizowanych elementach EZ i EW.

Zmiany naprężeń $\sigma_{xx}(t)$ w węzłach po wzmocnieniu, które zostały przedstawione na Rys. 9-24 i Rys. 9-25, mają również płynny przebieg. Małe różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}(t)$ pomiędzy warstwą górną i dolną (Tab. 9-3) wskazują na niewielki wpływ lokalnego zginania na naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w analizowanych elementach EZ i EW. Rozpiętości zmian naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ po wzmocnieniu obu węzłów są wyraźnie mniejsze od odpowiednich wartości dla węzła uszkodzonego (Tab. 9-2).

Tab. 9-2. Rozpiętości naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ [MPa]

Model węzła	Warstwa górna		Warstwa dolna	
	Element EZ	Element EW	Element EZ	Element EW
Uszkodzony	34,1	24,7	16,7	16,8
Nieuszkodzony	15,5	12,2	12,8	13,9
Uszkodzony Wzmocniony	13,9	10,6	6,6	7,9
Nieuszkodzony Wzmocniony	12,6	10,3	11,5	12,8

Tab. 9-3. Ekstremalne różnice naprężeń $\Delta\sigma_{xx}$ [MPa]

Model węzła	Element EZ	Element EW
Uszkodzony	12,3	9,3
Nieuszkodzony	0,9	3,4
Uszkodzony Wzmocniony	5,5	4,2
Nieuszkodzony Wzmocniony	2,0	3,8

Zmiany naprężeń normalnych $\sigma_{xx}(t)$ w warstwie górnej analizowanych elementów porównano na kolejnych dwóch rysunkach: Rys. 9-26 (EZ) i Rys. 9-27 (EW). Należy również zauważyć, że największa rozpiętość zmian naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ ujawnia się w węźle uszkodzonym.

Wyniki analizy czasowej przedstawiono również w załącznikach [109] do [112].

9.8. Podsumowanie

Różnice przemieszczeń pionowych $\Delta u_z(t)$ punktów PL i PP w chwili osiągnięcia kolejnych ekstremów lokalnych (Rys. 9-12) są największe w węźle uszkodzonym. Przewyższają one o blisko 55% największe różnice przemieszczeń pionowych $\Delta u_z(t)$ punktów PL i PP w pozostałych modelach węzłów. Jeszcze wyraźniej tendencje do przeciwbieżnych ruchów punktów PL i PP w węźle uszkodzonym widać na wykresach przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ (Rys. 9-13). W chwili pojawienia się impulsu, punkty środkowe poprzecznie przydylatacyjnych doznają równocześnie przeciwnych przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ tylko w węźle uszkodzonym. Natomiast przeciwne przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ punktów PL i PP w węźle nieuszkodzonym stabilizują się dopiero po 0,03s. Są one wtedy o ponad 97% mniejsze niż odpowiednie przyspieszenia pionowe $a_z(t)$ punktów PL i PP w węźle uszkodzonym.

Przeciwbieżne ruchy poprzecznie przydylatacyjnych wywołują lokalne skracanie blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Półka górna tej blachownicy, ze względu na sposób jej zamocowania poprzez blachy węzłowe w krzyżulcach, jest szczególnie wrażliwa na takie ruchy. Różnice przyspieszeń pionowych $\Delta a_z(t)$ (Rys. 9-19) pomiędzy punktami PW i PZ mają okres $T \approx 0,06s$ we wszystkich analizowanych modelach węzłów. Jednak w węźle uszkodzonym są one o 150% większe niż w węźle nieuszkodzonym.

Skutkiem nierównomiernych przemieszczeń punktów PW i PZ jest lokalne zginanie półki górnej blachownicy w tym miejscu. Powoduje to powstanie momentów zginających $M_{xx}(t)$ w elementach EW i EZ. Dla węzła uszkodzonego w elemencie EZ rozpiętość zmian momentu zginającego λM_{xx} jest o ponad 560% większa niż w węźle nieuszkodzonym.

Zginanie to powoduje powstanie dodatkowych naprężeń normalnych $\sigma_{xx}(t)$ w miejscach pęknięcia półki górnej blachownicy (EW i EZ). Rozpiętość zmian naprężeń $\lambda \sigma_{xx}$ (Tab. 9-2) w warstwie górnej elementu EZ węzła uszkodzonego jest o 120% większa niż odpowiednia rozpiętość w węźle nieuszkodzonym. Natomiast zestawione w Tab. 9-3 największe różnice naprężeń $\Delta \sigma_{xx}(t)$ pomiędzy warstwą górną i dolną elementów EZ i EW ujawniają bardzo duży wpływ lokalnego zginania na naprężenia $\sigma_{xx}(t)$ w analizowanych elementach EZ i EW węzła uszkodzonego. Różnice te w elemencie EZ są o 1260% większe niż w węźle nieuszkodzonym.

9.9. Wnioski

Przeprowadzona w tym rozdziale analiza czasowa wykazała, że przejazd pojedynczej osi generuje w miejscach pęknięć dodatkowe cykle zmiany naprężeń $\sigma_{xx}(t)$ we wszystkich analizowanych modelach węzłów. Naprężenia te są okresowo zmienne w czasie t . Okres ich zmiany wynosi $T \approx 0,06s$. Odpowiada to okresowi T przeciwbieżnych postaci drgań poprzecznie przydylatacyjnych. Oznacza to, że pojawienie się każdego impulsu co 0,23s, powoduje powstanie 4 cykli zmiany naprężeń w analizowanych elementach EZ i EW.

Największą rozpiętość zmiany naprężeń normalnych $\lambda \sigma_{xx}$ mają w węźle uszkodzonym. W warstwie górnej elementu EZ $\lambda \sigma_{xx} = 34,1 \text{MPa}$. Odpowiednia rozpiętość zmian naprężenia w węźle nieuszkodzonym osiąga $\lambda \sigma_{xx} = 15,5 \text{MPa}$. Podobnie jest w elemencie EW. W węźle uszkodzonym $\lambda \sigma_{xx} = 24,7 \text{MPa}$, a w węźle nieuszkodzonym $\lambda \sigma_{xx} = 12,2 \text{MPa}$.

Nasuwa to przypuszczenie, że przyczyną powstania uszkodzeń są wpływy zmęczeniowe. Ich analiza będzie przedmiotem dalszej części opracowania (rozdział 10).

10. ANALIZA ZMĘCZENIOWA

10.1. Wprowadzenie

Zdolność do długotrwałego przenoszenia obciążeń o wartościach zmiennych można nazwać trwałością elementu. Natomiast tworzenie się pęknięcia (lub pęknięć) w elemencie, w wyniku cyklicznego przykładania obciążeń, z których każde z osobna nie byłoby wystarczające do spowodowania zniszczenia statycznego określa się jako zniszczenie zmęczeniowe [48].

W 1870 roku została podana przez Augusta Wöhlera podstawowa zasada dotycząca zjawiska zmęczenia materiału. Jednak do tej pory nie udało się ustalić ogólnej teorii samego zjawiska na podstawach fizycznych.

W przeszłości często osiągnęto nieograniczoną żywotność. Było to jednak skutkiem przyjmowania dużych współczynników bezpieczeństwa w analizie statycznej, jej przybliżonego charakteru oraz braku analizy wytrzymałości zmęczeniowej. Obecnie wytrzymałość zmęczeniowa zaczyna odgrywać główną rolę. Wynika to z coraz dokładniejszych metod analizy wytrzymałości statycznej oraz wzrostu intensywności wykorzystania konstrukcji.

Analiza konstrukcji narażonej na zniszczenie zmęczeniowe jest procesem bardziej złożonym niż konstrukcji poddanej tylko obciążeniu statycznemu. O zmęczeniowych właściwościach elementu nie można wnioskować z innych jego właściwości mechanicznych. W związku z tym, analizę wytrzymałości zmęczeniowej w przeważającej części opiera się na doświadczeniach. Jednak wyniki takich badań są obarczone znacznie większym rozrzutem niż wyniki badań statycznych.

Duża pracochłonność badań oraz złożoność zagadnień zmęczeniowych umożliwia w zasadzie zajęcie się jedynie pewnymi fragmentarycznymi problemami oceny trwałości elementu. Wyniki takich badań mogą być różne i różnie interpretowane w zależności od stosowanej hipotezy zniszczenia zmęczeniowego.

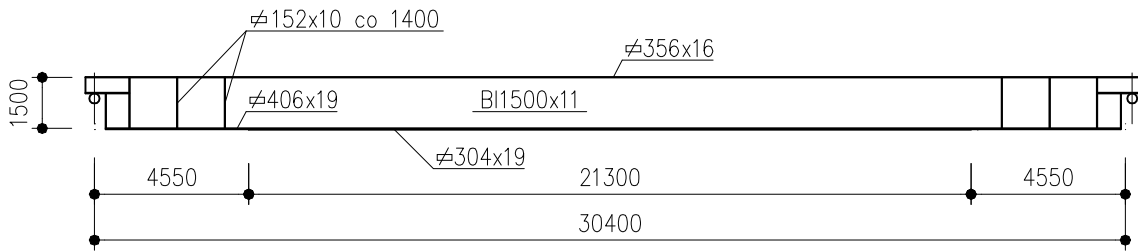
Powstanie zniszczeń zmęczeniowych w elementach przenoszących obciążenia zmienne związane jest z różnymi czynnikami. Mogą to być cechy materiałowe i geometryczne samego elementu, jak też i obciążenia zmiennego. Przy obciążeniach statycznych cechy materiałowe (np. granica wytrzymałości R_m) są zależne od gatunku stali. Natomiast wytrzymałość zmęczeniowa (np. Z_{re}) jest praktycznie niezależna od jej gatunku [65]. Cechy geometryczne elementu to kształt przekroju, rodzaj połączenia, rodzaje spoin, sposób obróbki powierzchni metalu lub lica spoin. Te ostatnie wpływy nazywamy karbem konstrukcyjnym. Miejsce zmiany przekroju elementu wprowadzające zmianę jego sztywności jest najczęstszym rodzajem karbu. Miejsce to bardzo często staje się ogniskiem zapoczątkowania pęknięć zmęczeniowych. Zmiana właściwości mechanicznych materiału spowodowana spawaniem oraz wprowadzenie naprężeń spawalniczych potęguje działanie karbu.

Wraz z okresem eksploatacji rośnie ryzyko awarii konstrukcji mostowej narażonej na długotrwałe działanie obciążeń zmiennych. Ponadto działanie czynników zewnętrznych oraz starzenie materiału przyspieszają proces zniszczenia zmęczeniowego stali.

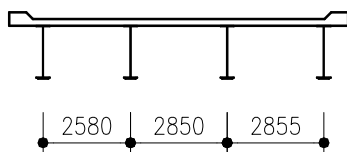
Zniszczenie zmęczeniowe stali było przyczyną wielu awarii mostów. Przegląd takich awarii zamieszczono między innymi w [32] i [48]. Tematowi temu również poświęcono szereg mniejszych opracowań, gdzie zwykle analizowano przyczyny uszkodzenia wybranego mostu ([37], [38], [76] i [97]). Występowanie karbów konstrukcyjnych w połączeniu z długotrwałym działaniem obciążeń zmiennych spowodowało liczne przypadki pęknięć zmęczeniowych mostów. Przykładem katastrofy mostu [32] i [48], związanym z narastaniem pęknięcia wraz z okresem eksploatacji konstrukcji, jest awaria przęsła zawieszzonego dużego mostu przez rzekę Yarra (Rys. 10-1). Most uległ awarii po 15 miesiącach eksploatacji. Pęknięciom uległy 4 dźwigary przęsła zawieszzonego. Wszystkie pęknięcia zostały zapoczątkowane na końcu poprzecznej spoiny pachwinowej nakładki pasa dolnego. Bezpośrednim powodem pęknięcia było niekorzystne

rozwiązanie konstrukcyjne, spiętrzenie naprężeń, obecność zmiennych naprężeń rozciągających w tym miejscu oraz dość słaba spawalność stali użytej na konstrukcję.

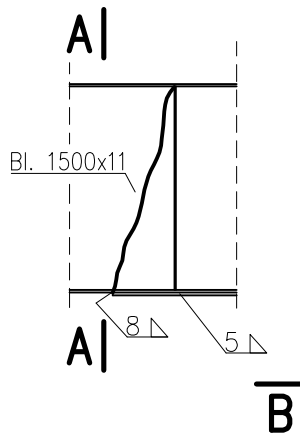
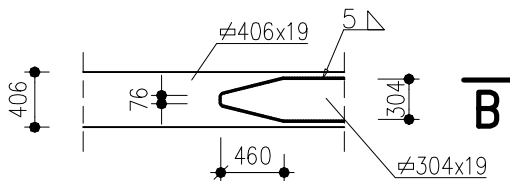
Widok z boku



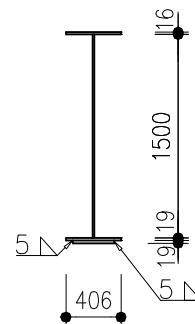
Przekrój poprzeczny



B-B



A-A



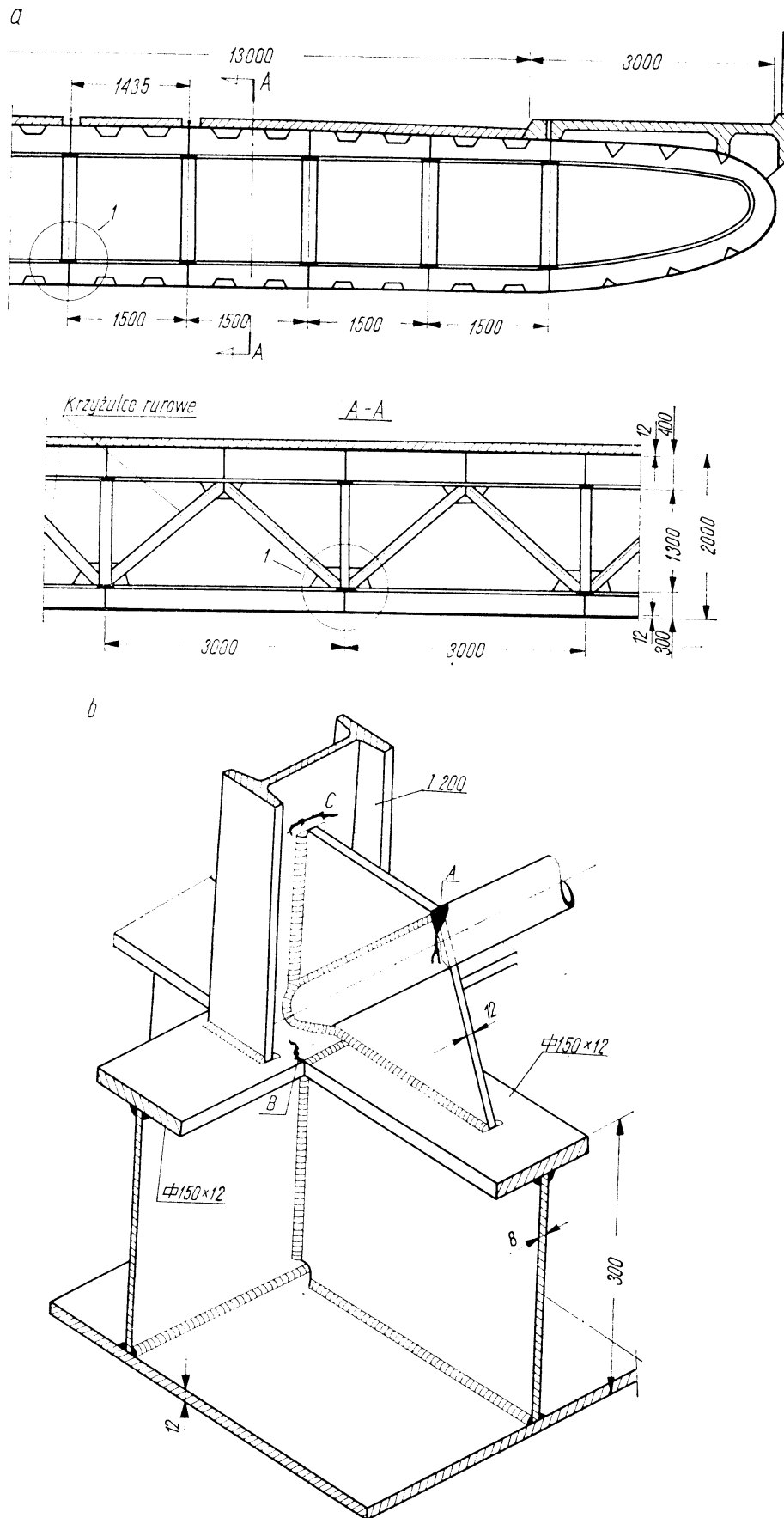
Rys. 10-1. Pęknięcia zmęczeniowe zawieszono przęsła mostu przez rzekę Yarra [48]

Kolejnym przykładem konstrukcji uszkodzonej w wyniku zniszczenia zmęczeniowego jest stalowy most drogowy przez Wisłę w Krakowie [37] i [38]. W części a) Rys. 10-2 przedstawiono przekrój poprzeczny i podłużny mostu, a w części b) szczegół węzła stężenia. Pęknięcia zmęczeniowe powstały w węzłach stężeń dźwigara powłokowo-żebrowego po 8-letniej eksploatacji. Na Rys. 10-2 miejsca pęknięć oznaczono przez A, B, C. Również w tym przypadku bezpośrednią przyczyną uszkodzeń było niekorzystne ukształtowanie węzła, duże wpływy dynamiczne i zmienność naprężeń.

Można by opisać jeszcze wiele przypadków pęknięć zmęczeniowych konstrukcji mostowych spowodowanych istnieniem różnych korbów konstrukcyjnych. Należy jednak zauważyć, że niewiele z tych pęknięć doprowadziło do groźnych w skutkach awarii lub katastrof mostów.

Więcej wiadomości na temat zagadnień zmęczeniowych można znaleźć w [33], [43], [44], [46] do [50], [53], [55], [60], [61] [65], [70] do [72], [78], [85] do [87], [93] i [95].

W dodatku (rozdział 13.2) podano podstawy teoretyczne wybranych zagadnień dotyczących wytrzymałości zmęczeniowej.



Rys. 10-2. Pęknięcia zmęczeniowe w elementach stężeń mostu drogowego przez Wisłę w Krakowie [48]

10.2. Współczynnik kumulacji uszkodzeń D

Jak już wspomniano, do tej pory nie udało się ustalić ogólnej teorii zjawiska zmęczenia materiału na podstawach fizycznych. Czynione są jedynie próby rozwiązania zagadnienia w tym zakresie. Pomocne może być przyjęcie hipotezy liniowej kumulacji uszkodzeń Palmgrena-Minera (P-M). Szerszy opis tej hipotezy znajduje się w [48] i [50] oraz w dodatku (rozdział 13.2.3). Hipoteza P-M pozwala na operowanie zastępczymi cyklami naprężeń. Zgodnie z nią, uszkodzenie D zakumulowane do momentu zniszczenia elementu jest równe:

$$D = \sum_{i=1}^h \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (10-1)$$

gdzie:

h – liczba poziomów naprężeń;

n_i – liczba cykli obciążenia o jednakowym naprężeniu maksymalnym σ_i ;

N_i – żywotność przy tych samych parametrach obciążenia (naprężeniu maksymalnym σ_i).

Cykle obciążenia n_i nie są jednak określane jednoznacznie. Niektórzy autorzy [73] proponowali uwzględniać tylko cykle główne, to jest, quasi statyczne działania statycznych pojazdów na moście. Inni [30] brali pod uwagę odpowiedź mostu, ale przyjęli teoretyczny rozkład naprężeń od poziomu zerowego. Obecnie [51] uwzględnia się wyłącznie odpowiedź mostu, ale licząc amplitudy od poziomu zerowego. Możliwe jest jednak uogólnienie tego sposobu na różne poziomy naprężeń.

Zalecana do analizy mostów kolejowych metoda *spadającej kropli wody* (Rain Flow, RF) zajmuje się tylko zakresem cyklu, pomijając poziom na którym działa [49], [51]. Modyfikacją metody RF jest metoda *jezior górskich* (Mountain Lakes, ML). Metoda ML pozwala zliczyć wszystkie cykle składowe z uwzględnieniem amplitudy i poziomu na którym wystąpiły [53].

Sposób określania żywotności N_i oraz uwzględniania współczynnika działania karbu β opisano w dodatku (rozdział 13.2.2).

Opierając się na równaniu (10-1), wykresie Smitha (Rys. 13-7) z uwzględnieniem współczynnika działania karbu β (13-65) i rzucie trójwymiarowego wykresu Wöhlera (Rys. 13-10), opracowano program komputerowy *PZmecz3* [107]. Program ten został wykorzystany do wyznaczenia współczynnika kumulacji uszkodzeń D w analizowanych węzłach.

Analizę zmęczeniową wszystkich modeli obliczeniowych węzłów przeprowadzono w programie *PZmecz3*. Przyjęto przy tym, że $R_m=490\div 627\text{MPa}$ [104], $Z_{rc}=166,7\text{MPa}$ i $Z_{rj}=294,2\text{MPa}$ [48]. Dla modeli przed wzmocnieniem, ze względu na istnienie poprzecznej spoiny montażowej w miejscu inicjacji pęknięcia, przyjęto współczynnik karbu $\beta=3,4$ [104].

W celu uproszczenia obliczeń założono, że naprężenia średnie σ_m w analizowanych punktach (środkie elementów EZ i EW w warstwie górnej) odpowiadają naprężeniom od obciążeń statycznych wg Tab. 7-1, a odpowiednia amplituda naprężeń zmiennych σ_a jest równa połowie rozpiętości naprężeń $\lambda\sigma_{xx}$ wg Tab. 9-2. Ponadto założono, że przy przejeździe jednego pociągu, liczba cykli zmiany naprężeń wynosi $n=428$ (pociąg złożony z 1 lokomotywy ET-22 i 25 wagonów 31 RIV MC Fal poruszający się z prędkością 50km/h).

Przy wyznaczonych poziomach naprężeń σ_m od obciążeń statycznych i amplitudach naprężeń zmiennych σ_a wyznaczono współczynnik kumulacji uszkodzeń D w trakcie przejazdu jednego pociągu według teorii Palmgrena-Minera (P-M). Obliczenia przeprowadzono dla obu skrajnych wartości R_m we wszystkich czterech analizowanych modelach obliczeniowych węzłów.

Tab. 10-1. Współczynniki kumulacji uszkodzeń D

Model węzła	$R_m=490$ MPa		$R_m=627$ MPa	
	Element EZ	Element EW	Element EZ	Element EW
Uszkodzony	1,81	0,00	0,00	0,00
Nieuszkodzony	0,00	0,00	0,00	0,00
Uszkodzony wzmocniony	0,00	0,00	0,00	0,00
Nieuszkodzony wzmocniony	0,00	0,00	0,00	0,00

10.3. Wnioski

Przeprowadzona analiza zmęczenia pozwoliła ujawnić przyczynę uszkodzeń. Poza jednym wyjątkiem, niezależnie od przyjętych parametrów obliczeniowych, współczynnik kumulacji uszkodzeń D wynosi zero. Wyjątek stanowi środek warstwy górnej elementu EZ w węźle uszkodzonym przy przyjęciu granicy wytrzymałości stali $R_m=490$ MPa. Przy takich parametrach obliczeniowych, już po przejeździe jednego pociągu, współczynnik kumulacji uszkodzeń D jest większy od jedności. Oznacza to, że wszystkie węzły w których $D=0$ pracują w warunkach trwałej wytrzymałości zmęczeniowej. Natomiast uzyskana w węźle uszkodzonym wartość $D=1,81$ świadczy o braku trwałej wytrzymałości zmęczeniowej i możliwości szybkiego powstania pęknięcia.

11. BADANIA TERENOWE

11.1. Wprowadzenie

Współczesne metody numerycznej analizy mostów pozwalają na uzyskanie bardzo dokładnych wyników (rozdziały 7 do 9). Nie jest to jednak cała prawda, gdyż wyniki te są zależne od dokładności danych wprowadzonych do modelu obliczeniowego (rozdział 6). Z tych względów należy otrzymane teoretycznie wyniki zweryfikować w badaniach terenowych ([39], [42] i [61]).

W celu określenia charakterystyki dynamicznej mostu przeprowadza się eksperyment identyfikacyjny. Konstrukcję poddaje się kontrolowanemu wzbudzeniu. Może to być wzbudzenie harmoniczne z ciągłą zmianą częstotliwości (tzw. *sweep*) lub wzbudzenie impulsowe (siłowe albo kinematyczne). Następnie poprzez zainstalowaną sieć czujników dokonuje się pomiaru odpowiedzi konstrukcji. Położenie punktów pomiarowych powinno pokrywać się z miejscami charakterystycznymi spodziewanych postaci drgań. Aby móc stwierdzić giętne, skrętne i podłużne postacie drgań należy przyjąć odpowiednio dużą liczbę punktów pomiarowych. Samo przyjęcie miejsc zainstalowania punktów pomiarowych to oddzielna wiedza i praktyka ([31], [35], [36], [40], [52], [58], [59], [61], [64], [67], [74], [79] do [82], [91], [92] i [94]).

W niektórych sytuacjach potrzebne jest powtórzenie pomiaru lub uśrednienie kilku serii pomiarów. Wyniki podaje się w odniesieniu do częstotliwości (spektrum drgań własnych i odpowiadające im postacie), a także w zakresie czasu, z opisem pełnego przebiegu drgań.

Kolejnym krokiem jest analiza wyników. Otrzymane wyniki poddaje się przekształceniom numerycznym (niekiedy skomplikowanym). Jednak stają się one jednak tylko pozornie dokładniejsze, gdyż zawsze odgrywa rolę stopień dokładności samych pomiarów. Dlatego do uzyskanych rezultatów należy trzeba podchodzić z dużą rezerwą.

Badania obiektu zostały przeprowadzone po raz kolejny, mimo licznych badań poprzednich. W żadnym z poprzednich badań, również w innych wspomnianych obiektach tego typu, nie instalowano czujników mających na celu zbadanie lokalnych drgań węzłów. Te badania zaprogramowano ściśle pod kątem dowiedzenia tezy rozprawy.

11.2. Aparatura pomiarowa

Wykorzystany w omawianych tutaj badaniach zestaw pomiarowy (Rys. 11-1), zbudowany został w Katedrze Konstrukcji Budowlanych i Mostów Politechniki Śląskiej w ramach działalności naukowo-badawczej. Składa się on z:

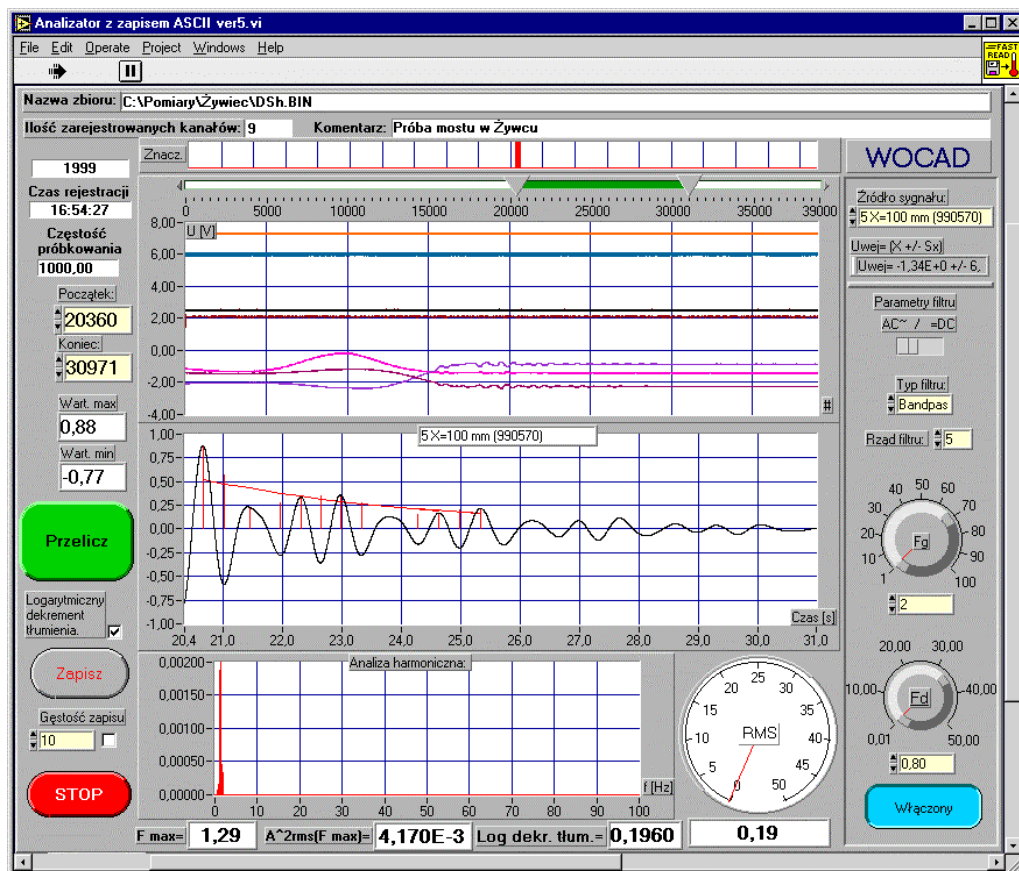
- komputera przenośnego z procesorem Pentium III;
- 16 bitowej karty pomiarowej PCMCIA typu DAQCARD-AI-16XE-50;
- karty zbiorczej;
- dwóch czujników indukcyjnych przemieszczeń;
- dwóch czujników przyspieszeń;
- ośmiu tensometrów elektrooporowych.

Wykorzystana karta pomiarowa jest narzędziem uniwersalnym i konieczne było jej programowe przystosowanie do potrzeb badań mostów. W tym celu stworzono specjalne oprogramowanie do rejestracji, monitoringu oraz analizy danych z zarejestrowanych przebiegów czasowych. Zastosowano do tego graficzny język programowania zintegrowanego systemu LabVIEW firmy National Instruments [106], który umożliwia skorzystanie z gotowych funkcji i procedur, przygotowanych w postaci tzw. przyrządów wirtualnych (*virtual instruments*).

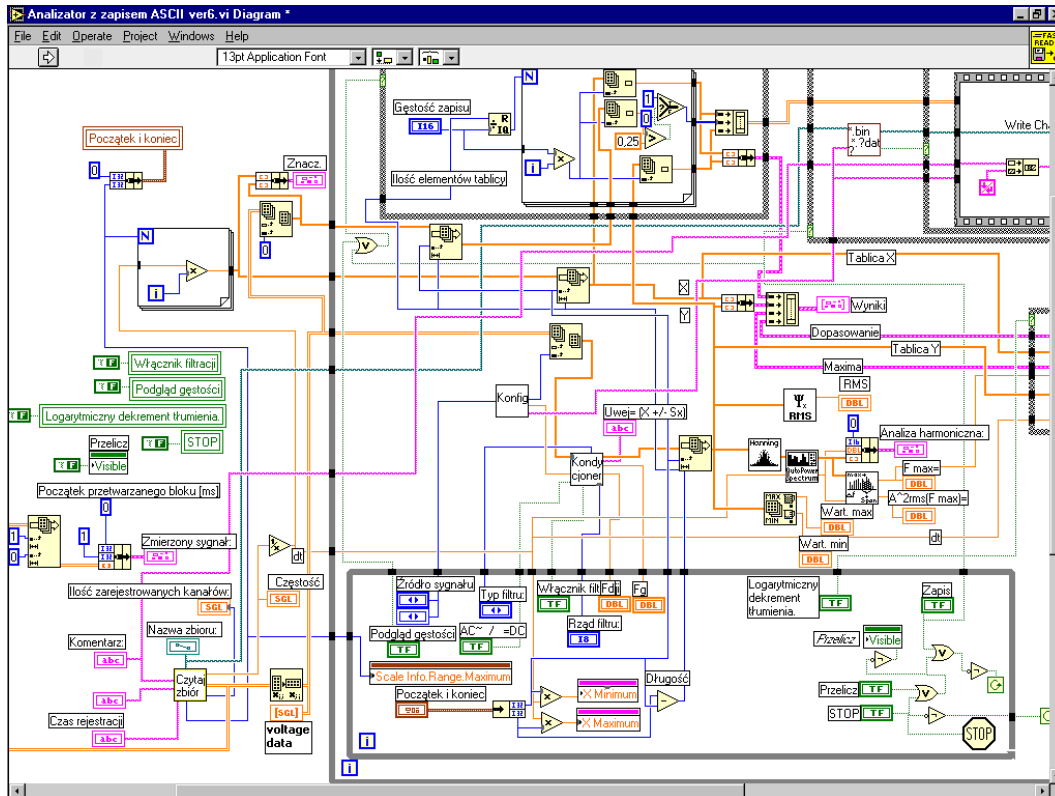


Rys. 11-1. Zestaw pomiarowy do badań dynamicznych mostów

Na Rys. 11-2 pokazano przykładowy wygląd interaktywnego panelu sterowniczego użytkownika do analizy przebiegów czasowych. Symuluje on płytę czołową rzeczywistego przyrządu. Umieszczone są na nim elementy służące do wprowadzania danych do programu (przełączniki, pokrętła, wyświetlacze, wskaźniki). Do ich obsługi wykorzystywana jest mysz lub klawiatura. Poniżej, na Rys. 11-3 pokazano ten sam panel w postaci diagramu, który jest jednocześnie programem źródłowym aplikacji napisanym w języku graficznym.



Rys. 11-2. Panel okna aplikacji do analizy przebiegów czasowych

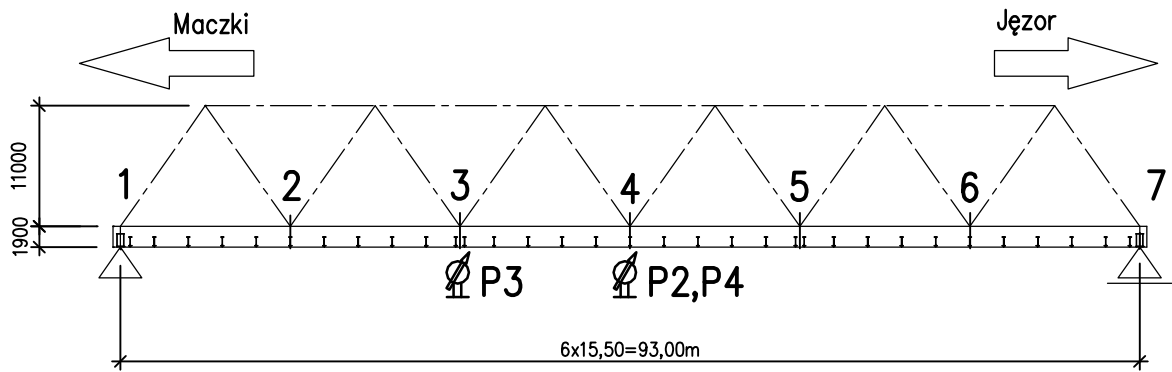


Rys. 11-3. Diagram okna aplikacji do analizy przebiegów czasowych

11.3. Przebieg badań

Badania zostały przeprowadzone w dniu 7 października 2002r. Próbie dynamicznej poddano oba przęsła (uszkodzone i nieuszkodzone) po wzmożeniu. Rejestrowano wskazania z czujników zainstalowanych na konstrukcji. W szczególności podczas badań dynamicznych obserwacją objęto przemieszczenia, przyspieszenia oraz naprężenia (odkształcenia) wybranych punktów konstrukcji.

Czujniki indukcyjne przemieszczeń (P) wykorzystano do pomiaru przebiegów czasowych ugięć dźwigarów głównych. W każdym przęśle, na obu dźwigarach głównych zainstalowano po jednym czujniku indukcyjnym przemieszczeń. W przęśle uszkodzonym po wzmożeniu były to czujniki indukcyjne przemieszczeń P2 i P3. Czujnik P2 został umieszczony w pobliżu węzła 4 (w połowie rozpiętości przęsła), a czujnik P3 przy węźle 3 wg Rys. 11-4 (w 1/3 rozpiętości przęsła). W przęśle nieuszkodzonym po wzmożeniu zainstalowano czujniki indukcyjne przemieszczeń P2 i P4. Zostały one umieszczone w pobliżu węzła 4 wg Rys. 11-4 (w połowie rozpiętości przęsła).

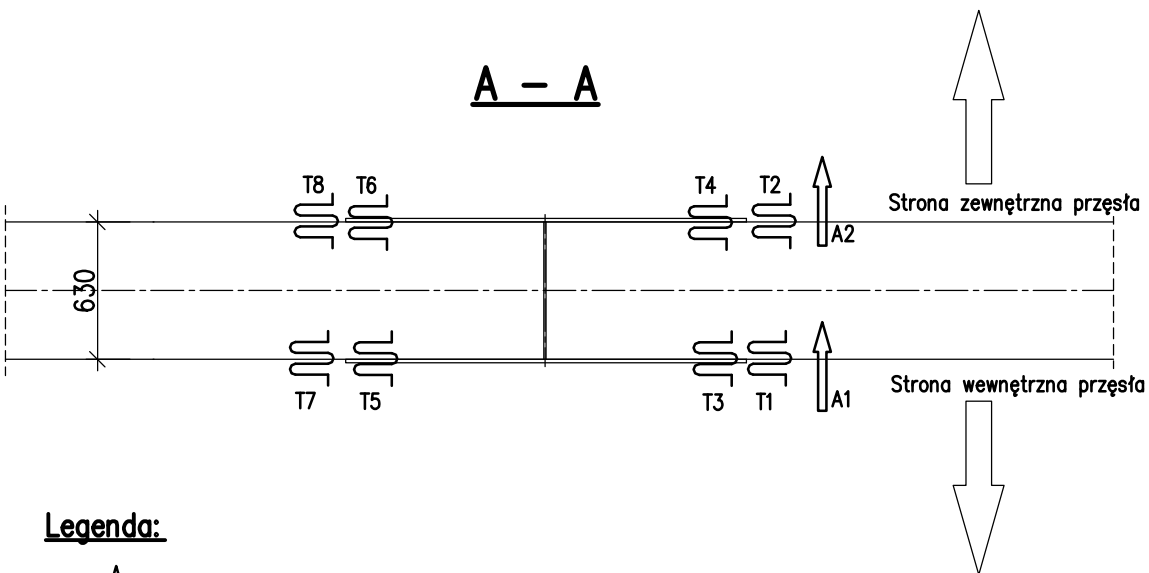
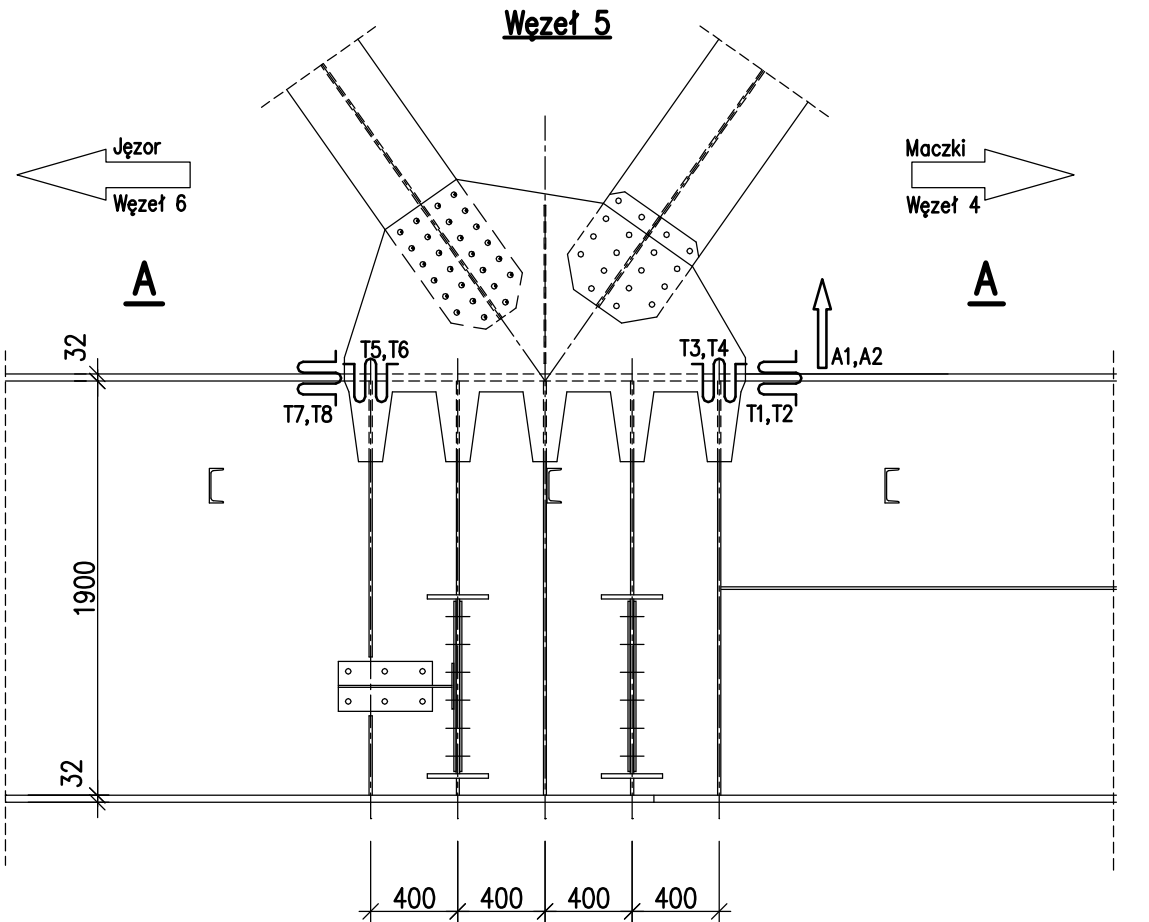
**Legenda:**

 czujnik indukcyjny przemieszczeń (P)



Rys. 11-4. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych przemieszczeń (P)

W obu przęsłach akcelerometry (A) i tensometry elektrooporowe (T) zostały rozmieszczone w ten sam sposób. Do badań został wybrany węzeł 5 na lewym dźwigarze głównym patrząc w kierunku Maczek. Dwa akcelerometry A1 i A2 do pomiaru przyspieszeń zostały umieszczone na kierunku pionowym. Wybrano miejsca po obu stronach górnej półki blachownicy, w pobliżu miejsca styku z blachami węzłowymi od strony węzła 4 (od środka przęsła). Akcelerometr A1 zamocowano od strony wewnętrznej zaś A2 od strony zewnętrznej przęsła. Osiem tensometrów elektrooporowych T1÷T8 posłużyło do obserwacji zmian odkształceń konstrukcji. Tensometry o numerach nieparzystych (T1, T3, T5 i T7) umieszczono od strony wewnętrznej przęsła. Pozostałe cztery tensometry o numerach parzystych (T2, T4, T6 i T8) od strony zewnętrznej przęsła. Cztery tensometry T1, T2, T7 i T8 naklejono poziomo w pobliżu blach węzłowych. Zostały one umieszczone w połowie grubości półki górnej blachownicy kratowego dźwigara głównego. Tensometry T1 i T2 umieszczono od strony węzła 4, a T7 i T8 od strony węzła 6. Kolejne cztery tensometry T3÷T6 naklejono pionowo na blachach węzłowych w pobliżu ich końców. Tensometry T3 i T4 umieszczono od strony węzła 4, a T5 i T6 od strony węzła 6. Na Rys. 11-5 pokazano położenie tensometrów elektrooporowych (T) i akcelerometrów (A), których wybrane, charakterystyczne wyniki będą prezentowane w dalszej części.

Dynamiczne działanie obciążenia symulowano za pomocą pociągu złożonego z trzech lokomotyw typu ET-41. Starano się wprowadzić możliwie wiele sytuacji, na które są narażone oba przęsła w czasie eksploatacji. Program obciążeń dynamicznych obejmował jazdy w obu kierunkach z prędkościami 10, 30, 50 i 70 km/h (odpowiednio 2,8 m/s, 8,3 m/s, 13,9 m/s i 19,4 m/s).



Legenda:

-  akcelometr (A)
-  tensometr elektrooporowy (T)

Rys. 11-5. Rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych (T) i akcelometrów (A)

11.4. Analiza zarejestrowanych sygnałów

11.4.1 Uwagi ogólne

Spośród wszystkich wyników zarejestrowanych w czasie badań terenowych z dnia 7 października 2002r., tutaj przedstawiono tylko ich niewielką, reprezentatywną część. Dotyczą one przejazdów obciążenia ze wszystkimi rejestrowanymi prędkościami (10, 30, 50 i 70km/h) w obu kierunkach (Maczki lub Jęzor).

Badania te są dobrą podstawą do przeprowadzenia analizy jakościowej teoretycznych modeli obliczeniowych (rozdział 6). Umożliwiają również weryfikację otrzymanych wyników analizy modalnej (rozdział 8) i czasowej (rozdział 9).

Zarejestrowane wyniki badań przedstawiono w formie graficznej na kolejnych rysunkach. Każdy rysunek składa się z czterech części a), b), c) i d). W skład każdej z nich wchodzi nagłówek z opisem badania, wibrogram i odpowiadający mu wykres widmowej gęstości mocy (PSD) oraz tabela. W tabeli znajduje się oznaczenie czujnika (P,A,T), amplitudy Min i Max wraz z rozpiętością λ (Max-Min) ich zmian w czasie t , rodzaj i rząd filtra oraz zidentyfikowane, dominujące częstotliwości drgań F_{max} .

Kompletne wyniki badań zamieszczono w [113].

11.4.2 Przesło uszkodzone po wzmocnieniu

11.4.2.1 Czujniki indukcyjne przemieszczeń (P)

Jak już wcześniej wspomniano, czujniki indukcyjne przemieszczeń (P) wykorzystano do pomiaru przebiegów czasowych ugięć dźwigarów głównych. Na obu dźwigarach głównych zainstalowano po jednym czujniku indukcyjnym przemieszczeń. Czujnik P2 został umieszczony w pobliżu węzła 4 w połowie rozpiętości przęsła, a czujnik P3 przy węźle 3 w 1/3 rozpiętości przęsła wg Rys. 11-4. Taki sposób rozmieszczenia czujników przemieszczeń umożliwił zarejestrowanie pionowych postaci drgań dźwigarów.

Rys. 11-6 do Rys. 11-13 przedstawiają zarejestrowane przez czujniki indukcyjne przemieszczeń P2 i P3 przebiegi czasowych ugięć dźwigara. Dotyczą one przejazdów obciążenia z prędkościami 10, 30, 50 i 70km/h w kierunku stacji Maczki lub Jęzor. Każdy z rysunków składa się z czterech części oznaczonych literami od a do d. Przedstawiają one:

- a) Cały zarejestrowany przebieg czasowy ugięć bez obróbki sygnału. Brak możliwości wizualnej oceny drgań. Można jedynie określić rozpiętość ugięć λu_z (Max-Min).
- b) Również cały zarejestrowany przebieg czasowy ugięć, ale poddany obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} oraz rozpiętość ugięć λu_z (Max-Min) po odjęciu składowej quasi statycznej sygnału.
- c) Fragment zarejestrowanego sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie, po obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} oraz rozpiętość ugięć λu_z (Max-Min) po odjęciu składowej quasi statycznej sygnału.
- d) Fragment zarejestrowanego sygnału pomiarowego tuż po zjeździe obciążenia z obiektu, poddany obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań własnych F_{max} oraz rozpiętość ugięć λu_z (Max-Min) po odjęciu składowej quasi statycznej sygnału.

Wyniki zarejestrowane przez czujnik P2 przedstawiono na Rys. 11-6 do Rys. 11-9. Na wibrogramach zamieszczonych w częściach a) tych rysunków widać, jak w czasie przejazdu obciążenia zmienia się ugięcie pionowe $u_z(t)$ dźwigara głównego. Największa rozpiętość ugięć λu_z oznaczona na rysunku jako (Max–Min) występuje dla jazdy z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-9) i wynosi 29,61mm. Natomiast najmniejsza rozpiętość ugięć λu_z wynosi 28,94mm i występuje przy przejeździe z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-7). Obie te wartości różnią się tylko nieznacznie od rozpiętość ugięć λu_z zarejestrowanej przy przejeździe obciążenia z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki, która wynosi 29,02mm (Rys. 11-6). Przejazd obciążenia z prędkością 10km/h można traktować jako statyczne oddziaływanie obciążenia na konstrukcję.

Po obróbce sygnału pomiarowego zarejestrowanego przez czujnik P2 za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$ Rys. 11-6 do Rys. 11-9 części b, c, d) można na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń. Częstotliwości, którym odpowiadają te spiętrzenia zostały na rysunkach opisane jako zidentyfikowane F_{max} . Po odfiltrowaniu całego zarejestrowanego sygnału (część b omawianych rysunków) pojawia się wyraźnie dominujące spiętrzenie gęstości mocy widmowej, którego częstotliwość F_{max} zawiera się w przedziale 1,55Hz do 2,28Hz. Podobny wynik daje analiza sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie (część c). Częstotliwość pierwszego F_{max} zawiera się wtedy w przedziale 1,70Hz do 2,25Hz. Natomiast tuż po zjeździe obciążenia z obiektu (część d) pierwsze maksimum PSD występuje przy częstotliwości F_{max} w przedziale 1,71Hz do 2,37Hz. Ponadto czujnik P2 zarejestrował kolejne spiętrzenie gęstości mocy widmowej (części b, c, d omawianych rysunków) przy F_{max} w przedziale 4,88Hz do 8,73Hz.

Przebieg czasowy ugięć zarejestrowany przez czujnik P3 przedstawiono na Rys. 11-10 do Rys. 11-13. W części a) tych rysunków, największa rozpiętość ugięć λu_z (Max–Min) występuje dla jazdy z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki (Rys. 11-10) i wynosi 24,58mm. Natomiast najmniejsza rozpiętość ugięć λu_z (Max–Min) wynosi 23,66mm i występuje przy przejeździe z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-11).

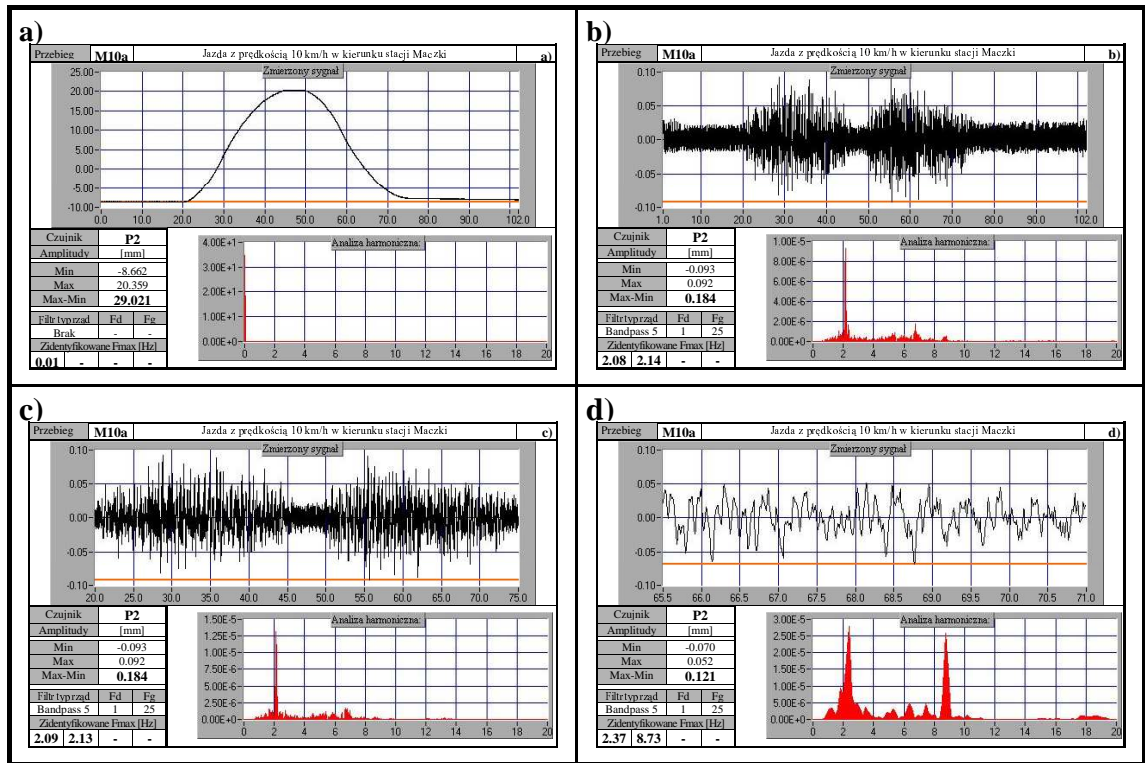
Dla czujnika P3, po odfiltrowaniu całego zarejestrowanego sygnału (część b) zidentyfikowano pierwsze spiętrzenia gęstości mocy widmowej przy częstotliwości F_{max} , która zawiera się w przedziale 1,78Hz do 2,35Hz. W czasie gdy obciążenie znajduje się na obiekcie (część c), częstotliwość pierwszego F_{max} zawiera się w przedziale 1,80Hz do 2,20Hz. Natomiast tuż po zjeździe obciążenia z obiektu (część d) pierwsze maksimum PSD występuje przy częstotliwości F_{max} w przedziale 2,00Hz do 2,25Hz. Czujnik ten (P3) również zarejestrował kolejne spiętrzenia gęstości mocy widmowej (części b, c, d rysunków) przy F_{max} w przedziale 5,11Hz do 6,18Hz.

Zarejestrowane przez czujniki indukcyjne przemieszczeń wartości, które przedstawiono na Rys. 11-6 do Rys. 11-13, zebrano w poniższej Tab. 11-1. Wartości przedstawione na tych rysunkach w częściach a), podano w Tab. 11-1 w kolumnie a) jako rozpiętości ugięć λu_z (Max–Min). W kolumnach b, c, i d podano zidentyfikowane po filtrowaniu sygnału pomiarowego spiętrzenia gęstości mocy widmowej F_{max} przedstawione w odpowiednich częściach (b, c, i d) omawianych rysunków.

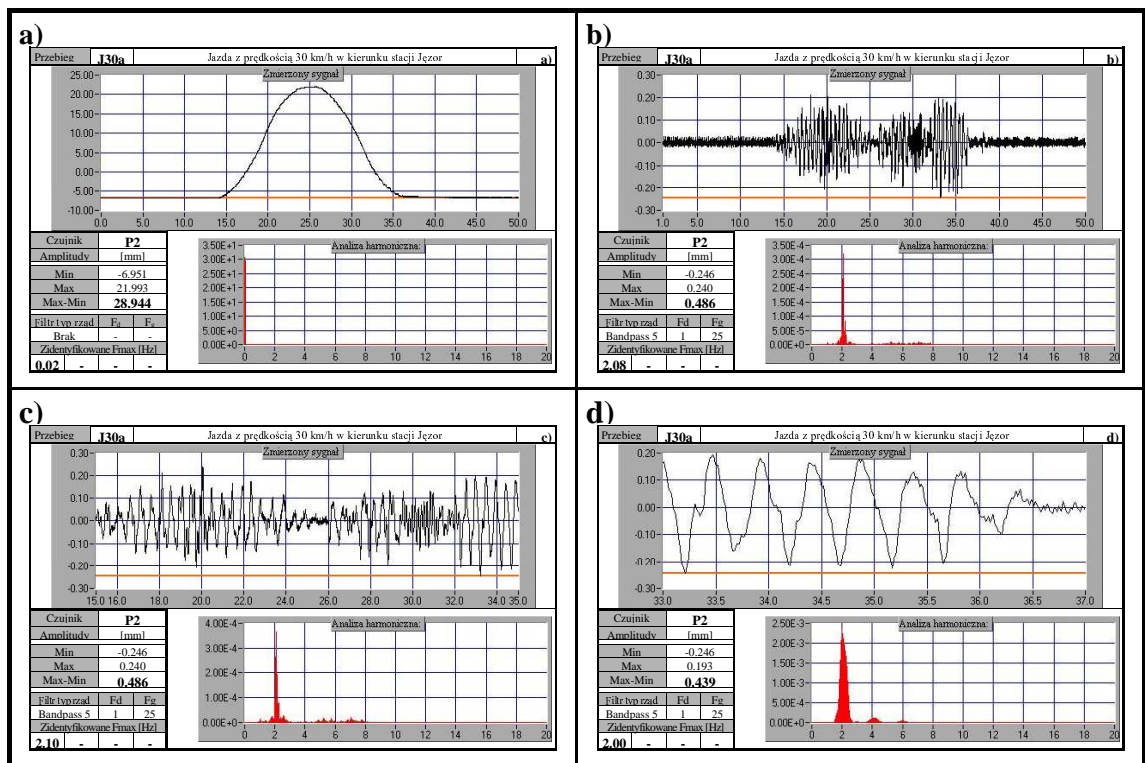
Tab. 11-1. Wartości zarejestrowane przez czujniki P2 i P3

Czujnik	λu_z (Max–Min) [mm]	Zidentyfikowane F_{max} [Hz]		
	a)	b)	c)	d)
P2	28,94÷29,61	1,55÷2,28	1,70÷2,25	1,71÷2,37
P3	23,66÷24,58	1,78÷2,35	1,80÷2,20	2,00÷2,25

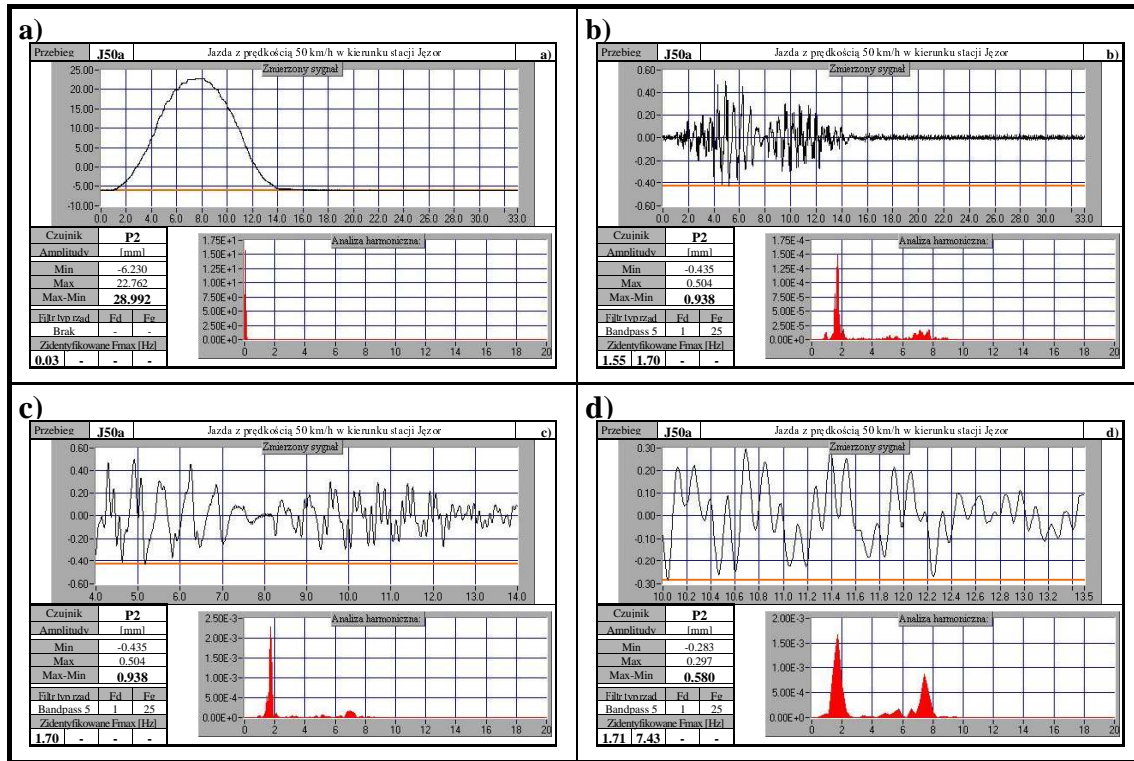
Podsumowując można stwierdzić, że po odfiltrowaniu (części b, c, d) zarejestrowanych przez czujniki P2 i P3 sygnałów pomiarowych ujawniły się pierwsze spiętrzenia gęstości mocy widmowej przy częstotliwości F_{max} , która zawiera się w przedziale 1,55Hz do 2,37Hz. W przedziale tym mieści się wyznaczona teoretycznie w programie [108] częstotliwość f drugiej postaci drgań własnych 1,78Hz (Tab. 8-3). Częstotliwości F_{max} przy kolejnych zarejestrowanych spiętrzeniach gęstości mocy widmowej odpowiadają wyższym postaciom drgań własnych.



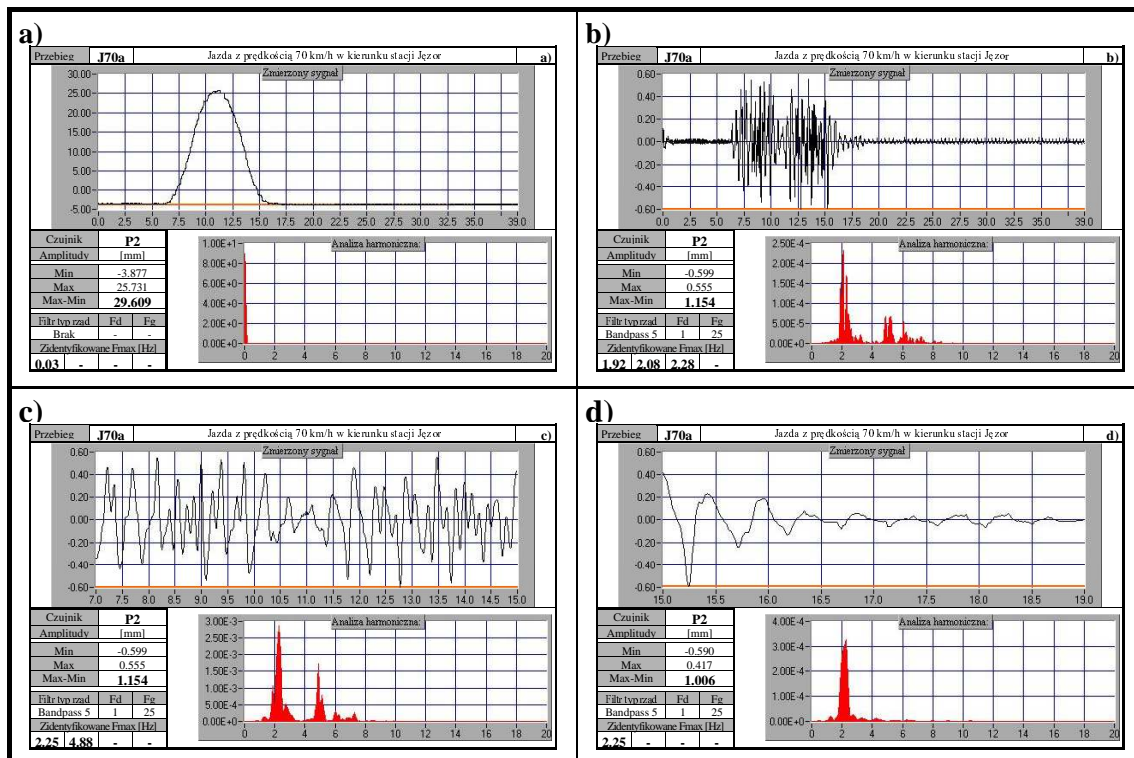
Rys. 11-6. Czujnik P2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki



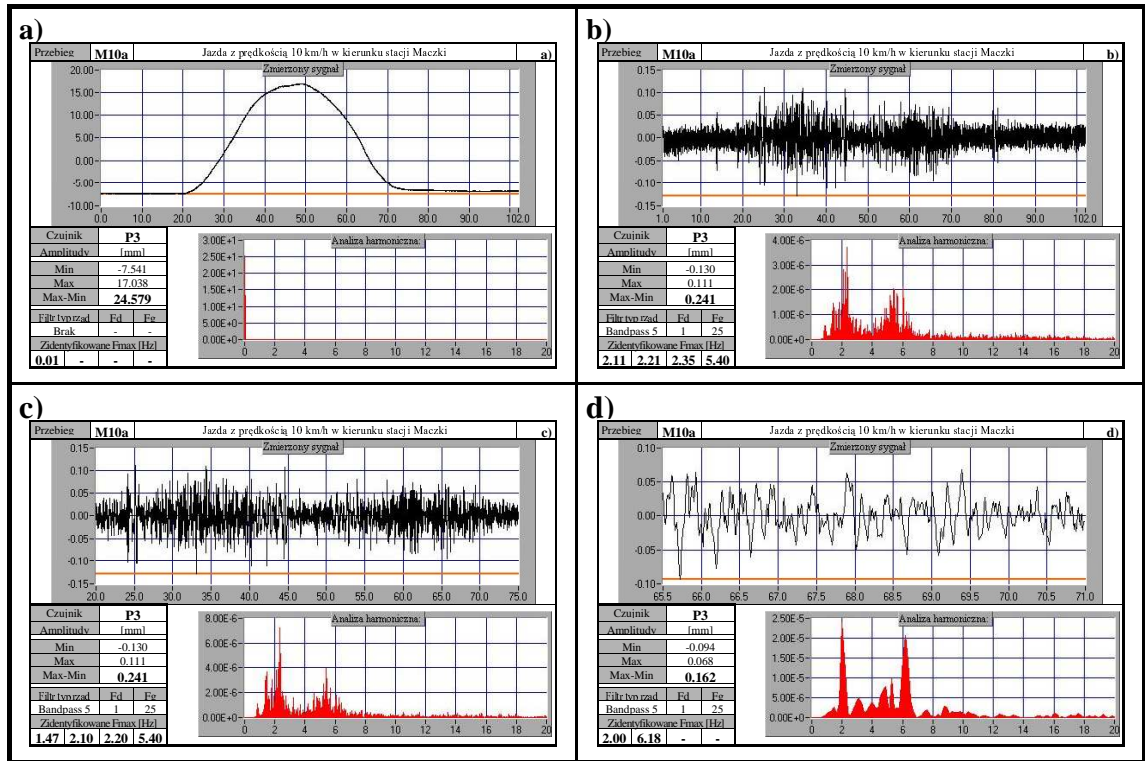
Rys. 11-7. Czujnik P2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor



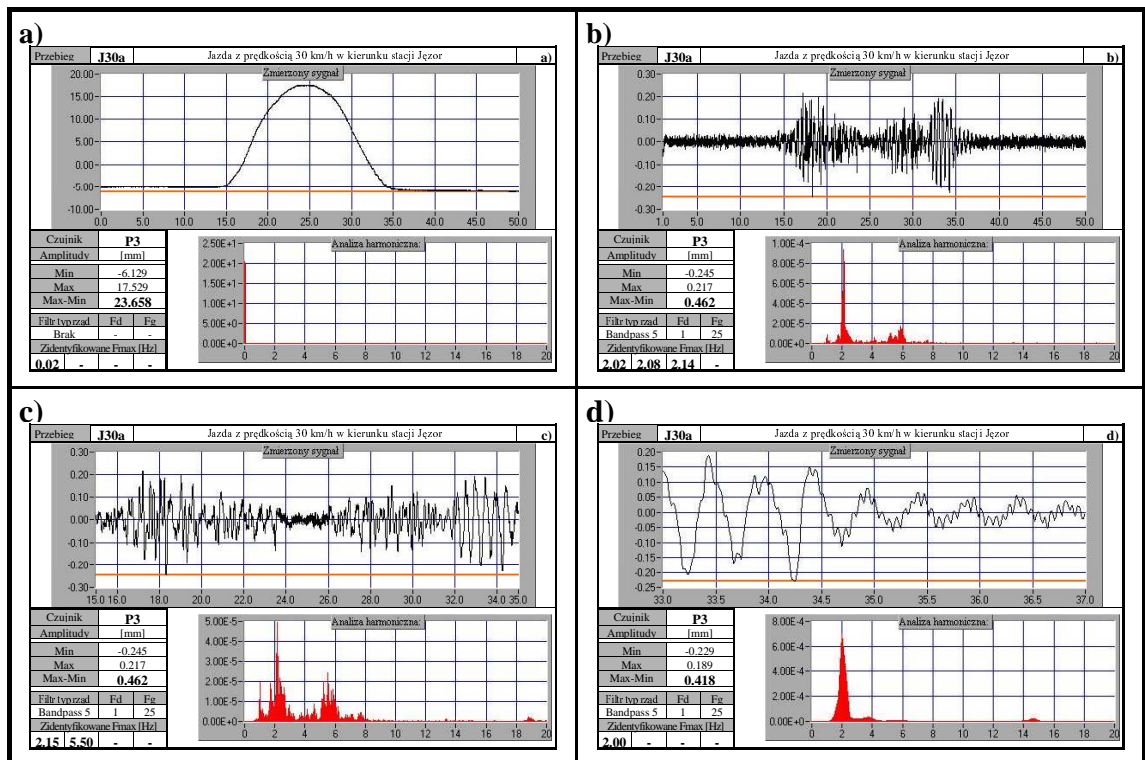
Rys. 11-8. Czujnik P2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



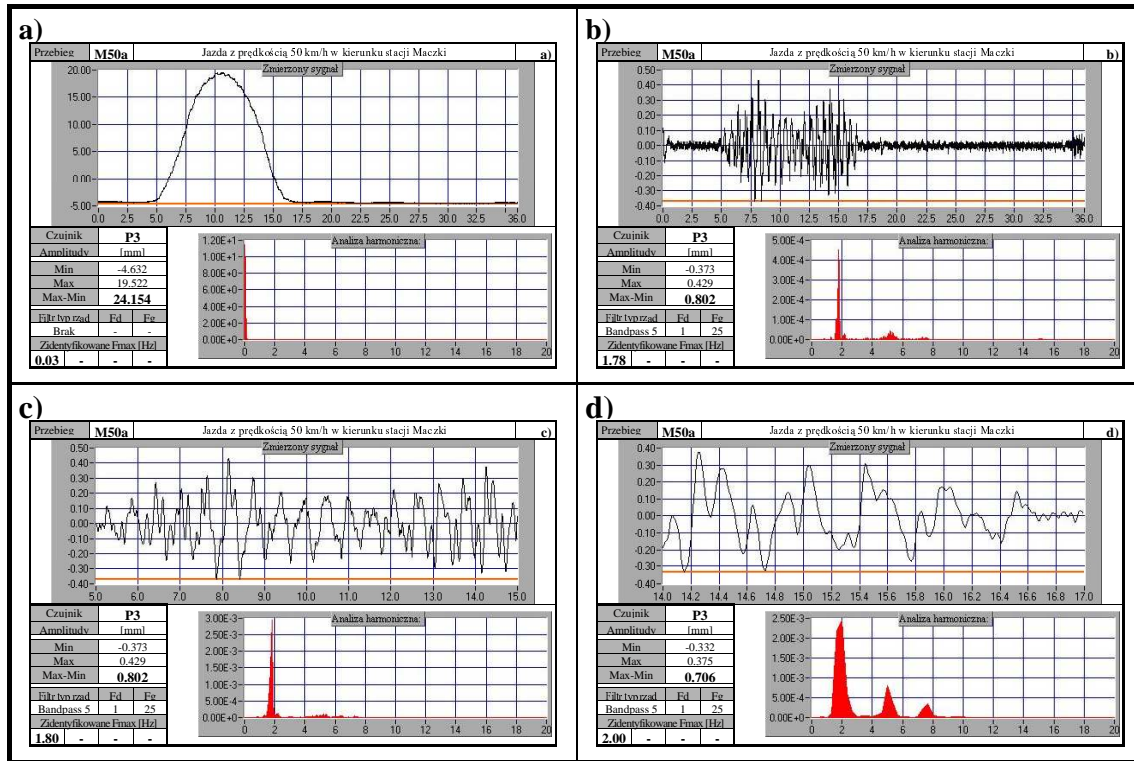
Rys. 11-9. Czujnik P2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor



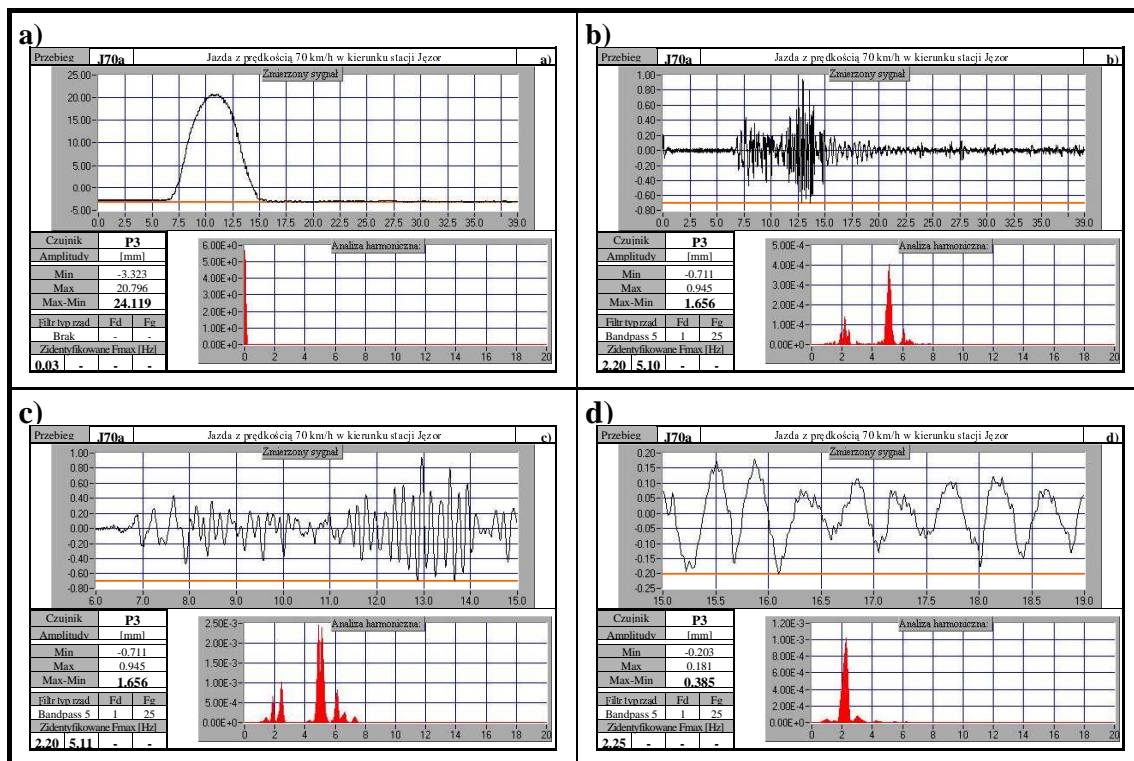
Rys. 11-10. Czujnik P3. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-11. Czujnik P3. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-12. Czujnik P3. Jazda z prędkością 50 km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-13. Czujnik P3. Jazda z prędkością 70 km/h w kierunku stacji Jęzor

11.4.2.2 Akcelerometry (A)

Akcelerometry (A) wykorzystano do pomiaru przyspieszeń w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Jak już wcześniej wspomniano, do badań został wybrany węzeł 5 na lewym dźwigarze głównym patrząc w kierunku Maczek (Rys. 11-4). Oba akcelerometry A1 i A2 zostały umieszczone na kierunku pionowym. Wybrano miejsca po obu stronach górnej półki blachownicy, w pobliżu miejsca styku z blachami węzłowymi. Akcelerometr A1 zamocowano od strony wewnętrznej, zaś A2 od strony zewnętrznej (Rys. 11-5). Taki sposób rozmieszczenia akcelerometrów umożliwił zarejestrowanie lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń.

Rys. 11-14 do Rys. 11-21 przedstawiają zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2 zmiany przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ w czasie t w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Dotyczą one przejazdów obciążenia z prędkością 10, 30, 50 i 70km/h w kierunku stacji Maczki lub Jęzor. Każdy z rysunków składa się z czterech części oznaczonych literami od a do d. Przedstawiają one:

- a) Cały zarejestrowany sygnał pomiarowy bez obróbki. Brak możliwości analizy drgań. Można określić rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z . Czasami udaje się określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} .
- b) 10 s fragment zarejestrowanego sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie, po obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} .
- c) Fragment zarejestrowanego sygnału pomiarowego w czasie zjazdu obciążenia z obiektu, po obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} .
- d) Ten sam fragment zarejestrowanego sygnału pomiarowego co w c), ale poddany obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=10\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} .

Wyniki zarejestrowane przez czujnik A1 przedstawiono na Rys. 11-14 do Rys. 11-17. Na wibrogramach zamieszczonych w częściach a) tych rysunków widać jak przyspieszenia pionowe a_z wzbudzone przez przejazd obciążenia zmieniają się w czasie t . Przy przejeździe obciążenia z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki, rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z oznaczona na rysunku jako (Max-Min) wynosi prawie $1,4\text{m/s}^2$ (Rys. 11-14). Następnie, w miarę wzrostu prędkości przejazdu, λa_z narasta do blisko $2,2\text{m/s}^2$ przy jeździe z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-17).

Sygnał pomiarowy prezentowany w częściach a) nie podlegał żadnej obróbce. Zarejestrowany przez akcelerometr sygnał jest niestacjonarny z zakłóceniami. Trudno jest dla takiego sygnału przeprowadzić analizę drgań z wykorzystaniem wykresów widmowej gęstości mocy (PSD). Można jednak zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń. Szczególnie jest to widoczne przy większych prędkościach przejazdu 50km/h i 70km/h, które ujawniają F_{max} w przedziale 4,9Hz do 5,5Hz. Ponadto można zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń F_{max} w przedziale od 14,8Hz do 21,2Hz przy prędkościach przejazdu od 10km/h do 50km/h.

Po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra zwiększa możliwość jego analizy. Część zarejestrowanego sygnału pomiarowego, która została poddana obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$ przedstawiono w częściach b) i c) analizowanych rysunków. W częściach b) można na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń F_{max} w przedziale 10,0Hz do 18,6Hz. Przy czym przy prędkości przejazdu 70km/h (Rys. 11-14) pojawia się spiętrzenie F_{max} przy częstotliwości 4,9Hz. Natomiast w c) zidentyfikowane F_{max} dotyczy przedziału od 12,7Hz do 18,5Hz. Dodatkowo, przy przejeździe z prędkościami 50km/h i 70km/h

(Rys. 11-16 i Rys. 11-17), ujawniło się F_{max} przy częstotliwości 5,4Hz. W częściach d), zidentyfikowane F_{max} znajdują się w przedziale od 12,7Hz do 19,5Hz dla sygnału pomiarowego po obróbce za pomocą tego samego filtra pasmowego, ale o częstotliwości dolnej $F_d=10$ Hz oraz częstotliwości górnej $F_g=25$ Hz.

Wyniki zarejestrowane przez akcelerometr A2 przedstawiono na Rys. 11-18 do Rys. 11-21. W częściach a) tych rysunków, przy przejeździe obciążenia z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki, rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z (Max-Min) wynosi blisko $2,4\text{m/s}^2$ (Rys. 11-18). Natomiast dla jazdy z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor λa_z wzrasta do ponad $4,7\text{m/s}^2$ (Rys. 11-21). Mimo braku filtrowania zarejestrowanego sygnału pomiarowego można zauważyć wyraźne występowanie lokalnych spiętrzeń na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy F_{max} w przedziale od 13,3Hz do 18,6Hz.

Zastosowanie filtra w częściach b) analizowanych rysunków uwypukliło spiętrzenia gęstości mocy widmowej przy F_{max} , które zawierają się w przedziale od 13,0Hz do 16,4Hz, zaś w c) od 13,6Hz do 18,4Hz, a w d) od 14,6Hz do 18,4Hz. Ponadto przy przejeździe obciążenia z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-21) zidentyfikowano $F_{max}=5,4$ Hz.

Zarejestrowane przez akcelerometry wartości, które przedstawiono na Rys. 11-14 do Rys. 11-21 zebrano w poniższej Tab. 11-2. Rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z (Max-Min), którą przedstawiono na omawianych rysunkach w częściach a), podano w Tab. 11-2 w kolumnie a). W kolumnach b, c, i d podano zidentyfikowane, po filtrowaniu sygnału pomiarowego, częstotliwości F_{max} , przy których występują spiętrzenia gęstości mocy widmowej, przedstawione w odpowiednich częściach (b, c, i d) omawianych rysunków.

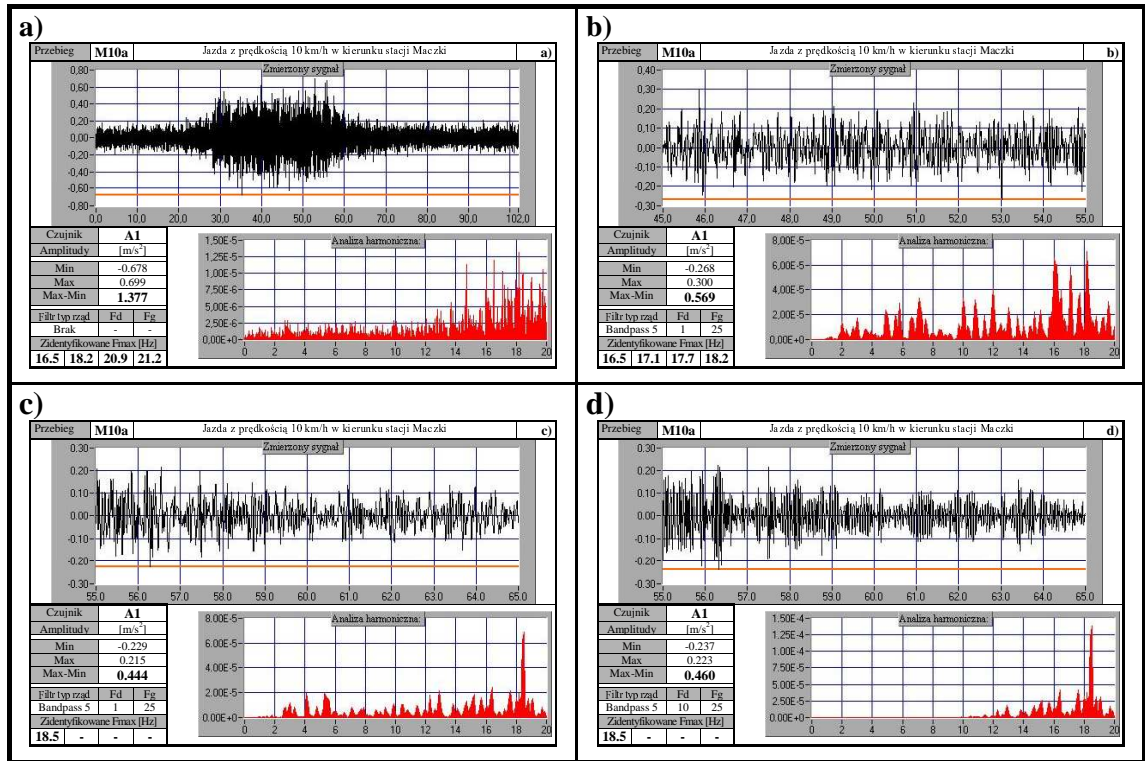
Tab. 11-2. Wartości zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2

Czujnik	λa_z (Max-Min) [m/s^2]	Zidentyfikowane F_{max} [Hz]			
	a)	a)	b)	c)	d)
A1	1,377÷2,197	14,8÷21,2	10,0÷18,6	12,7÷18,5	12,7÷19,5
A2	2,391÷4,711	13,3÷18,6	13,0÷16,4	13,6÷18,4	14,6÷18,4

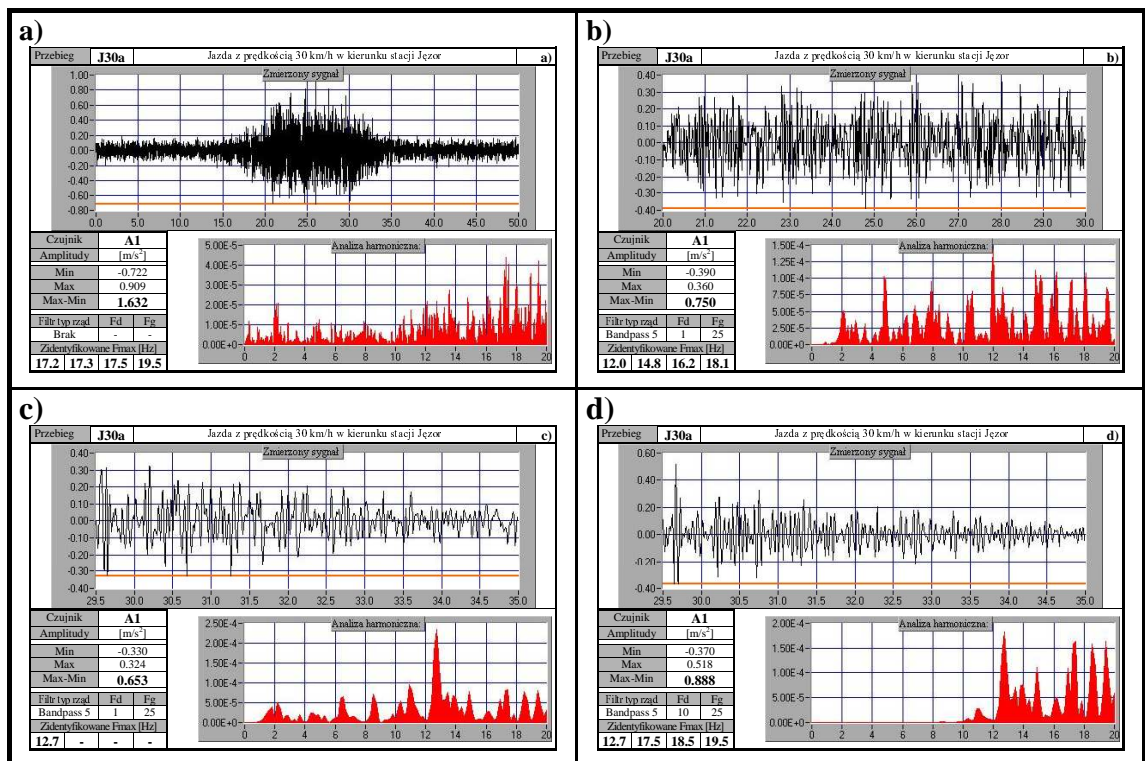
Zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2 rozpiętości przyspieszeń pionowych λa_z przy prędkości przejazdu 50km/h (Rys. 11-16 i Rys. 11-20 części a), można porównać z wyznaczonymi teoretycznie wartościami w odpowiadających im punktach PW i PZ dla modelu uszkodzonego wzmocnionego (Tab. 9-1). Wyznaczona teoretycznie w punktach PW i PZ rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z wynosi prawie $1,1\text{m/s}^2$ (Tab. 9-1). Natomiast λa_z zarejestrowana przez akcelerometr A1 nieco ponad $1,7\text{m/s}^2$ (Rys. 11-16), a A2 ponad $3,4\text{m/s}^2$ (Rys. 11-20). Różnice pomiędzy zarejestrowaną, a wyznaczoną teoretycznie rozpiętością przyspieszeń λa_z są duże. Dla akcelerometru A1 jest to 65%, a dla A2 aż 219%. Znacznie korzystniej wypada porównanie z wartościami dla modelu uszkodzonego (Tab. 9-1). W tym przypadku w punkcie PW rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z przekracza $0,8\text{ m/s}^2$, a w PZ λa_z dochodzi do $1,8\text{ m/s}^2$ (Tab. 9-1). Różnice są nadal duże. Jednak proporcje ($A1/A2=0,51 \approx PW/PZ=0,46$) rozpiętości przyspieszeń pionowych λa_z są dosyć dobrze zachowane. Prawdopodobnie skuteczność wykonanego w rzeczywistości wzmocnienia jest mniejsza niż w modelu obliczeniowym.

Sposób rozmieszczenia akcelerometrów A1 i A2 umożliwił ujawnienie lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Zidentyfikowane częstotliwości drgań F_{max} , przy których występują spiętrzenia gęstości mocy widmowej, zawierają się w dosyć szerokim przedziale 10,0Hz do 21,2Hz. Jednak zdecydowana większość tych spiętrzeń znajduje się w pobliżu wyznaczonych teoretycznie w programie [106] częstotliwości f przeciwbieżnych postaci drgań własnych dla poprzecznic przydylatacyjnych (15,7Hz i 18,5Hz wg Tab. 8-3). Natomiast zidentyfikowane częstotliwości drgań F_{max} w przedziale 4,9Hz do 5,5Hz najprawdopodobniej dotyczą kolejnych pionowych postaci drgań własnych dźwigara głównego.

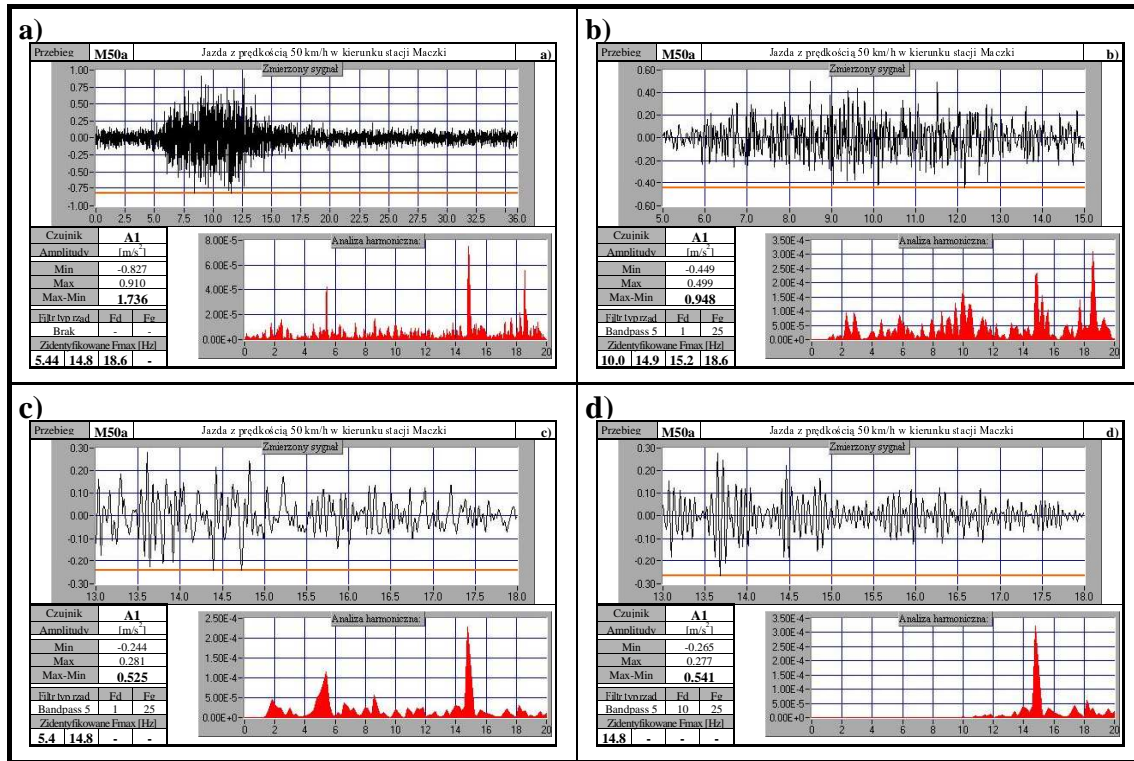
Potwierdza to poprawność zbudowanego modelu obliczeniowego przęsła uszkodzonego po wzmocnieniu.



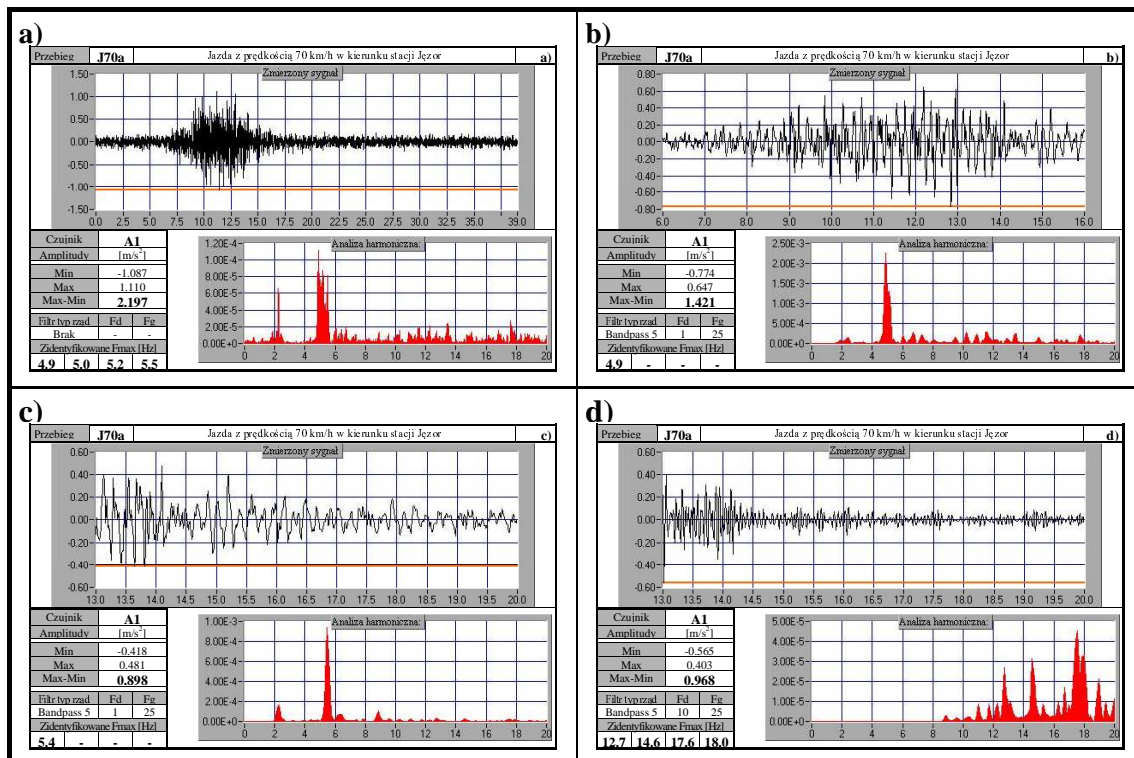
Rys. 11-14. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki



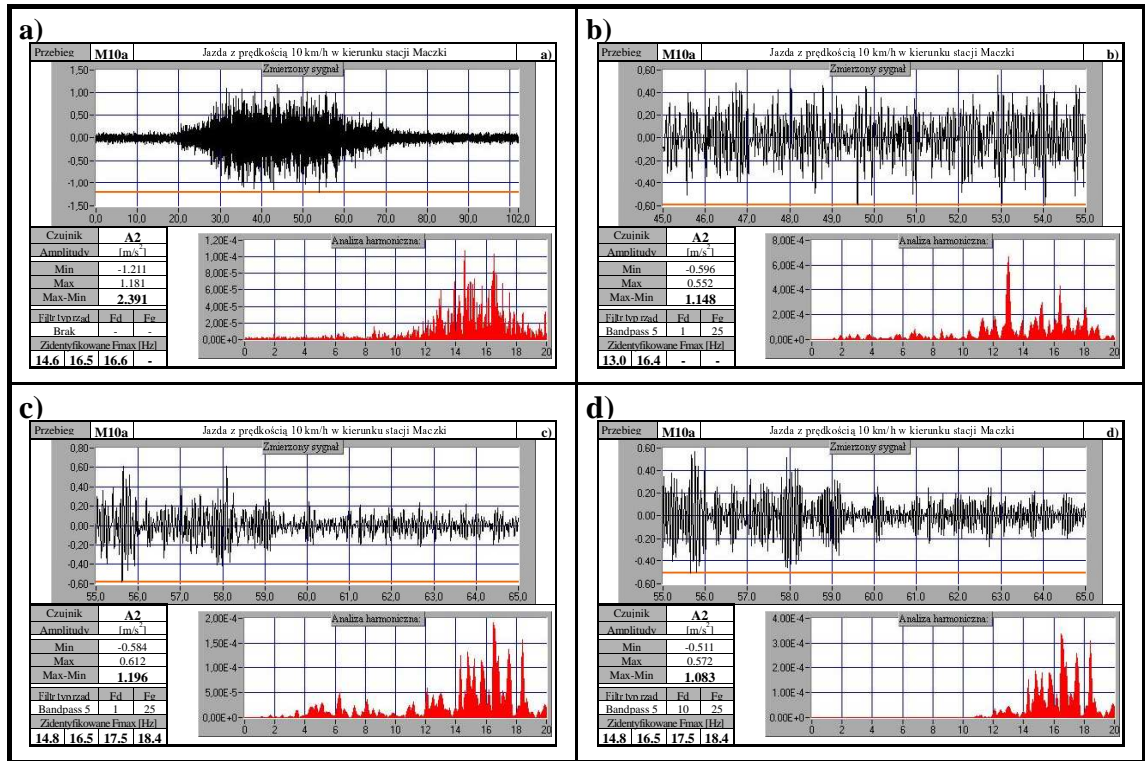
Rys. 11-15. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor



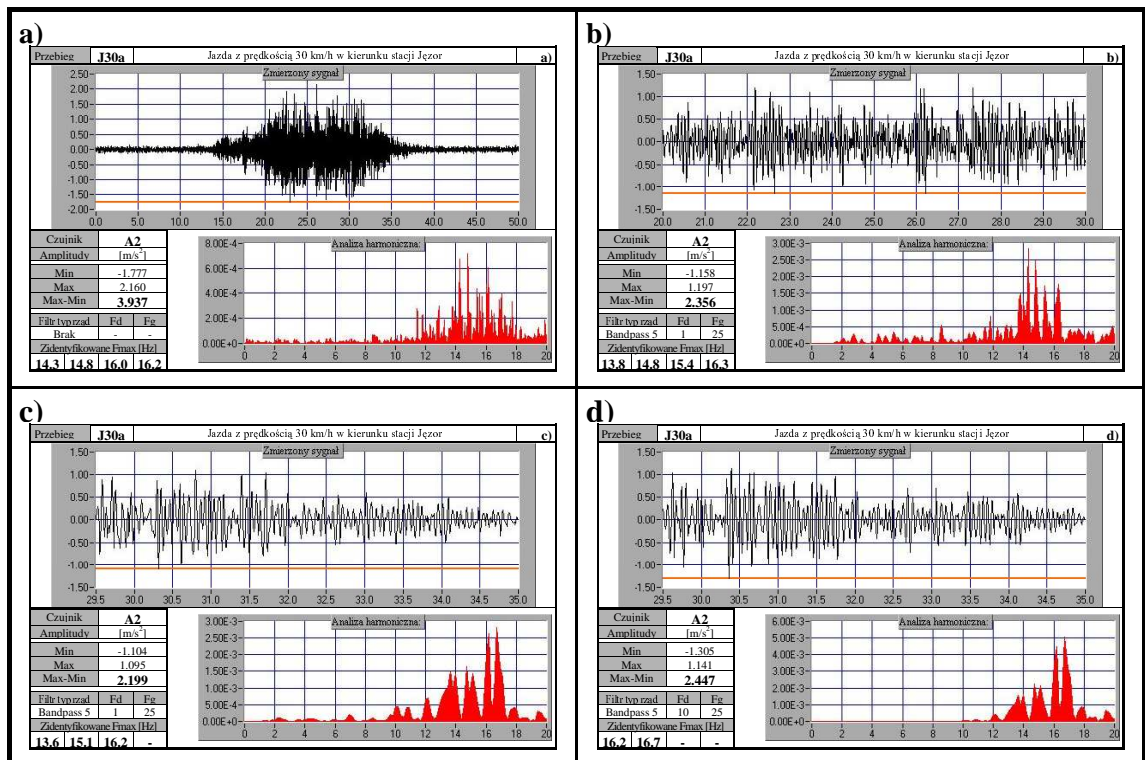
Rys. 11-16. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



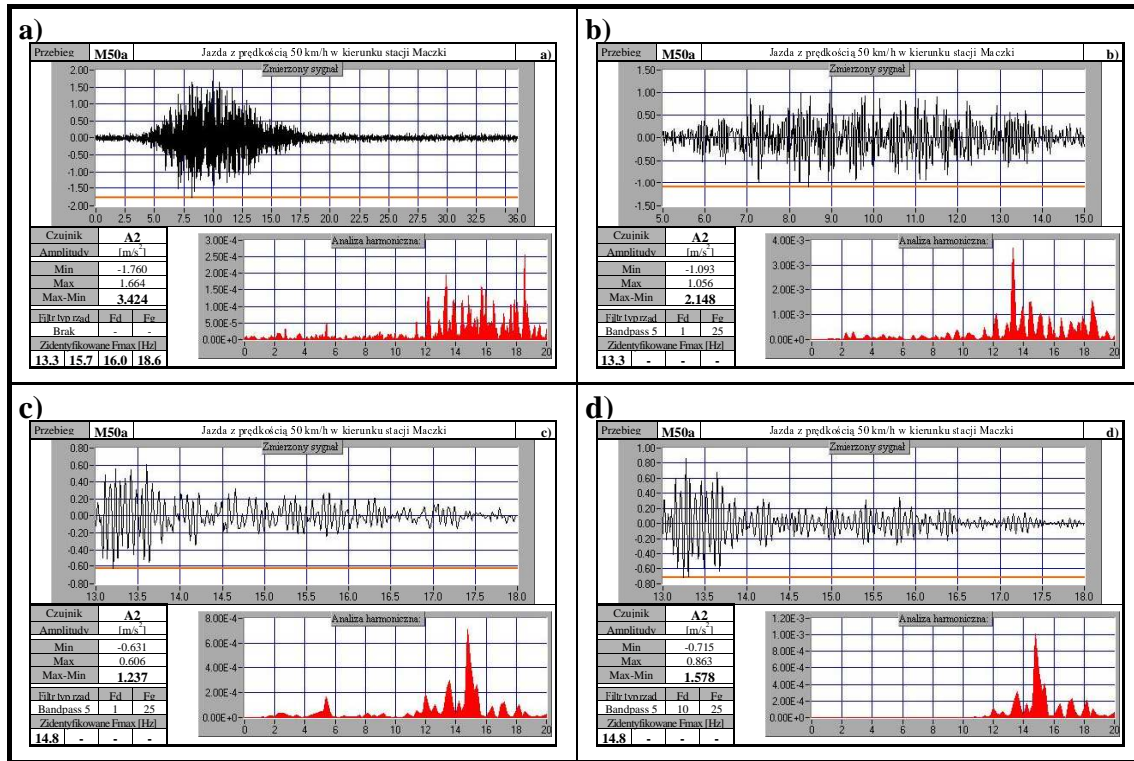
Rys. 11-17. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor



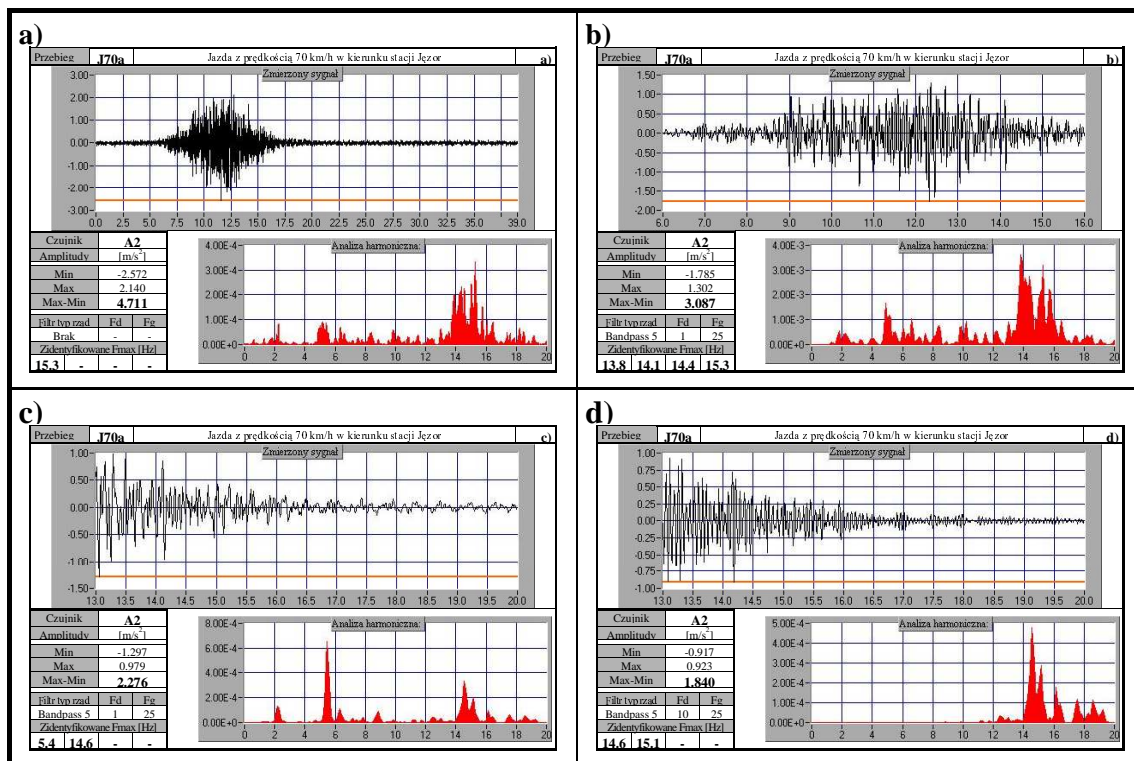
Rys. 11-18. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Mazzki



Rys. 11-19. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jezor



Rys. 11-20. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-21. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor

11.4.2.3 Tensometry elektrooporowe (T)

Do badań został wybrany węzeł 5 na lewym dźwigarze głównym patrząc w kierunku Maczek (Rys. 11-4). Na Rys. 11-5 pokazano położenie tensometrów elektrooporowych (T). Osiem tensometrów elektrooporowych T1÷T8 posłużyło do obserwacji zmian odkształceń konstrukcji. Tensometry o numerach nieparzystych (T1, T3, T5 i T7) umieszczono od strony wewnętrznej. Pozostałe cztery tensometry o numerach parzystych (T2, T4, T6 i T8) od strony zewnętrznej przeseł. Cztery tensometry T1, T2, T7 i T8 naklejono poziomo w pobliżu blach węzłowych. Zostały one umieszczone w połowie grubości półki górnej blachownicy kratowego dźwigara głównego. Tensometry T1 i T2 umieszczono od strony węzła 4, a T7 i T8 od strony węzła 6. Kolejne cztery tensometry T3÷T6 naklejono pionowo na blachach węzłowych w pobliżu ich końców. Tensometry T3 i T4 umieszczono od strony węzła 4, a T5 i T6 od strony węzła 6. Taki sposób rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych (T) umożliwiał zarejestrowanie lokalnych postaci drgań w analizowanym węźle.

Tensometry elektrooporowe T2 i T5÷T8 uległy awarii. Natomiast zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe T1, T3 i T4 zmiany odkształceń w czasie t przedstawiono na Rys. 11-22 do Rys. 11-24. Dotyczą one przejazdów obciążenia z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor. Każdy z rysunków składa się z czterech części oznaczonych literami od a do d. Przedstawiają one:

- Cały zarejestrowany sygnał pomiarowy bez obróbki. Można określić rozpiętość odkształceń. Brak możliwości określenia dominujących częstotliwości drgań F_{max} .
- Cały zarejestrowany sygnał pomiarowy po obróbce za pomocą filtra dolnoprzepustowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=2\text{Hz}$. Można określić charakter oraz rozpiętość odkształceń quasi statycznych w czasie przejazdu obciążenia.
- Cały zarejestrowany sygnał pomiarowy po obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} oraz rozpiętość odkształceń po odjęciu składowej quasi statycznej sygnału.
- 5s fragment zarejestrowanego sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie, ale po obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=10\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$. Można określić dominujące częstotliwości drgań F_{max} .

Widoczny w części a) Rys. 11-22, zarejestrowany przez tensometr T1, sygnał jest silnie zakłócony. Nie ma możliwości by przeprowadzić analizę drgań z wykorzystaniem wykresów widmowej gęstości mocy (PSD) dla takiego sygnału. Po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra wzrasta możliwość jego analizy. W części b) można już określić charakter oraz zakres zmian odkształceń quasi statycznych w czasie przejazdu obciążenia. W części c) ujawnia się przy częstotliwości $F_{max}=4,58\text{Hz}$ spiętrzenie na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD). Jednak dopiero w części d), po wybraniu do analizy 5s fragmentu zarejestrowanego sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie i podniesieniu częstotliwości dolnej filtra pasmowego do $F_d=10\text{Hz}$, ujawniły się spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwościach drgań F_{max} w przedziale od 16,4Hz do 19,6Hz.

Analiza Rys. 11-23, który dotyczy tensometru elektrooporowego T3 daje podobne rezultaty jak w przypadku tensometru T1. Widoczny w części a), zarejestrowany przez tensometr T3, sygnał jest silnie zakłócony. Jednak można określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. Charakter ten zostaje potwierdzony po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra w części b). Na obu częściach (a i b) widać wyraźnie, jak w czasie przejazdu obciążenia zmieniają się odkształcenia (naprężenia) w konstrukcji (krzyżulcu). Początkowe wydłużenie (rozciąganie) w konstrukcji w miarę posuwania się obciążenia przechodzi w skrót (ściskanie). W części c) ujawniają spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwościach drgań F_{max} w przedziale od 4,73Hz do 8,88Hz, a w części d) od 16,0Hz do 19,4Hz.

Rys. 11-24 dotyczy tensometru elektrooporowego T4. Widoczny w części a), zarejestrowany przez tensometr sygnał jest silnie zakłócony. W części b), po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra wzrasta możliwość jego analizy. Można określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. W części c) ujawniają spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwości drgań $F_{max}=4,58\text{Hz}$, a w części d) w przedziale od 15,2Hz do 18,6Hz.

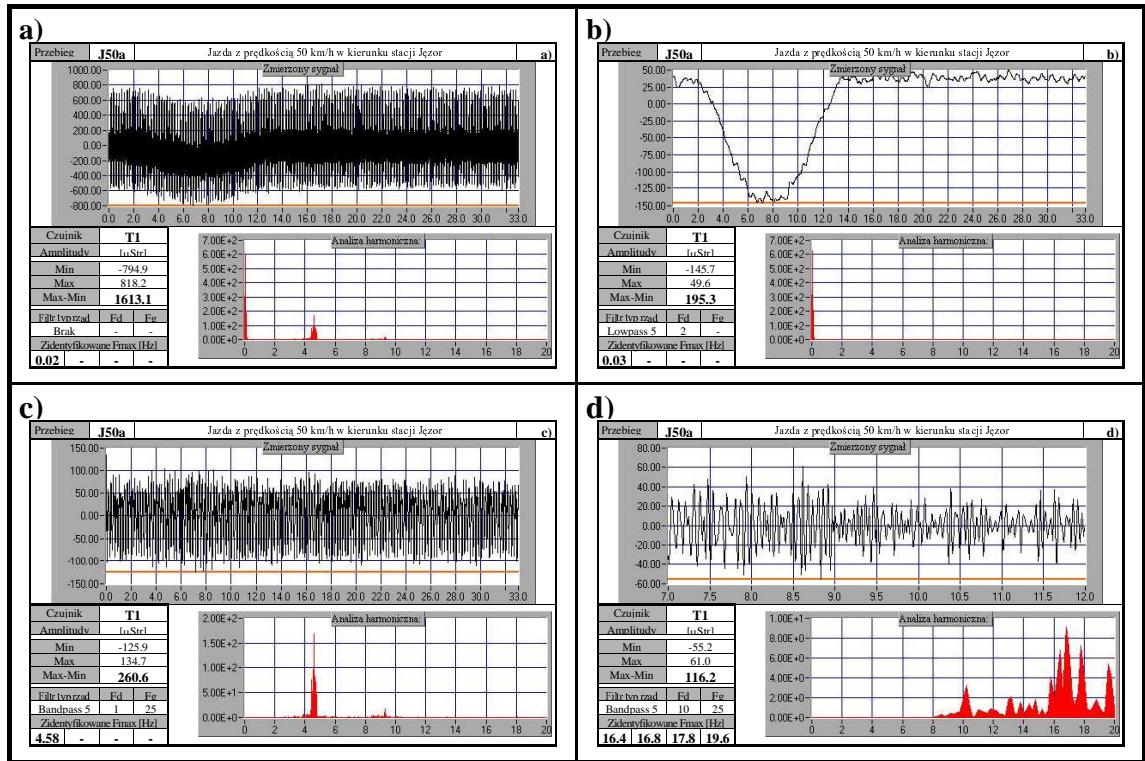
Zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe wartości, które przedstawiono na Rys. 11-22 do Rys. 11-24 zebrano w poniższej Tab. 11-3. Rozpiętości odkształceń konstrukcji przedstawione na tych rysunkach w częściach a÷d, podano w Tab. 11-3 w odpowiednich kolumnach jako (Max-Min). W kolejnych dwóch kolumnach c i d podano zidentyfikowane częstotliwości drgań F_{max} po filtrowaniu sygnału pomiarowego (spiętrzenia gęstości mocy widmowej), a przedstawione w odpowiednich częściach (c i d) omawianych rysunków.

Tab. 11-3. Wartości zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe T1, T3 i T4

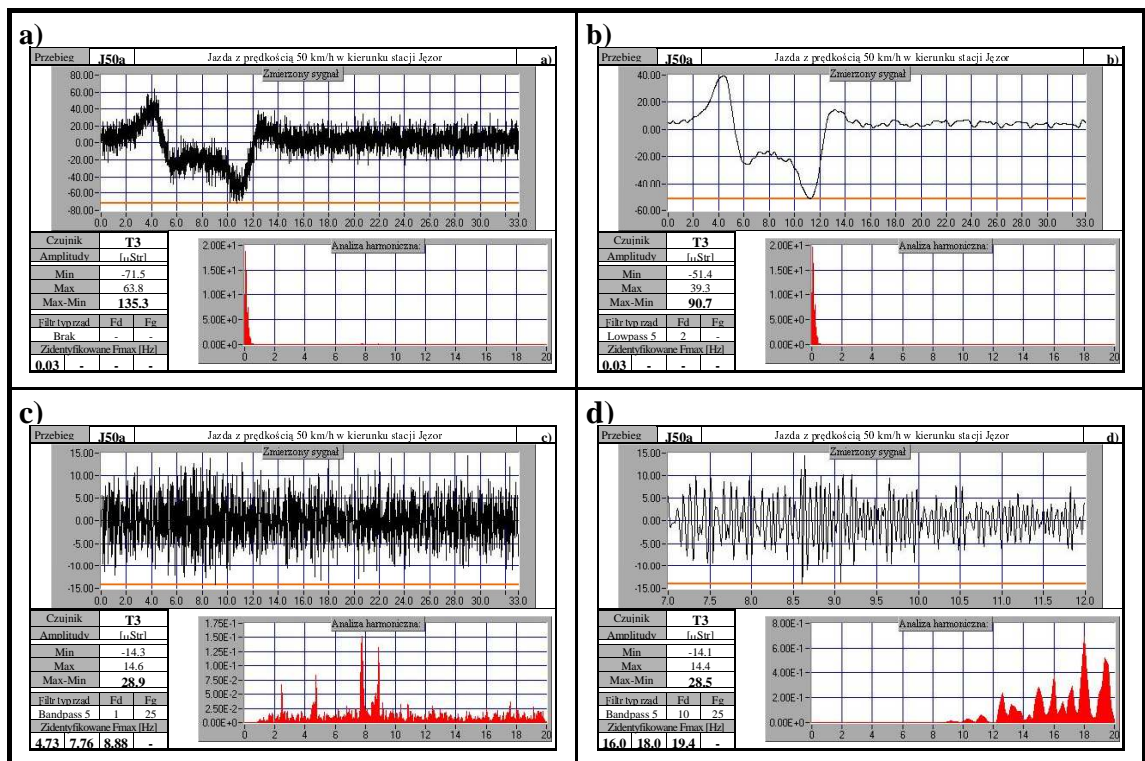
Czujnik	(Max-Min) [μStr]				Zidentyfikowane F_{max} [Hz]	
	a)	b)	c)	d)	c)	d)
T1	1613,1	195,3	260,6	116,2	4,58	16,4÷19,6
T3	135,3	90,7	28,9	28,5	4,73÷8,88	16,0÷19,4
T4	214,5	60,2	42,5	28,5	4,58	15,2÷18,6

Sposób rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych T1, T3 i T4 umożliwił ujawnienie lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Przy filtrowaniu wg c) (1÷25Hz) zidentyfikowano spiętrzenia gęstości mocy widmowej w przedziale 4,58÷8,88Hz (Tab. 11-3). Najprawdopodobniej dotyczą one pionowych postaci drgań własnych dźwigara głównego. Po filtrowaniu wg d) (10÷25Hz) zidentyfikowano spiętrzenia gęstości mocy widmowej w przedziale 15,2÷19,6Hz (Tab. 11-3). W przedziale tym znajdują się wyznaczone teoretycznie w programie [106] częstotliwości przeciwbieżnych postaci drgań własnych dla poprzecznic przydylatacyjnych (15,7Hz i 18,5Hz wg Tab. 8-3).

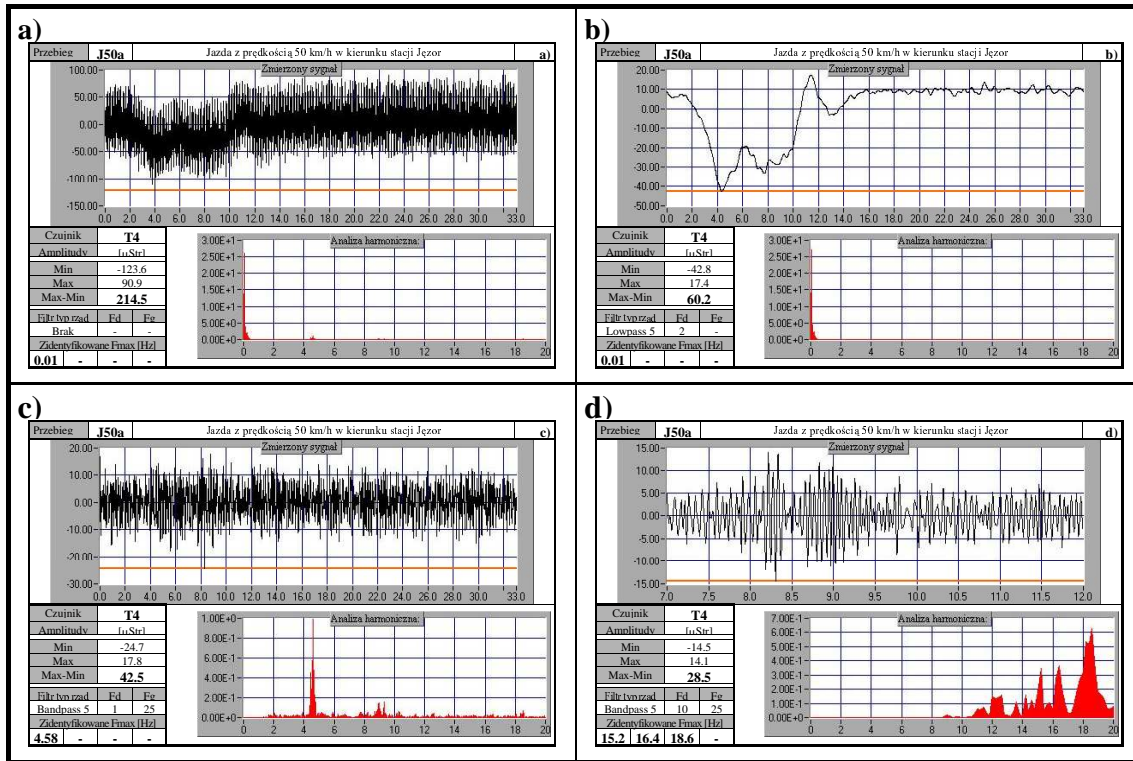
Potwierdza to poprawność zbudowanego modelu obliczeniowego dla przęsła uszkodzonego po wzmożeniu.



Rys. 11-22. Tensometr T1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-23. Tensometr T3. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-24. Tensometr T4. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor
Tensometry elektrooporowe T2 i T5÷T8 - błąd pomiaru!!!

11.4.3 Przesła nieuszkodzone po wzmocnieniu

11.4.3.1 *Czujniki indukcyjne przemieszczeń (P)*

Czujniki indukcyjne przemieszczeń (P) wykorzystano do pomiaru przebiegów czasowych ugięć dźwigarów głównych. Na obu dźwigarach głównych zainstalowano po jednym czujniku indukcyjnym przemieszczeń. Oba czujniki P2 i P4 zostały umieszczone w pobliżu węzła 3 w 1/3 rozpiętości przęsła wg Rys. 11-4. Taki sposób rozmieszczenia czujników przemieszczeń umożliwił zarejestrowanie pionowych postaci drgań dźwigarów.

Rys. 11-25 do Rys. 11-32 przedstawiają zarejestrowane przez czujniki indukcyjne przemieszczeń P2 i P4 przebiegi czasowych ugięć dźwigara. Dotyczą one przejazdów obciążenia z prędkością 10, 30, 50 i 70km/h w kierunku stacji Maczki lub Jęzor. Każdy z rysunków składa się z czterech części oznaczonych literami od a do d. Skład każdego z nich szczegółowo omówiono w rozdziale 11.4.2.1.

Wyniki zarejestrowane przez czujnik P2 przedstawiono na Rys. 11-25 do Rys. 11-28. Na wibrogramach zamieszczonych w częściach a) tych rysunków widać, jak w czasie przejazdu obciążenia zmienia się ugięcie dźwigara głównego. Największa rozpiętość ugięć λu_z oznaczona na rysunku jako (Max-Min) występuje dla jazdy z prędkością 70km/h w kierunku stacji Maczki (Rys. 11-28) i wynosi 32,32mm. Natomiast najmniejsza rozpiętość ugięć λu_z wynosi 30,33mm i występuje przy przejeździe z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-26). Przy przejeździe obciążenia z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki rozpiętość ugięć λu_z wynosi 30,69mm (Rys. 11-25).

Po obróbce sygnału pomiarowego zarejestrowanego przez czujnik P2 za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$ (Rys. 11-26 do Rys. 11-28 części b, c i d) można na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń. W dalszej analizie Rys. 11-25 pominięto, gdyż zawiera on wyraźnie błąd pomiarowy. Po odfiltrowaniu całego zarejestrowanego sygnału (część b omawianych rysunków) można zauważyć, że wyraźnie dominuje jedno zidentyfikowane spiętrzenie gęstości mocy widmowej, którego częstotliwość F_{max} zawierają się w przedziale od 1,73Hz do 2,39Hz. Podobny wynik daje analiza sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie (część c). Pierwsze F_{max} zawiera się wtedy w przedziale 1,75Hz do 2,38Hz. Natomiast tuż po zjeździe obciążenia z obiektu (część d) pierwsze F_{max} występuje w przedziale 2,00Hz do 2,20Hz. Ponadto czujnik P2 zarejestrował kolejne spiętrzenia gęstości mocy widmowej (części b, c i d omawianych rysunków) przy częstotliwościach drgań 4,96Hz i 5,00Hz.

Przebieg czasowy ugięć bez obróbki sygnału zarejestrowany przez czujnik P4 przedstawiono na Rys. 11-29 do Rys. 11-32. Największa (części a) rozpiętość ugięć λu_z występuje przy jeździe z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-32) i wynosi 29,12mm. Natomiast najmniejsza rozpiętość ugięć λu_z wynosi 28,52mm i występuje przy przejeździe z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor (Rys. 11-30). Przy przejeździe z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki rozpiętość ugięć λu_z wynosi 28,80mm

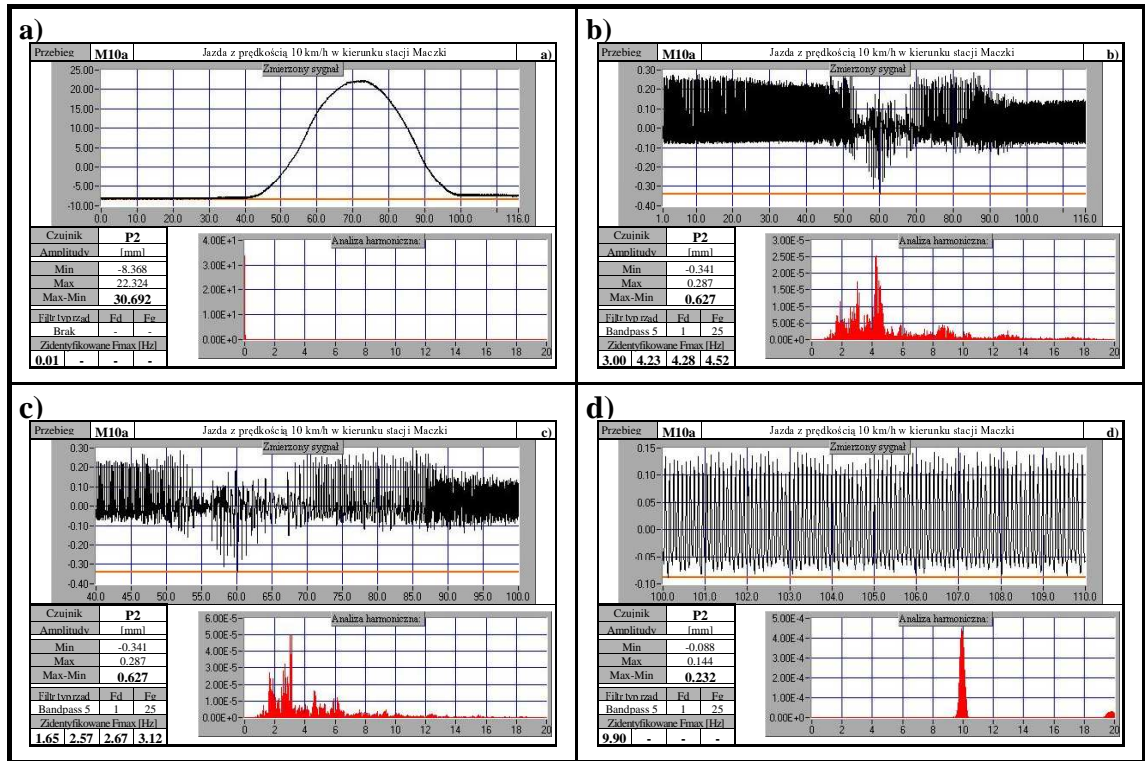
Po odfiltrowaniu całego zarejestrowanego sygnału przez czujnik P4 (część b) zidentyfikowano pierwsze częstotliwości drgań F_{max} , które zawierają się w przedziale 1,69Hz do 2,44Hz. W czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie (część c), pierwsze F_{max} zawiera się w przedziale 1,68Hz do 2,44Hz. Natomiast tuż po zjeździe obciążenia z obiektu (część d) pierwsze maksimum PSD występuje przy częstotliwości drgań własnych F_{max} w przedziale 1,80Hz do 2,00Hz. Czujnik ten (P4) również zarejestrował kolejne spiętrzenia gęstości mocy widmowej (części b, c i d omawianych rysunków) przy F_{max} w przedziale 12,4Hz do 17,1Hz.

Zarejestrowane przez czujniki indukcyjne przemieszczeń wartości, które przedstawiono na Rys. 11-25 do Rys. 11-32 zebrano w poniższej Tab. 11-4. Wartości przedstawione na tych rysunkach w części a) (ugięcia) podano w kolumnie a). Podobnie w częściach b÷d).

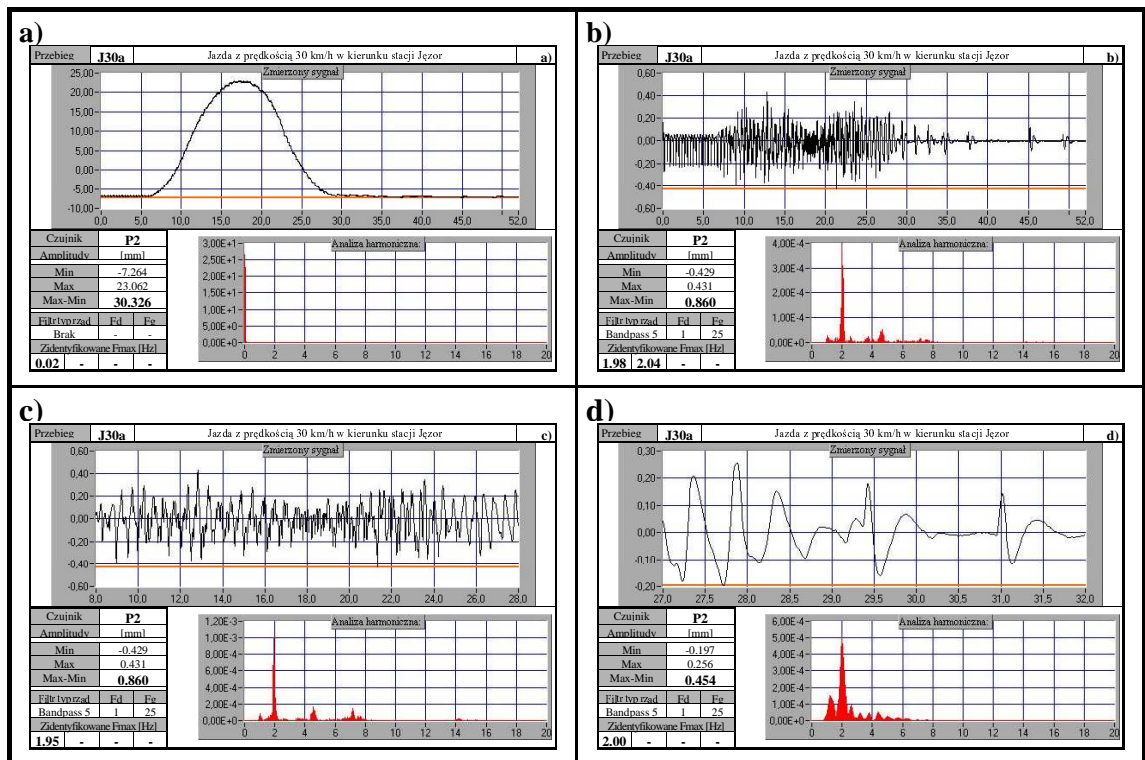
Tab. 11-4. Wartości zarejestrowane przez czujniki P2 i P4

Czujnik	λu_z (Max-Min) [mm]	Zidentyfikowane F_{max} [Hz]		
	a)	b)	c)	d)
P2	30,33÷32,32	1,73÷2,39	1,75÷2,38	2,00÷2,20
P4	28,52÷29,12	1,69÷2,44	1,68÷2,44	1,80÷2,00

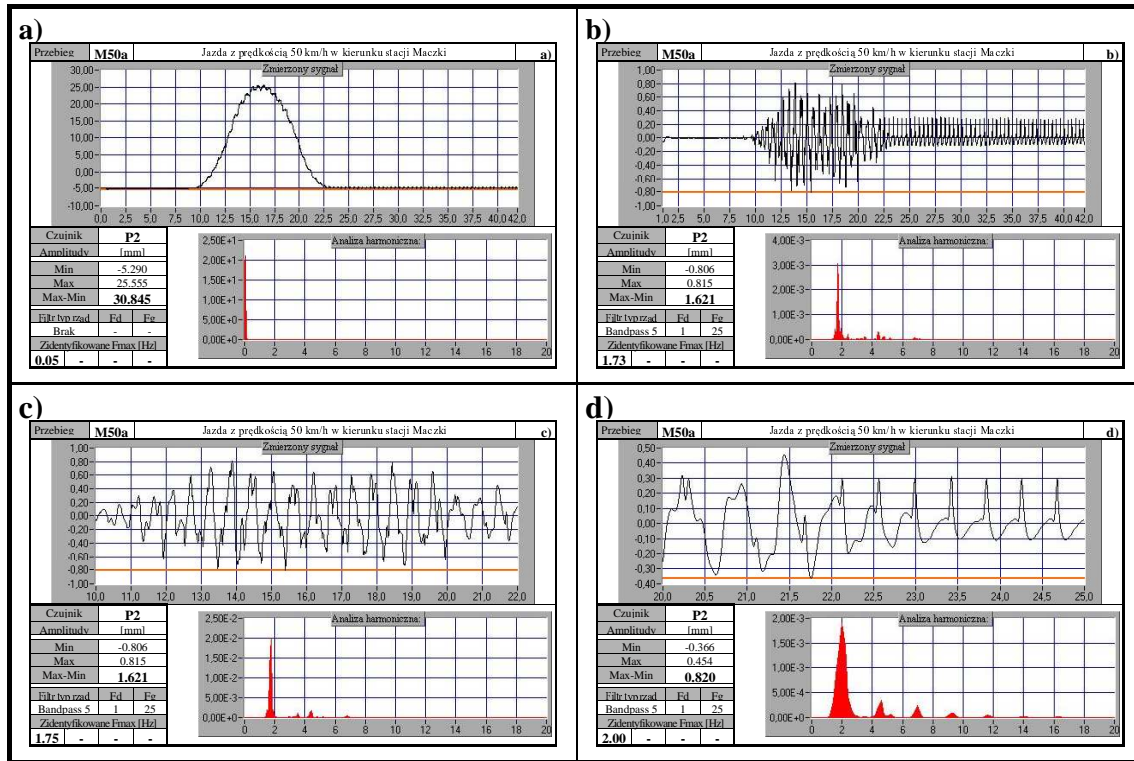
Podsumowując można stwierdzić, że zidentyfikowane po odfiltrowaniu (części b, c i d) pierwsze częstotliwości drgań własnych F_{max} zawierają się w przedziale 1,68Hz do 2,44Hz. W przedziale tym mieści się wyznaczona teoretycznie w programie [106] częstotliwość drugiej postaci drgań własnych $f=1,69\text{Hz}$ (Tab. 8-4). Również dla kolejnych zarejestrowanych spięrzeń gęstości mocy widmowej można znaleźć odpowiadające im pionowe postacie drgań własnych. Potwierdza to poprawność zbudowanego modelu obliczeniowego dla przęsła nieuszkodzonego po wzmocnieniu.



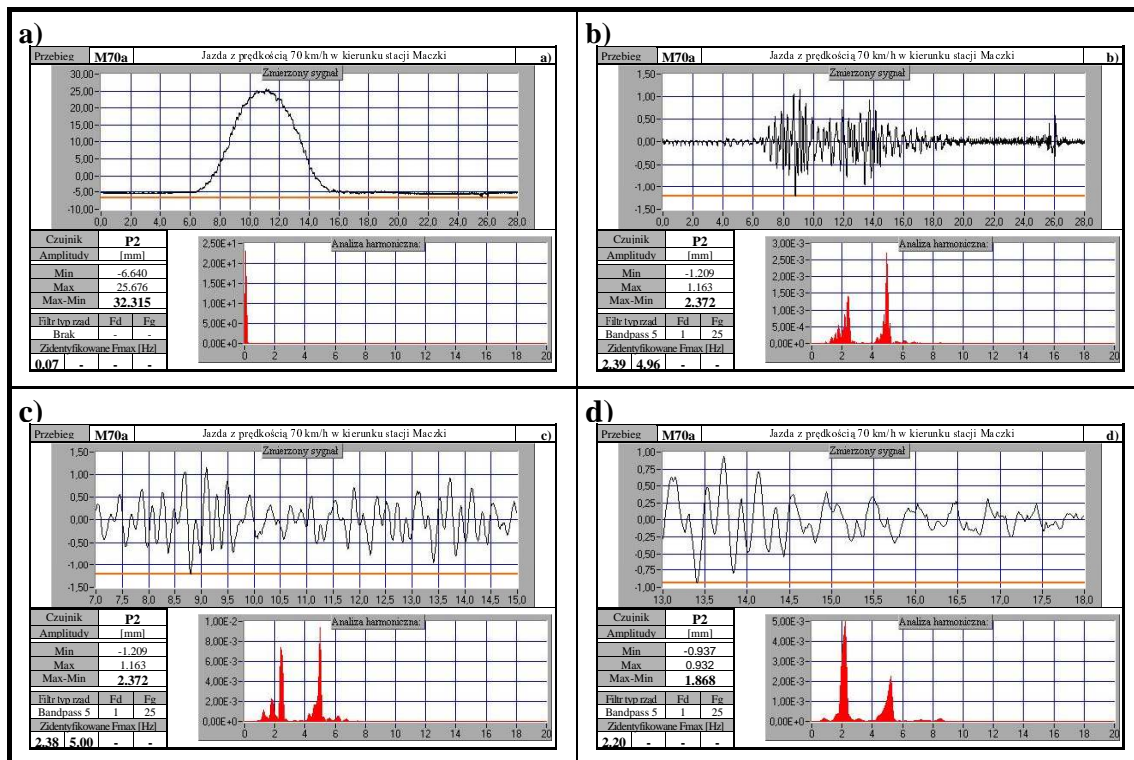
Rys. 11-25. Czujnik P2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki



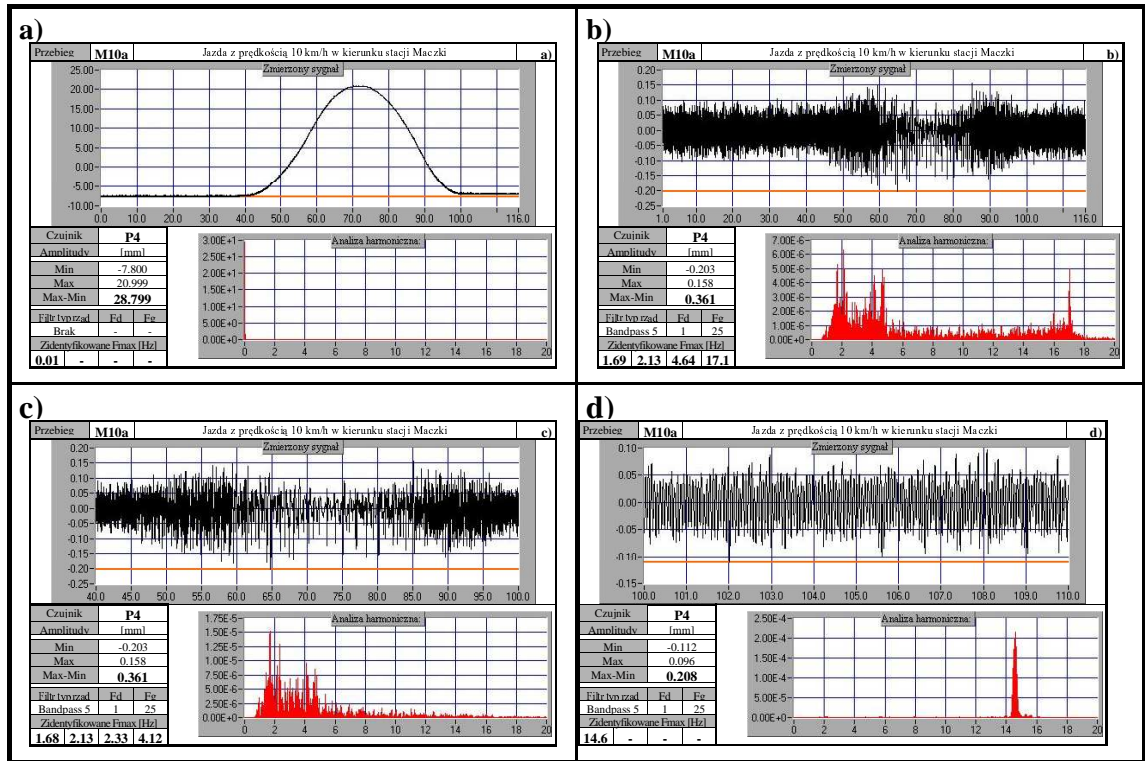
Rys. 11-26. Czujnik P2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor



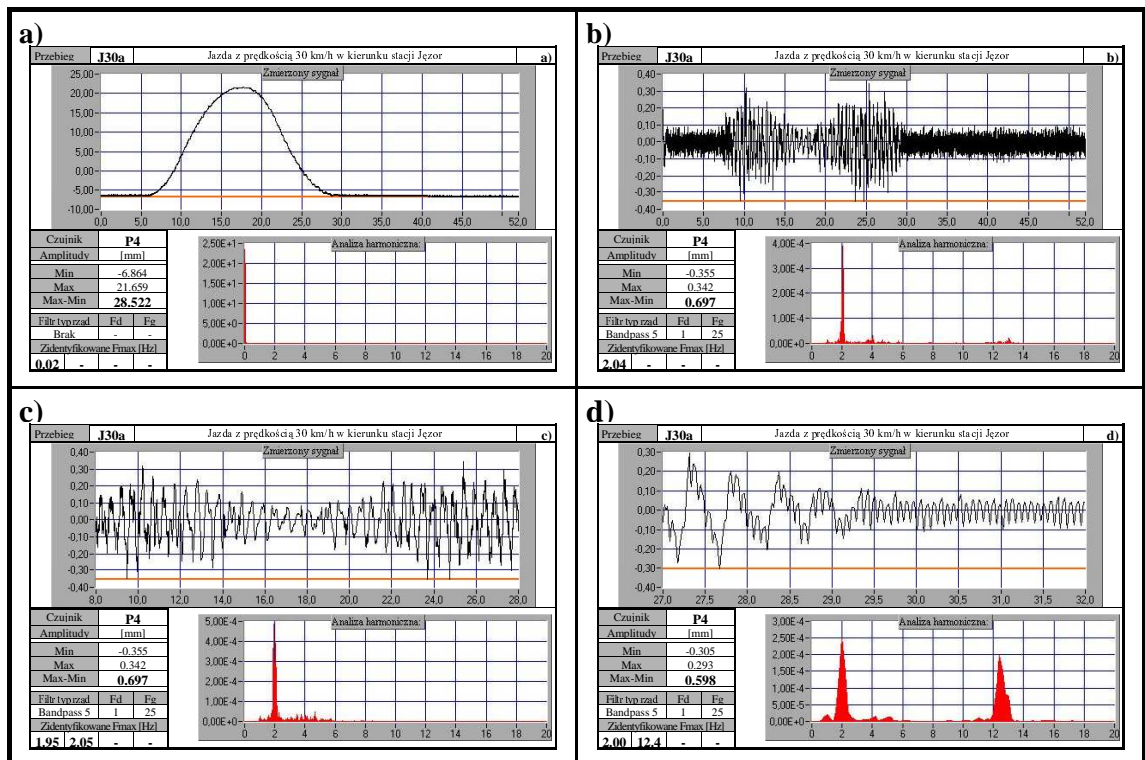
Rys. 11-27. Czujnik P2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



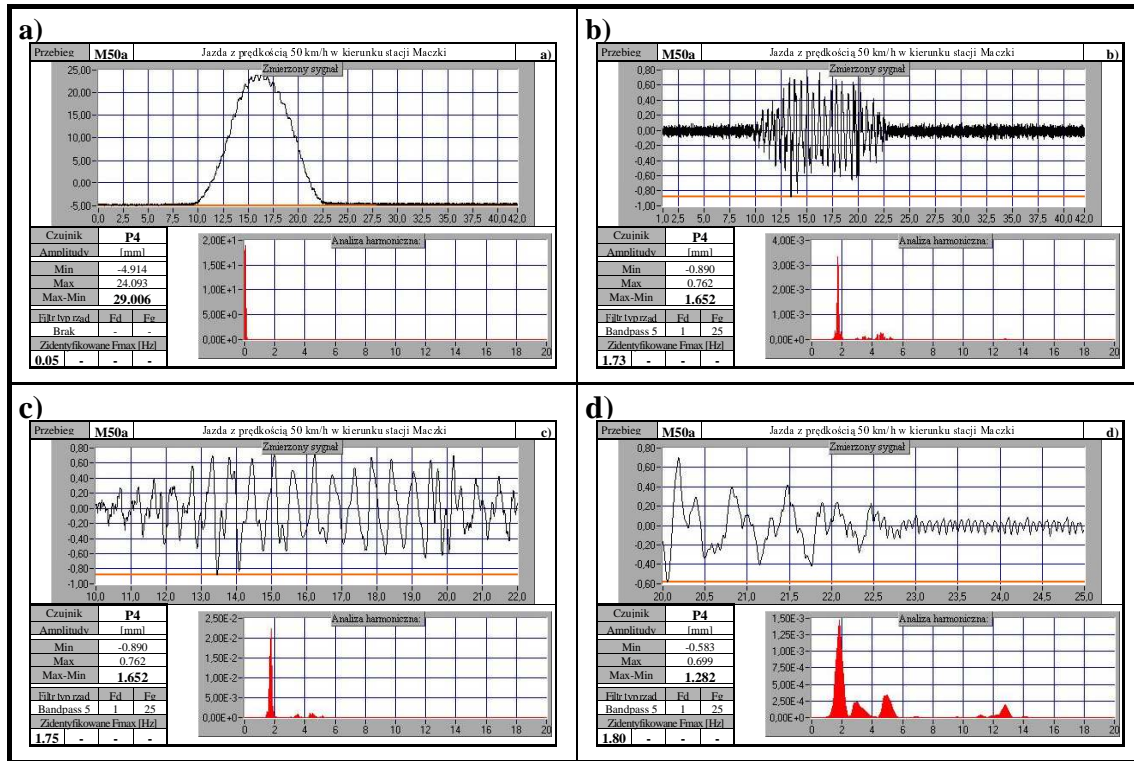
Rys. 11-28. Czujnik P2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Maczki



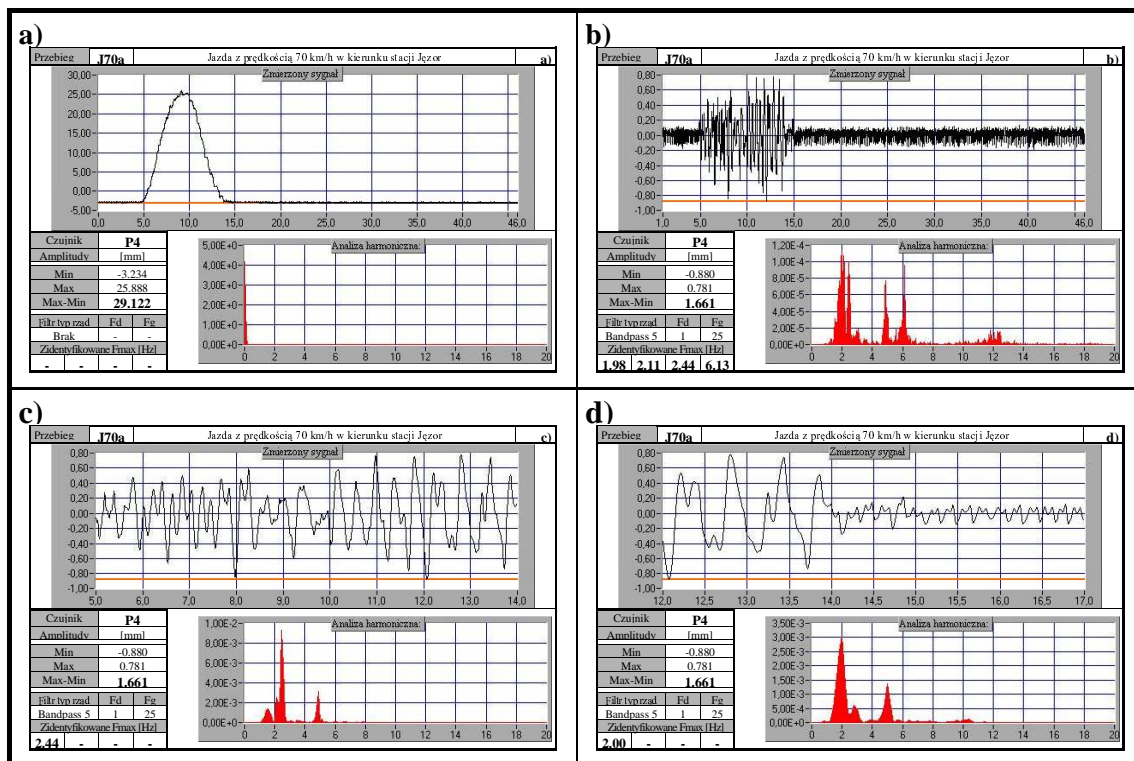
Rys. 11-29. Czujnik P4. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-30. Czujnik P4. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-31. Czujnik P4. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-32. Czujnik P4. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor

11.4.3.2 Akcelerometry (A)

Akcelerometry (A) wykorzystano do pomiaru przyspieszeń w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Jak już wcześniej wspomniano, do badań został wybrany węzeł 5 na lewym dźwigarze głównym patrząc w kierunku Maczek (Rys. 11-4). Oba akcelerometry A1 i A2 zostały umieszczone na kierunku pionowym. Wybrano miejsca po obu stronach górnej półki blachownicy, w pobliżu miejsca styku z blachami węzłowymi. Akcelerometr A1 zamocowano od strony wewnętrznej, zaś A2 od strony zewnętrznej (Rys. 11-5). Taki sposób rozmieszczenia akcelerometrów umożliwił zarejestrowanie lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń.

Rys. 11-33 do Rys. 11-40 przedstawiają zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2 przebiegi czasowe przyspieszeń pionowych $a_z(t)$ w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Dotyczą one przejazdów obciążenia z prędkością 10, 30, 50 i 70km/h w kierunku stacji Maczki lub Jęzor. Elementy składowe każdego rysunku szczegółowo omówiono w rozdziale 11.4.3.2.

Wyniki zarejestrowane przez akcelerometr A1 przedstawiono na Rys. 11-33 do Rys. 11-36. Przy przejeździe obciążenia z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki (część a) Rys. 11-33), rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z (Max-Min) wynosi prawie $1,5\text{m/s}^2$. Natomiast przy jeździe z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki (Rys. 11-35) rozpiętość λa_z wzrasta do nieco ponad $3,1\text{m/s}^2$.

Jak już wcześniej wspomniano, sygnał pomiarowy prezentowany w częściach a) nie podlegał żadnej obróbce. Trudno jest dla takiego sygnału przeprowadzić analizę drgań z wykorzystaniem wykresów widmowej gęstości mocy (PSD). Zarejestrowany przez akcelerometr sygnał jest mocno niestacjonarny z silnymi zakłóceniami. Można jednak zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń. Szczególnie jest to widoczne przy większych (50km/h i 70km/h) prędkościach przejazdu, które ujawniają F_{max} przy częstotliwości 1,90Hz i od 4,70Hz do 4,85Hz (Rys. 11-35 i Rys. 11-36). Ponadto przy przejazdach z prędkościami 30km/h i 50km/h ujawniają się częstotliwości drgań F_{max} z przedziału 12,3Hz do 19,5Hz (Rys. 11-34 i Rys. 11-35).

Obróbka sygnału pomiarowego za pomocą filtra umożliwia jego lepszą analizę. Szczególnie rośnie czytelność wykresów widmowej gęstości mocy. Wyniki po obróbce za pomocą filtra pasmowego Bessela, rzędu 5, o częstotliwości dolnej $F_d=1\text{Hz}$ oraz częstotliwości górnej $F_g=25\text{Hz}$ przedstawiono w częściach b) i c) analizowanych rysunków. W częściach b) można na wykresie PSD zauważyć występowanie lokalnych spiętrzeń F_{max} przy częstotliwościach w przedziale 10,5Hz do 15,1Hz. Przy czym przy prędkościach przejazdu 50km/h i 70km/h (Rys. 11-35 i Rys. 11-36) pojawiają się spiętrzenia przy częstotliwościach F_{max} od 4,40Hz do 4,90Hz, a przy 10km/h i 50km/h w przedziale 8,78Hz do 9,10Hz (Rys. 11-33 i Rys. 11-35). Natomiast w c) zidentyfikowane F_{max} dotyczy przedziału od 4,86Hz do 5,80Hz. Dodatkowo, przy przejeździe z prędkością 30km/h ujawniła się częstotliwość $F_{max}=8,70\text{Hz}$ (Rys. 11-34), a przy 10km/h i 50km/h ujawniły się częstotliwości F_{max} z przedziału od 14,6Hz do 14,9Hz (Rys. 11-33 i Rys. 11-35). W częściach d), po obróbce za pomocą tego samego filtra, ale zawężeniu analizowanego pasma częstotliwości do przedziału od 10Hz do 25Hz, zidentyfikowane F_{max} znajdują się w przedziale od 14,4Hz do 19,1Hz.

Wyniki zarejestrowane przez akcelerometr A2 przedstawiono na Rys. 11-37 do Rys. 11-40. W częściach a), przy przejeździe obciążenia z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki, rozpiętość przyspieszeń pionowych λa_z (Max-Min) wynosi blisko $1,8\text{m/s}^2$ (Rys. 11-37). Przy jeździe z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor λa_z wzrasta do prawie $3,3\text{m/s}^2$ (Rys. 11-40). Wykresy PSD przy przejazdach z prędkościami 10km/h i 30km/h wykazują dużą obecność szumów i są trudne do interpretacji. Częstotliwość F_{max} wynosi 18,5Hz przy przejeździe z prędkością 10km/h (Rys. 11-37), a po zwiększeniu prędkości przejazdu do 30km/h ujawniło się F_{max} przy częstotliwości 10,2Hz (Rys. 11-38). Wykresy widmowej gęstości mocy stają się łatwiejsze do interpretacji przy większych prędkościach przejazdu (50km/h i 70km/h). Przy prędkości przejazdu 50km/h spiętrzenie widmowej gęstości mocy występuje

przy częstotliwości $F_{max}=1,74\text{Hz}$ (Rys. 11-39). Natomiast przy 70km/h F_{max} ujawnia się przy częstotliwości 4,85Hz (Rys. 11-40).

Mimo zastosowania filtra pasmowego ($F_d=1\text{Hz}$ do $F_g=25\text{Hz}$), analiza części b) jest trudna. Wyraźne spiętrzenie gęstości mocy widmowej, którego F_{max} wynosi 4,90Hz, występuje tylko przy przejeździe z prędkością 70km/h (Rys. 11-40). Zbliżona do niej jest częstotliwość $F_{max}=5,43\text{Hz}$, którą zidentyfikowano przy prędkości przejazdu 10km/h. Pozostałe, zidentyfikowane F_{max} zawierają się w przedziale od 8,25Hz do 18,4Hz.

Natomiast w c) przy 10km/h zidentyfikowano $F_{max}=14,9\text{Hz}$ (Rys. 11-37), przy 30km/h częstotliwości F_{max} występują przy 2,20Hz, 5,70Hz, 8,70Hz i 12,5Hz (Rys. 11-38), a przy 50km/h i 70km/h F_{max} ujawnia się w przedziale od 4,60Hz do 4,86Hz (Rys. 11-39 i Rys. 11-40). W częściach d) zidentyfikowane F_{max} znajdują się w przedziale od 12,6Hz do 19,3Hz (Rys. 11-37 do Rys. 11-40).

Charakterystyczne wartości zarejestrowane przez akcelerometry, które przedstawiono na Rys. 11-33 do Rys. 11-40 zebrano w poniższej Tab. 11-5.

Tab. 11-5. Wartości zarejestrowane przez akcelerometry A1 i A2

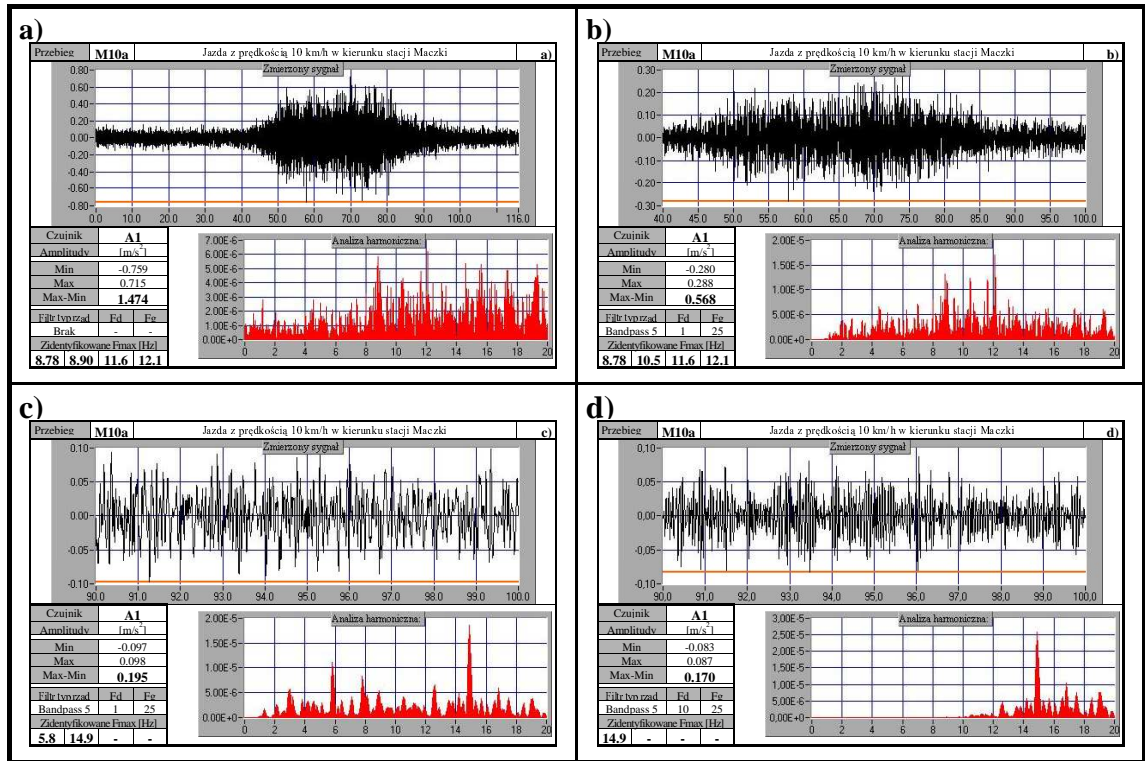
Czujnik	λ_{a_z} (Max-Min) [m/s ²]	Zidentyfikowane F_{max} [Hz]			
	a)	a)	b)	c)	d)
A1	1,474÷3,117	1,90÷19,5	4,40÷15,1	4,86÷14,9	14,4÷19,1
A2	1,774÷3,282	1,74÷18,5	4,90÷18,4	2,20 i 14,9	12,6÷19,3

Porównując rozpiętości przyspieszeń pionowych λ_{a_z} w modelu węzła nieuszkodzonego wzmocnionego, które wyznaczono w analizowanych punktach PW i PZ (Tab. 9-1) z wartościami zarejestrowanymi przez odpowiadające im czujniki A1 i A2 przy prędkości przejazdu 50km/h (Rys. 11-35 i Rys. 11-39 części a), można zauważyć dosyć dużą zbieżność wyników. Wyznaczona teoretycznie w punkcie PW rozpiętość przyspieszeń $\lambda_{a_z}=2,8\text{m/s}^2$ (Tab. 9-1), a zarejestrowana przez odpowiadający mu akcelerometr A1 nieco ponad 3,1m/s² (Rys. 11-35). Różnica wynosi 11%. Natomiast rozpiętość przyspieszeń pionowych w punkcie PZ λ_{a_z} wynosi 2,3m/s² (Tab. 9-1), a zarejestrowana przez A2 nieco ponad 2,9m/s² (Rys. 11-39). W tym przypadku różnica wzrasta do prawie 28%.

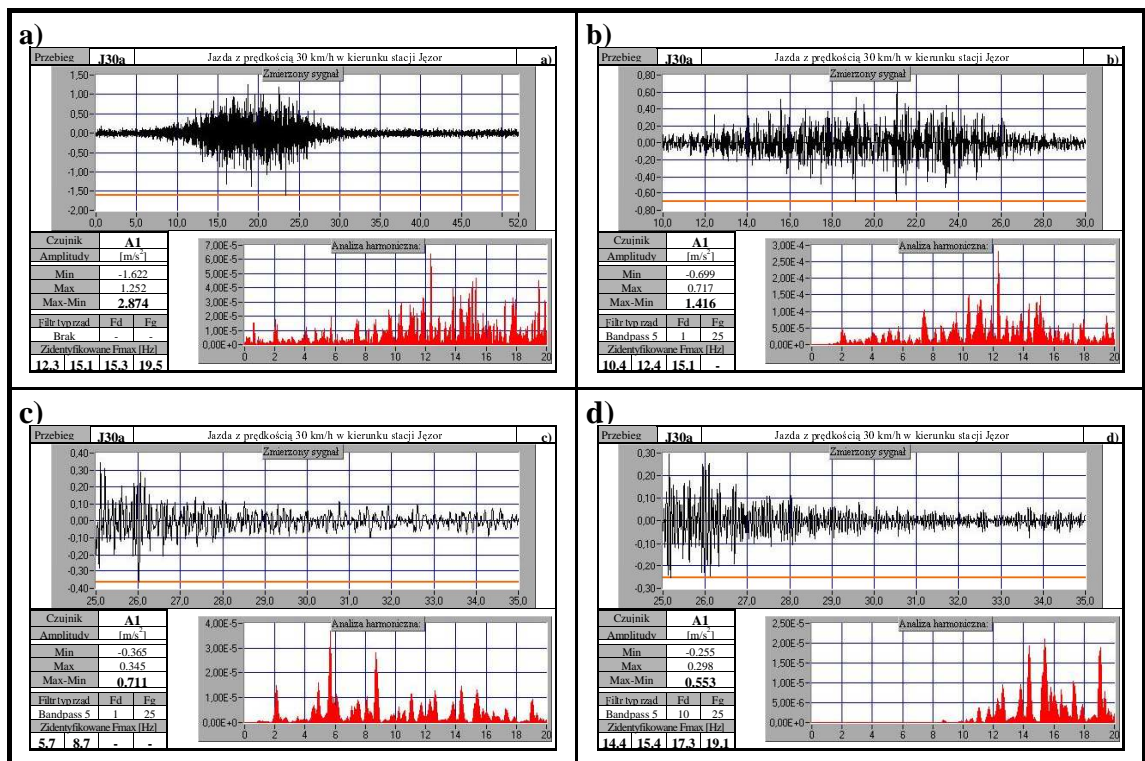
Zidentyfikowane przez A1 i A2 częstotliwości drgań własnych F_{max} zawierają się w dosyć szerokim przedziale 1,74Hz do 19,5Hz. Niższe częstotliwości F_{max} spiętrzeń gęstości mocy widmowej (od 1,74Hz), najprawdopodobniej dotyczą drugiej postaci drgań własnych dźwigara głównego ($f=1,69\text{Hz}$ wg Tab. 8-4). Następne spiętrzenia zapewne ujawniają kolejne postacie drgań pionowych dźwigara głównego.

Sposób rozmieszczenia akcelerometrów A1 i A2 umożliwił ujawnienie lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Zdołano zarejestrować spiętrzenia gęstości mocy widmowej, których częstotliwości znajdują się w pobliżu wyznaczonych teoretycznie w programie [106] częstotliwości przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych (od 19,2Hz do prawie 20,0Hz wg Tab. 8-4).

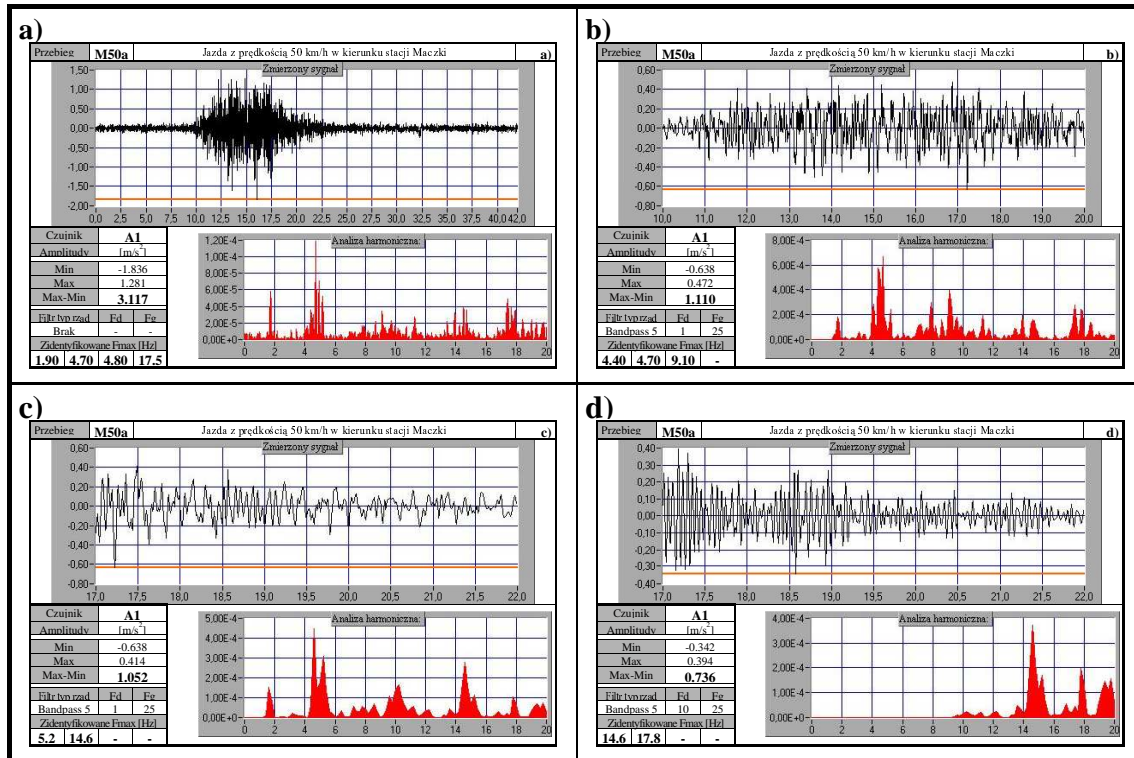
Podsumowując można stwierdzić, że potwierdza to poprawność zbudowanego modelu obliczeniowego dla przęsła nieuszkodzonego po wzmocnieniu.



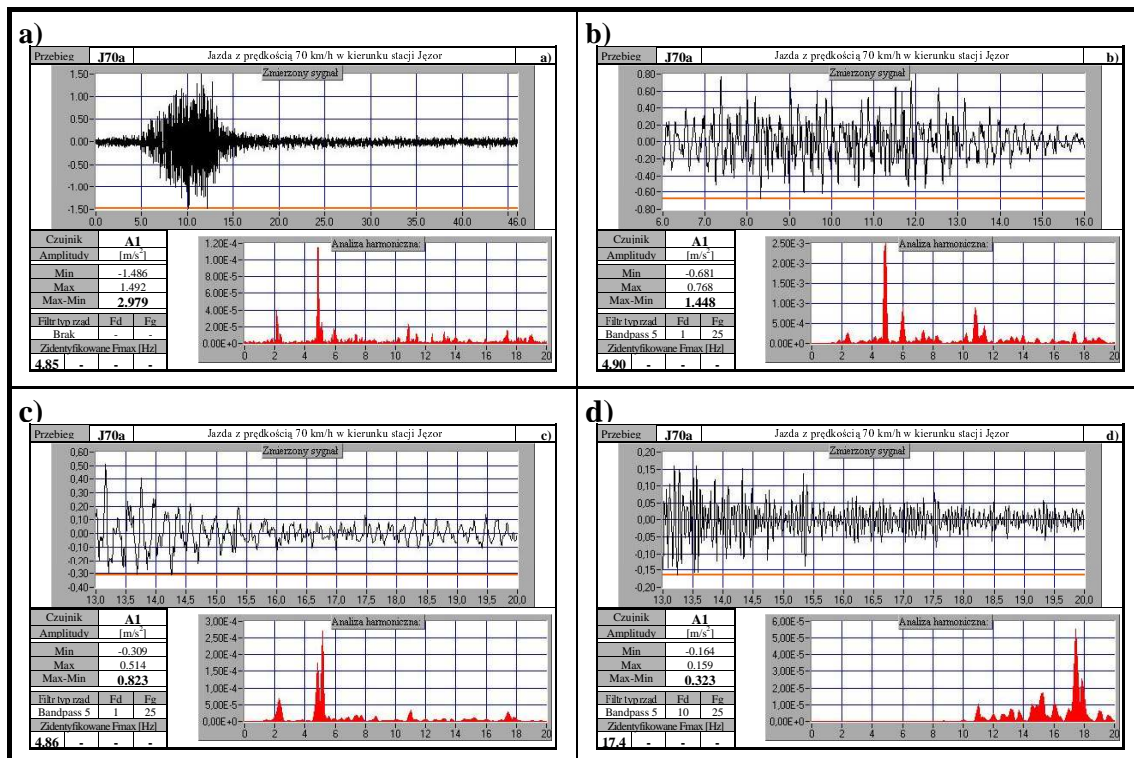
Rys. 11-33. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Mazki



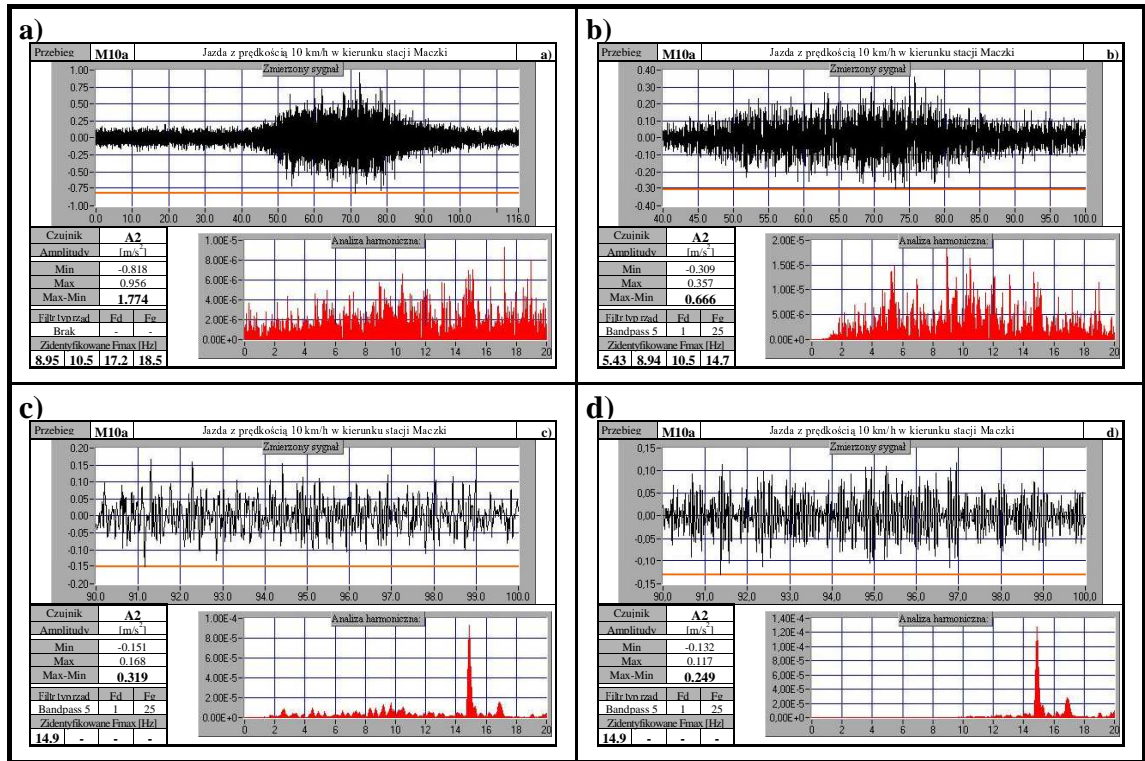
Rys. 11-34. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jezor



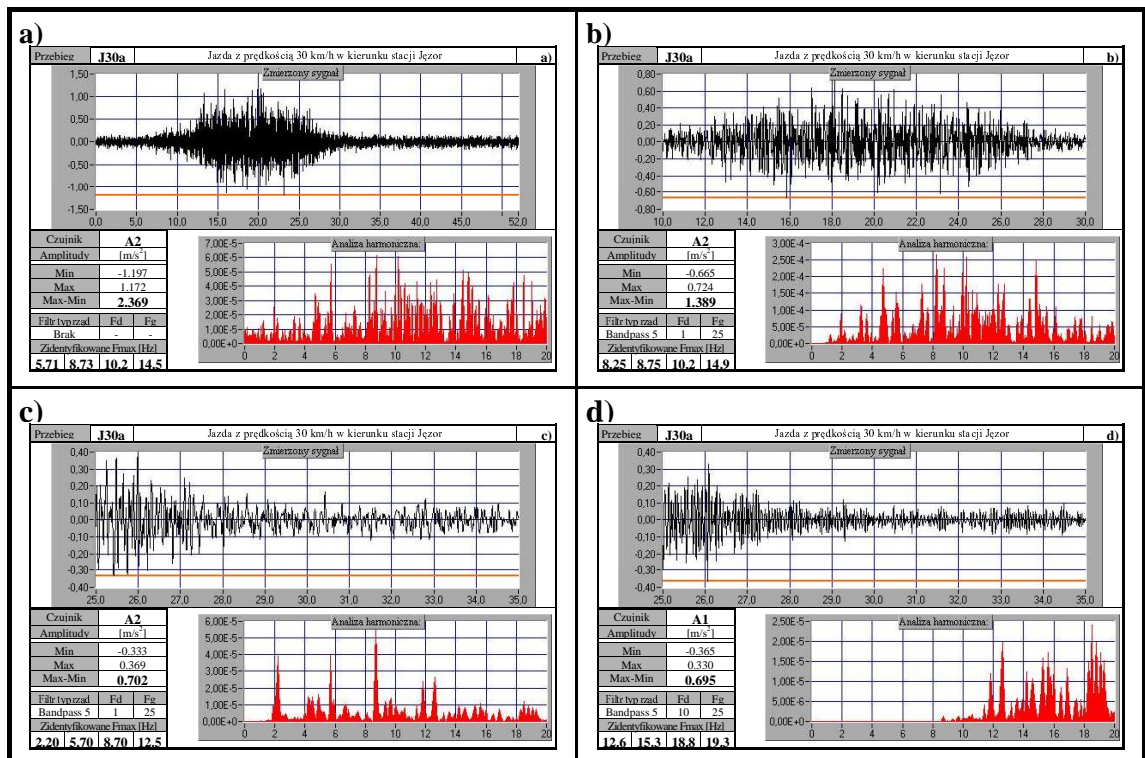
Rys. 11-35. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



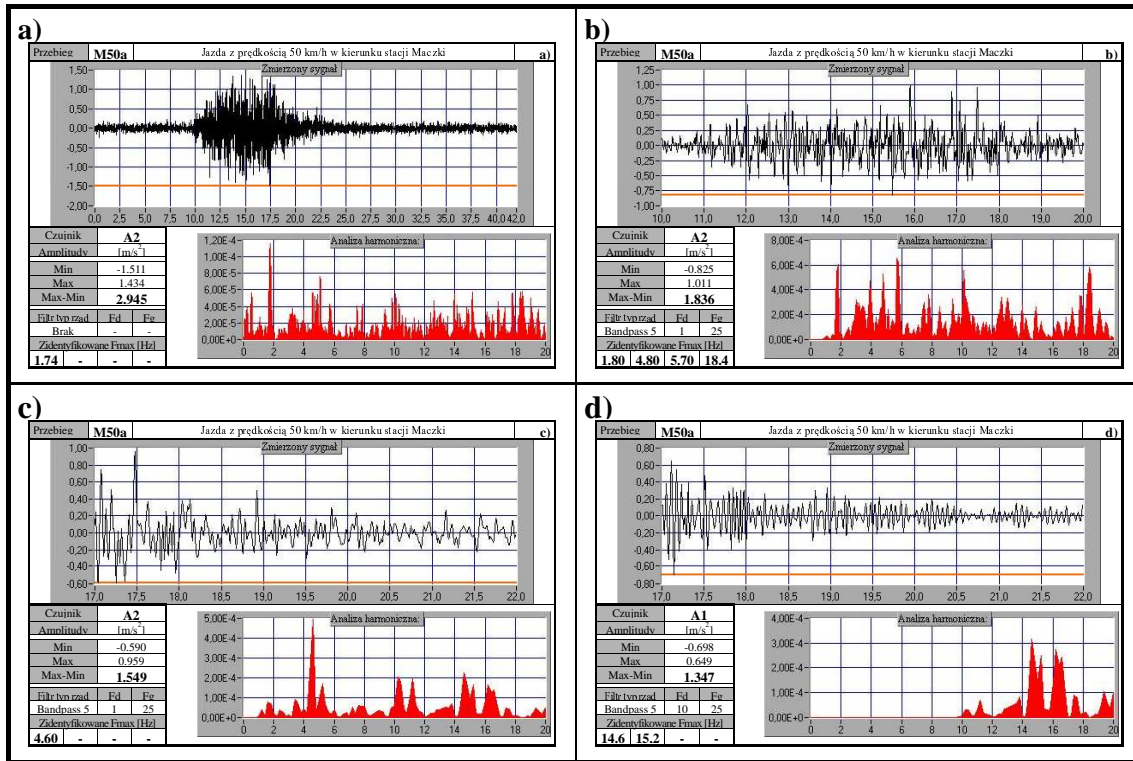
Rys. 11-36. Akcelerometr A1. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor



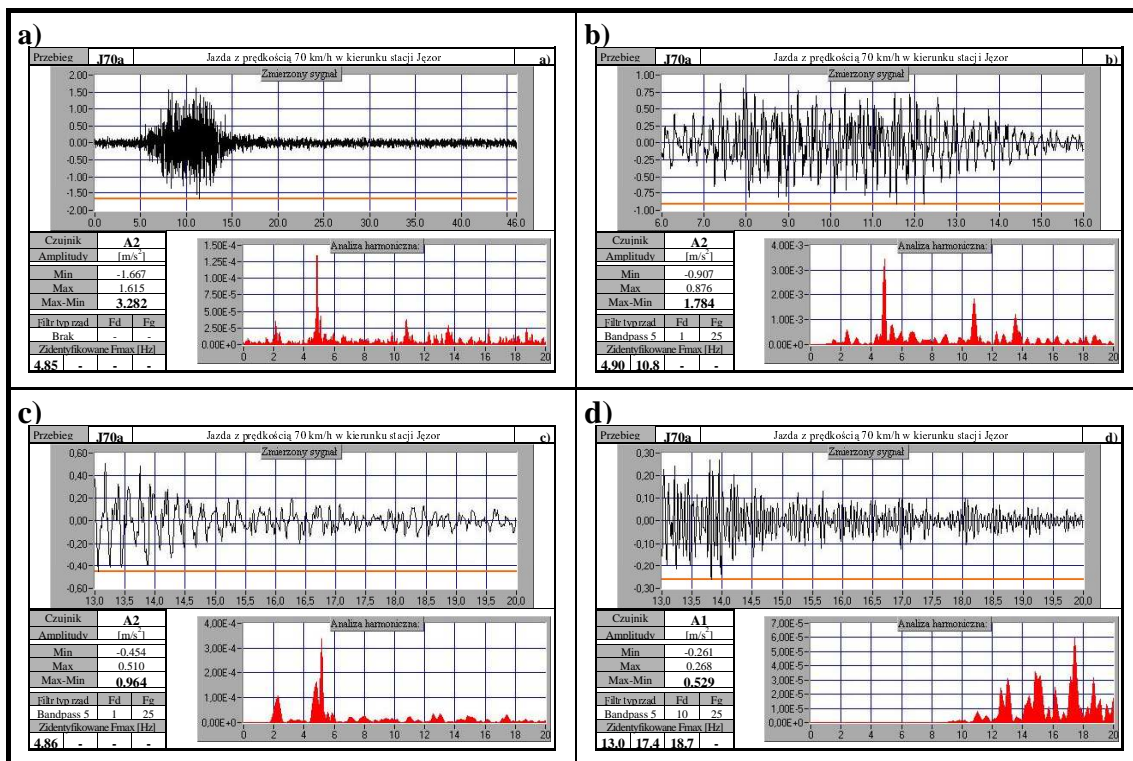
Rys. 11-37. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 10km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-38. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 30km/h w kierunku stacji Jezor



Rys. 11-39. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Maczki



Rys. 11-40. Akcelerometr A2. Jazda z prędkością 70km/h w kierunku stacji Jęzor

11.4.3.3 Tensometry elektrooporowe (T)

Tensometry (T) wykorzystano do pomiaru odkształceń w pobliżu miejsca wystąpienia uszkodzeń. Jak już wcześniej wspomniano, do badań został wybrany węzeł 5 na lewym dźwigarze głównym patrząc w kierunku Maczek (Rys. 11-4). Na Rys. 11-5 pokazano położenie tensometrów elektrooporowych (T). Osiem tensometrów elektrooporowych T1÷T8 posłużyło do obserwacji zmian odkształceń konstrukcji. Tensometry o numerach nieparzystych (T1, T3, T5 i T7) umieszczono od strony wewnętrznej. Pozostałe cztery tensometry o numerach parzystych (T2, T4, T6 i T8) od strony zewnętrznej przeseł. Cztery tensometry T1, T2, T7 i T8 naklejono poziomo w pobliżu blach węzłowych. Zostały one umieszczone w połowie grubości półki górnej blachownicy kratowego dźwigara głównego. Tensometry T1 i T2 umieszczono od strony węzła 4, a T7 i T8 od strony węzła 6. Kolejne cztery tensometry T3÷T6 naklejono pionowo na blachach węzłowych w pobliżu ich końców. Tensometry T3 i T4 umieszczono od strony węzła 4, a T5 i T6 od strony węzła 6. Taki sposób rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych (T) umożliwił zarejestrowanie lokalnych postaci drgań w analizowanym węźle.

Tensometry elektrooporowe T4 i T6 uległy awarii. Natomiast zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe T1÷T3, T5, T7 i T8 zmiany odkształceń przedstawiono na Rys. 11-41 do Rys. 11-46. Dotyczą one przejazdów obciążenia z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor. Każdy z rysunków składa się z czterech części oznaczonych literami od a do d. Elementy składowe każdego rysunku szczegółowo omówiono w rozdziale 11.4.3.3.

Widoczny w części a) Rys. 11-41, zarejestrowany przez tensometr T1 sygnał jest zakłócony. Nie ma możliwości by przeprowadzić analizę drgań z wykorzystaniem wykresów widmowej gęstości mocy (PSD) dla takiego sygnału. Po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra wzrasta możliwość jego analizy. W części b) można już określić charakter oraz zakres zmian odkształceń quasi statycznych w czasie przejazdu obciążenia, a w części c) ujawnia się występowanie przy częstotliwościach $F_{max}=1,74\text{Hz}$ i $12,5\text{Hz}$ spiętrzeń na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD). Jednak dopiero w części d), po wybraniu do analizy 5s fragmentu zarejestrowanego sygnału pomiarowego w czasie, gdy obciążenie znajduje się na obiekcie i poniesieniu częstotliwości dolnej filtra pasmowego na $F_d=10\text{Hz}$, ujawniła się częstotliwość drgań $F_{max}=17,6\text{Hz}$.

Rys. 11-42 dotyczy tensometru elektrooporowego T2. Widoczny w części a), zarejestrowany przez tensometr sygnał jest zakłócony. W części b), po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra, można już określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. W części c) ujawniają spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwościach $F_{max}=1,71\text{Hz}$ i $12,4\text{Hz}$, a w części d) w przy $F_{max}=13,8\text{Hz}$.

Analiza Rys. 11-43, który dotyczy tensometru elektrooporowego T3 daje podobne rezultaty. Widoczny w części a), zarejestrowany przez tensometr T3 sygnał jest silnie zakłócony. Jednak można określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. Charakter ten zostaje potwierdzony po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra w części b). Na obu częściach (a i b) widać wyraźnie, jak w czasie przejazdu obciążenia zmieniają się odkształcenia (naprężenia) w konstrukcji (krzyżulcu). Początkowy skrót (ściskanie) w konstrukcji w miarę posuwania się obciążenia przechodzi w wydłużenie (rozciąganie). W części c) ujawnia się spiętrzenie na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwości $F_{max}=12,4\text{Hz}$, a w części d) F_{max} zawiera się w przedziale od $12,4\text{Hz}$ do $14,6\text{Hz}$.

Silnie zakłócony jest sygnał przedstawiony w części a) Rys. 11-44, która dotyczy tensometru elektrooporowego T5. W części b) można już określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. W części c) ujawniają spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwościach F_{max} w przedziale od $12,3\text{Hz}$ do $12,4\text{Hz}$, a w części d) przy $F_{max}=12,4\text{Hz}$.

Widoczny w części a) Rys. 11-45, a zarejestrowany przez tensometr elektrooporowy T7 sygnał jest również zakłócony. W części b), po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra można określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. W części c) ujawniają

spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwościach F_{max} z przedziału od 12,4Hz do 12,6Hz, a w części d) przy F_{max} od 12,4Hz do 19,2Hz.

Rys. 11-46 dotyczy tensometru elektrooporowego T8. Widoczny w części a) sygnał jest zakłócony. W części b), po obróbce sygnału pomiarowego za pomocą filtra, można określić charakter odkształceń w czasie przejazdu obciążenia. W części c) ujawniają spiętrzenia na wykresie widmowej gęstości mocy (PSD) przy częstotliwości $F_{max}=1,71\text{Hz}$, a w części d) przy F_{max} od 14,8Hz do 17,4Hz.

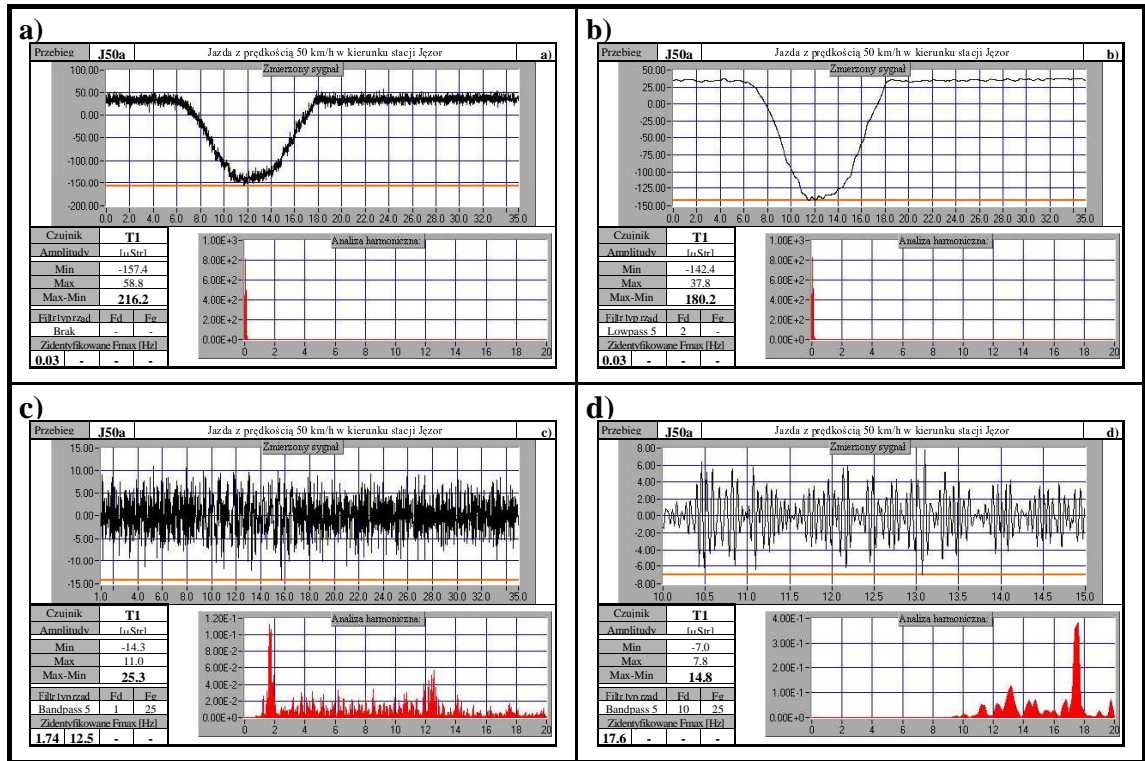
Zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe wartości, które przedstawiono na Rys. 11-41 do Rys. 11-46 zebrano w poniższej Tab. 11-6. Rozpiętości odkształceń konstrukcji przedstawione na tych rysunkach w częściach a÷d, podano w Tab. 11-6 w odpowiednich kolumnach jako (Max-Min). W kolejnych dwóch kolumnach c i d podano zidentyfikowane częstotliwości drgań F_{max} po filtrowaniu sygnału pomiarowego, a przedstawione w odpowiednich częściach (c i d) omawianych rysunków.

Tab. 11-6. Wartości zarejestrowane przez tensometry elektrooporowe T1, T2, T3, T5, T7 i T8

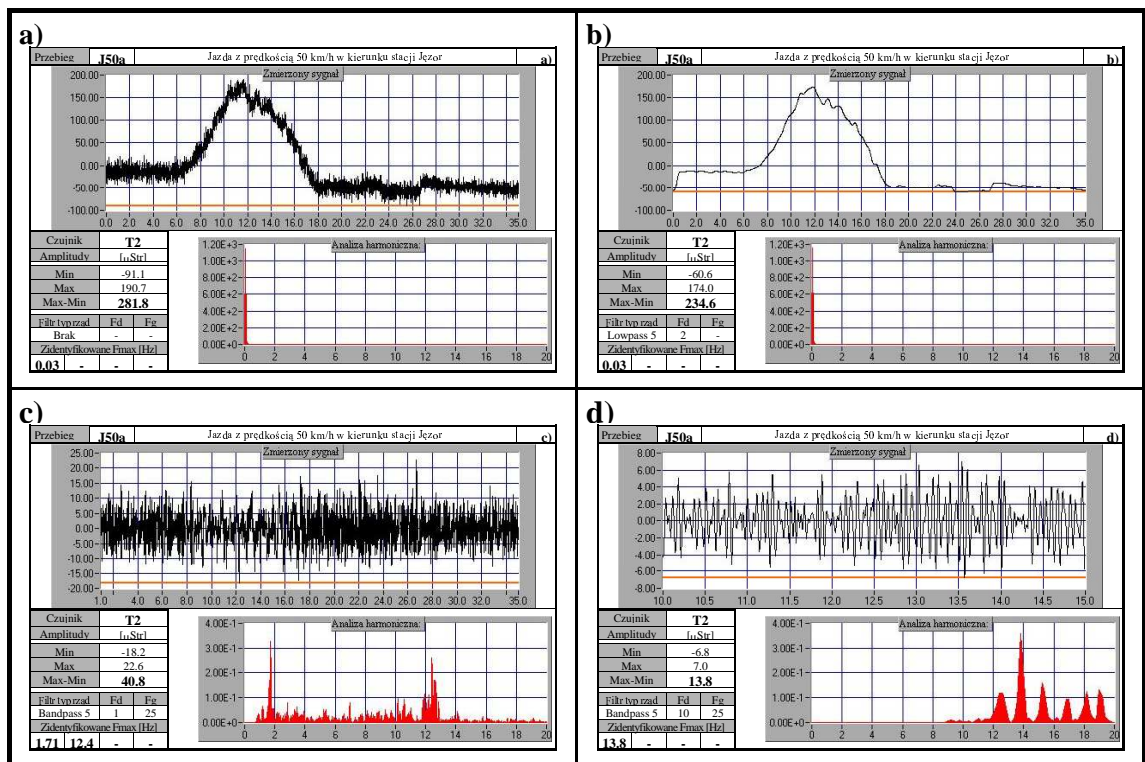
Czujnik	(Max-Min) [μStr]				Zidentyfikowane F_{max} [Hz]	
	a)	b)	c)	d)	c)	d)
T1	216,2	180,2	25,3	14,8	1,74, 12,5	17,6
T2	281,8	234,6	40,8	13,8	1,71, 12,4	13,8
T3	86,6	59,5	22,7	12,3	12,4	12,4÷14,6
T5	72,7	46,4	23,7	11,6	12,3÷12,4	12,4
T7	113,5	89,0	16,2	8,8	12,4÷12,6	12,4÷19,2
T8	142,5	110,7	25,1	9,6	1,71	14,8÷17,4

Sposób rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych T1, T2, T3, T5, T7 i T8 umożliwił ujawnienie lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń. Przy filtrowaniu wg c) ($1\div 25\text{Hz}$) zidentyfikowano częstotliwości drgań F_{max} (spiętrzenia gęstości mocy widmowej) w przedziałach $1,71\div 1,74\text{Hz}$ i $12,3\div 12,6\text{Hz}$ (Tab. 11-6). Pierwszy przedział ($1,71\div 1,74\text{Hz}$), dotyczy drugiej postaci drgań własnych dźwigara głównego. Jej częstotliwość wg przeprowadzonej analizy modalnej w rozdziale 8.6 wynosi prawie $f=1,69\text{Hz}$ (Tab. 8-4). Drugi przedział ($12,3\div 12,6\text{Hz}$), najprawdopodobniej dotyczy lokalnych postaci drgań elementów konstrukcji (krzyżulce lub poprzecznice). Po filtrowaniu wg d) (od 10Hz do 25Hz) zidentyfikowano częstotliwości drgań F_{max} w przedziale $12,4\div 19,2\text{Hz}$ (Tab. 11-6). W przedziale tym częściowo zawierają się wyznaczone teoretycznie w programie [106] częstotliwości przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych (od 19,2Hz do prawie 20,0Hz wg Tab. 8-4).

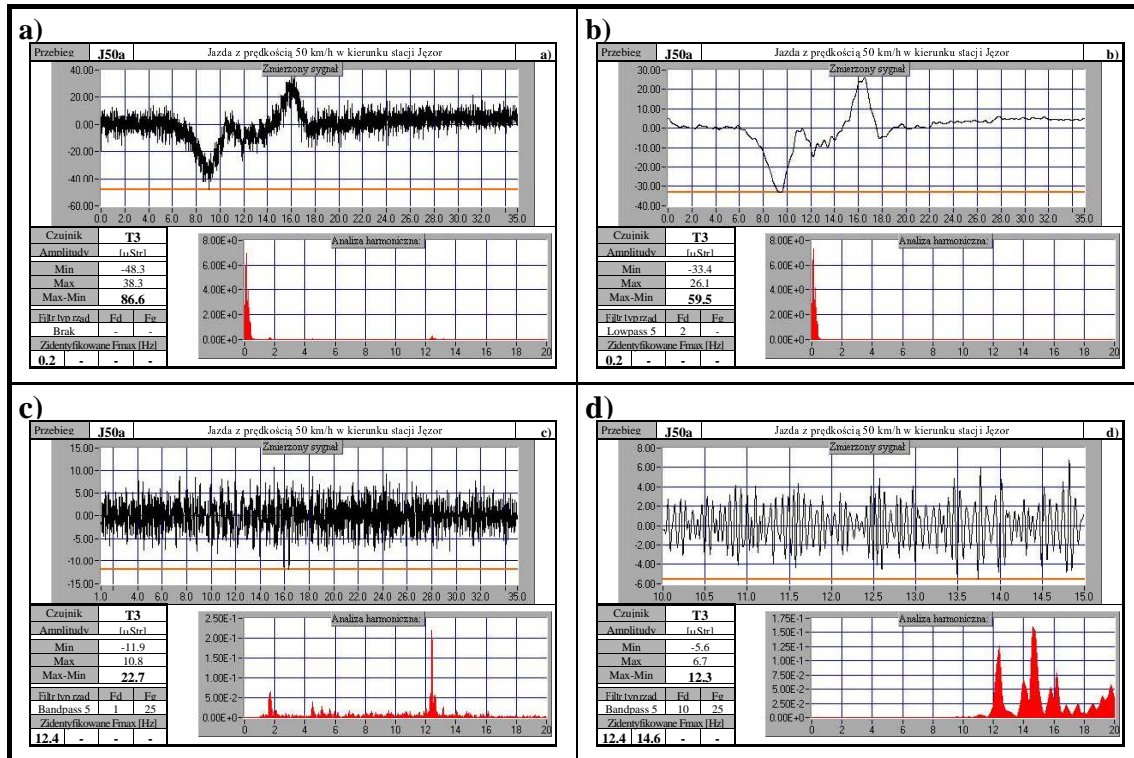
Potwierdza to poprawność zbudowanego modelu obliczeniowego dla przęsła nieuszkodzonego po wzmocnieniu.



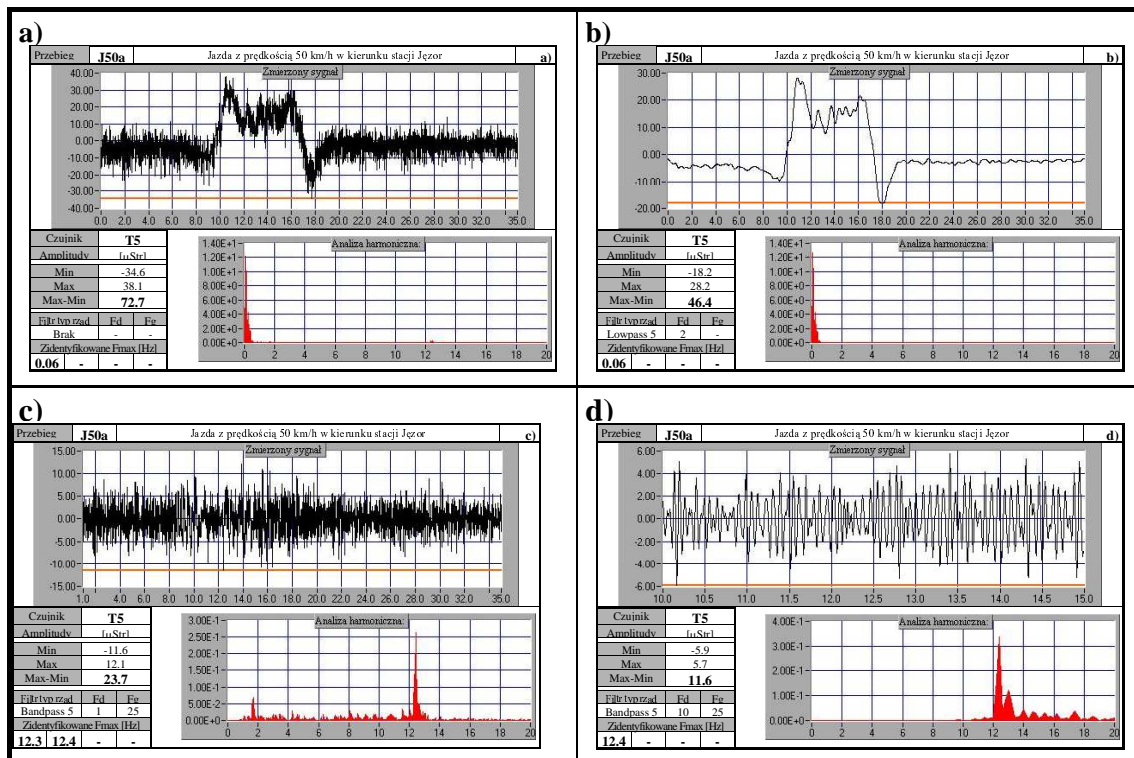
Rys. 11-41. Tensometr T1. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



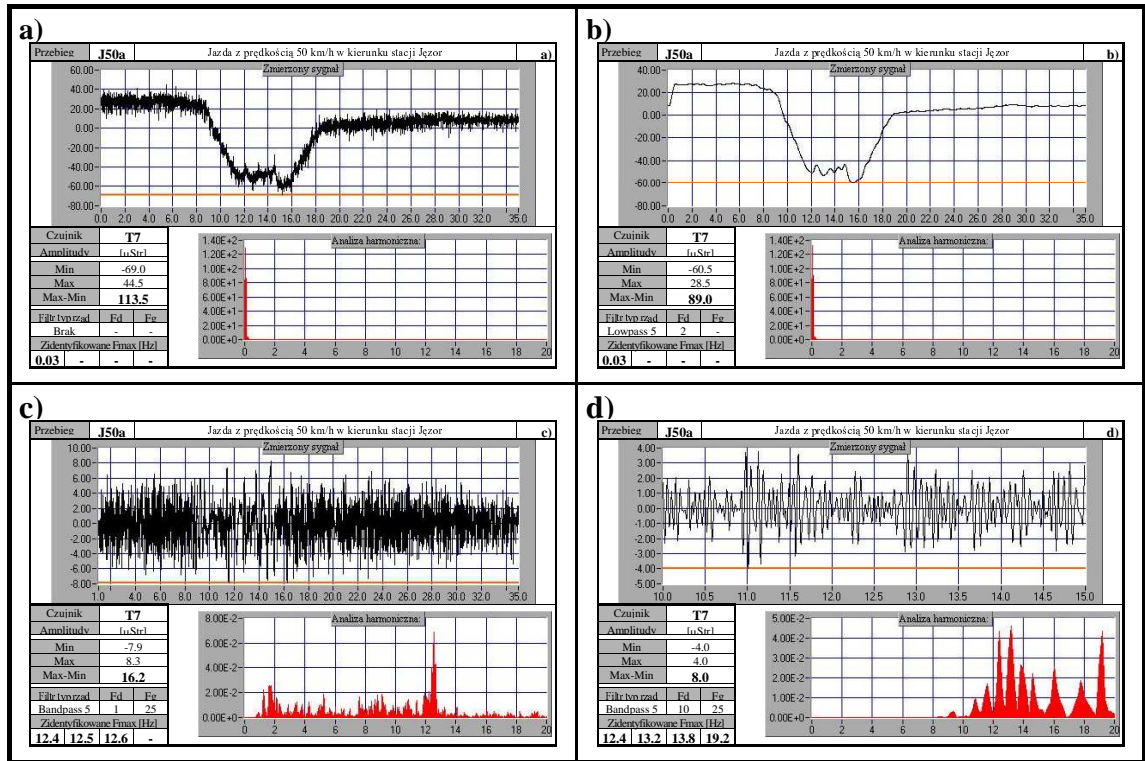
Rys. 11-42. Tensometr T2. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



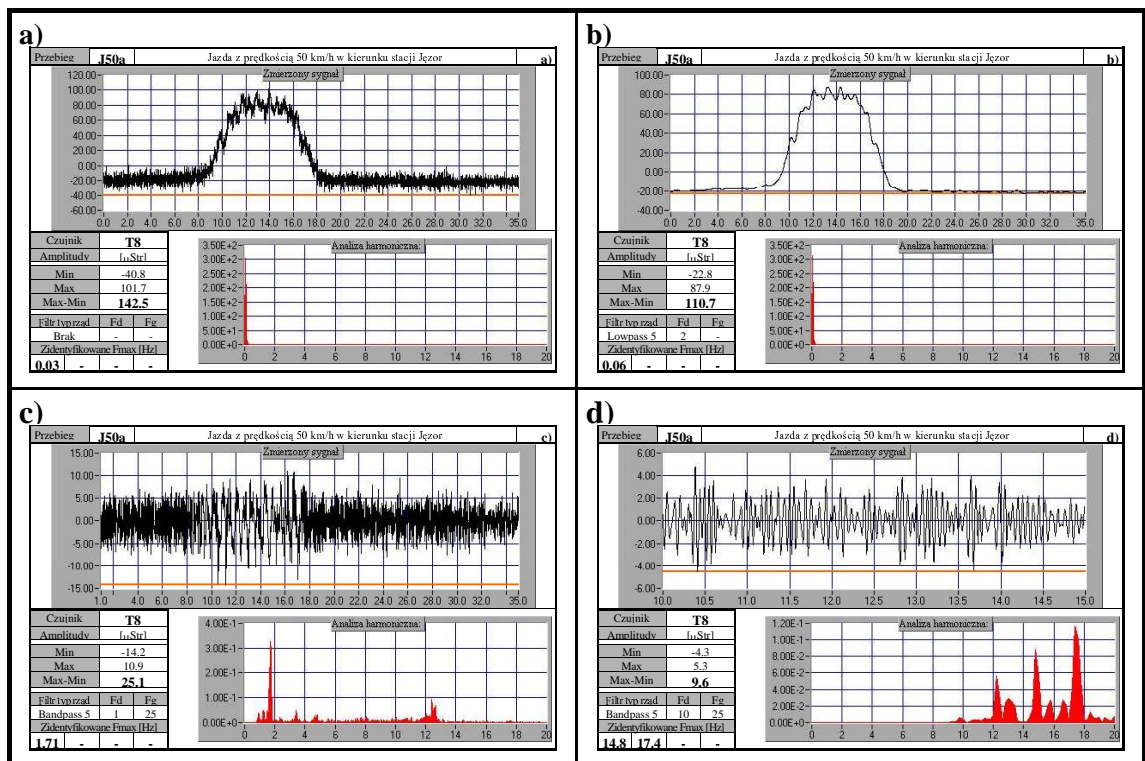
Rys. 11-43. Tensometr T3. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-44. Tensometr T5. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-45. Tensometr T7. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor



Rys. 11-46. Tensometr T8. Jazda z prędkością 50km/h w kierunku stacji Jęzor

Tensometry elektrooporowe T4 i T6- błąd pomiaru!!!

11.5. Podsumowanie

Podsumowując można stwierdzić, że znalezione przez indukcyjne czujniki przemieszczeń (P) pierwsze częstotliwości (spiętrzenia gęstości mocy widmowej) pokrywają się z wyznaczonymi teoretycznie częstotliwościami drugiej postaci drgań własnych w obu badanych przęsłach.

Identyfikację lokalnych postaci drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń zapewniły akcelerometry (A). W obu badanych ustrojach zdecydowana większość spiętrzeń gęstości mocy widmowej została wykryta przy częstotliwościach, które odpowiadają wyznaczonym teoretycznie w programie [106] częstotliwościom przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych. Również sygnał zarejestrowany przez tensometry elektrooporowe (T) potwierdził występowanie spiętrzeń gęstości mocy widmowej w pobliżu wyznaczonych teoretycznie w programie [106] częstotliwości wspomnianych drgań przeciwbieżnych.

11.6. Wnioski

Należy stwierdzić, że indukcyjne czujniki przemieszczeń (P) umożliwiły zarejestrowanie częstotliwości głównych postaci drgań w obu badanych przęsłach. Natomiast zastosowany w czasie badań sposób rozmieszczenia akcelerometrów (A) i tensometrów elektrooporowych (T) zapewnił ujawnienie lokalnych postaci drgań elementów węzła w obu badanych przęsłach.

Zarejestrowane wartości pokrywają się z wyznaczonymi teoretycznie częstotliwościami drgań własnych w tych przęsłach.

Potwierdza to poprawność odpowiednich modeli obliczeniowych badanych węzłów i ich umiejscowienia w konstrukcji przęsła.

12. WNIOSKI

12.1. Podsumowanie

Przedmiotem niniejszej rozprawy, przedstawionym w rozdziale 1, jest ustalenie wiarygodnych przyczyn pęknięcia węzłów kratowego ustroju nośnego pewnego typu mostu kolejowego. Jest to ustrój budowany według typowego projektu, przeznaczony do pokonywania przeszkód o szerokości 93,0m. Właściwie nie jest to klasyczny ustrój kratowy, lecz wzmocniona kratą belka pasa dolnego. Pas ten jest obciążony na całej długości betonowym pomostem za pośrednictwem poprzecznic ulokowanych tak w węzłach kraty jak i poza nimi. Ten zginany pas dolny, ze względu na swe wymiary (szczególnie wysokość), nie ma klasycznej konstrukcji pręta kratownicy. Również węzły kratownicy mają osobliwe rozwiązania konstrukcyjne.

W mostach tego typu zdarzyły się awarie trudne do wytłumaczenia. Mimo licznych wcześniejszych ekspertyz i badań naukowych nie udało się w sposób jednoznaczny ustalić przyczyn awarii. Tutaj zajęto się jednym z tych mostów ze względu na szczególne okoliczności sprzyjające przeprowadzeniu badań porównawczych. Ustrój nośny, który uległ awarii, jest częścią większego obiektu mostowego złożonego z sześciu niezależnych, swobodnie podpartych stalowych przęseł. Cztery z nich to przęsła blachownicowe, a dwa pozostałe to bliźniacze przęsła kratowe. W blachownicowych przęsłach nie stwierdzono żadnych uszkodzeń i nie były one przedmiotem żadnych analiz w tej rozprawie. Natomiast w przęśle kratowym nad torami PKP zauważono pęknięcia w dolnym pasie kratownicy. Pojawiły się one w węzłach położonych w okolicy przerwy w betonowym korycie pomostu. W drugim, bliźniaczym przęśle kratowym, położonym w tym samym torze, nie stwierdzono żadnych uszkodzeń pomimo wielokrotnych i dokładnych oględzin.

Dotąd podawane przyczyny awarii mogły wystąpić w obu przęsłach kratowych. Jednak mimo identycznych obciążeń tylko jedno przęsło uległo awarii. W związku z tym głównej przyczyny należało poszukiwać wśród różnic konstrukcyjnych obydwu przęseł kratowych. Różnice te były na tyle drobne, że w ramach dotychczasowych badań nie znajdowano w nich uzasadnienia odmiennego zachowania się obu obiektów w stanie krytycznym.

W tej rozprawie przedstawiono więc hipotezę, że przyczyną uszkodzeń są lokalne wpływy statyczne i dynamiczne działające na tle rzeczywistego poziomu naprężeń. Wspomniane, lokalne wpływy statyczne i dynamiczne możliwe są do wykrycia jedynie przy wiernym w szczegółach modelowaniu analizowanego węzła. W związku z powyższym zbudowano takie szczegółowe modele obliczeniowe odpowiednich węzłów dwóch kratownic. Pierwszy to model węzła kratownicy, która uległa awarii (węzeł uszkodzony). Drugi to jego odpowiednik w nieuszkodzonej kratownicy (węzeł nieuszkodzony). Ponadto poddano analizie mutacje modeli obliczeniowych obu tych węzłów po wykonaniu napraw (węzeł uszkodzony po wzmocnieniu i węzeł nieuszkodzony po wzmocnieniu).

Dyskretne modele obliczeniowe analizowanych węzłów zbudowano z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES). Obejmowały one swoim zasięgiem przestrzenny fragment:

- w kierunku długości dźwigara głównego fragment pasa dolnego między najbliższymi poprzecznicami pola odległymi o 3,10m od węzła i krzyżulcami do połowy ich długości;
- w kierunku poprzecznym do połowy długości poprzecznic.

Starano się wiernie wymodelować układ pasa, blach węzłowych, żeberek, krzyżulców i poprzecznic. Na obszarach, gdzie szczegółowo analizowano zachowanie się dyskretnego modelu obliczeniowego, siatka elementów skończonych została zagęszczona. Dotyczy to fragmentu położonego w pobliżu miejsc styku blach węzłowych i półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Są to miejsca zagrożone pęknięciem.

Bardzo ważnym zagadnieniem okazało się właściwe podparcie tak zbudowanych modeli obliczeniowych. W przypadku przeprowadzania analizy statycznej wystarczające jest podparcie

dyskretnego modelu obliczeniowego na fikcyjnych, stałych lub sprężystych podporach umieszczonych w odpowiednich węzłach siatki MES. Jednak taki sposób podparcia uniemożliwia wykonanie poprawnej analizy dynamicznej. Określenie charakteru rzeczywistych postaci drgań własnych analizowanych węzłów jako fragmentu konstrukcji jest niemożliwe. A było to jednym z głównych celów budowy modeli obliczeniowych.

Należało tak podeprzeć obliczeniowe modele węzłów, aby zapewnić im odpowiednią sztywność i bezwładność (masę) w kolejnych postaciach drgań, zapewnić swobodę ruchów, którą węzły te posiadają w układzie rzeczywistym oraz wprowadzić brakującą część sztywności i masy odrzuconej części układu (rozdział 6).

Rozwiązaniem, które na to pozwoliło, było zamocowanie analizowanych modeli obliczeniowych węzłów kratownicy w przestrzennych ustrojach prętowych. Z kolei ustroje prętowe (kratownice) podparto na sztywnych podporach, które odbierały im te same stopnie swobody co łożyska w ustroju rzeczywistym.

W rozdziale 2 zamieszczono charakterystyką obiektu. Następnie zbadano jego historię w zakresie zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych w dokumentacji projektowej. Dokonano również szczegółowej analizy dokumentacji budowy oraz wyników wcześniej wykonanych badań obiektu (rozdziały 3 do 5).

W rozprawie przeprowadzono analizę statyczną dla znalezienia lokalnych stanów naprężeń we wszystkich czterech modelach obliczeniowych węzłów (opisano ją w rozdziale 7). Pozwoliła ona na wykrycie lokalnego zginania półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego w miejscu połączenia z blachami węzłowymi. Wyznaczony w tym miejscu poziom naprężeń normalnych σ_{xx} jest najwyższy w węźle uszkodzonym. Charakterystyczna wartość naprężeń rozciągających od obciążeń eksploatacyjnych wynosi w miejscu powstania największego pęknięcia $\sigma_{xx}=316,5\text{MPa}$. Jednak minimalna charakterystyczna granica plastyczności $R_e=333\text{MPa}$ nie została przekroczona. Nie jest to więc poziom wyężenia, który mógłby być jedyną przyczyną powstania uszkodzeń. Natomiast daje bardzo wysokie tło naprężeń dla ewentualnych wpływów zmęczeniowych.

Należy zauważyć, że znalezienie dwóch dodatkowych wpływów w postaci lokalnych momentów zginających w płaszczyźnie pionowej i poziomej nawet już w analizie statycznej stało się możliwe dzięki zbudowaniu dyskretnych modeli obliczeniowych analizowanych węzłów o bardzo wysokim poziomie wierności i szczegółowości w stosunku do obiektów rzeczywistych.

Przeprowadzona w rozdziale 8 analiza modalna pozwoliła na wykrycie pionowych, przeciwnieznnych postaci drgań własnych poprzecznie przydylatacyjnych o okresach T zawartych w przedziale od 0,044s do 0,070s we wszystkich analizowanych modelach obliczeniowych węzłów, choć w różnej liczbie postaci. Takie postaci drgań własnych są niebezpieczne, ponieważ możliwości ich wzbudzenia są duże przy prędkościach przejazdu pociągów w granicach od 40km/h do 65km/h. W celu uwzględnienia efektów dynamicznych wynikających z powyższego przeprowadzono analizę czasową (całkowanie równań ruchu).

Analiza czasowa (rozdział 9) wykazała, że przejazd pojedynczej osi generuje w miejscach pęknięć dodatkowe cykle zmiany naprężeń $\sigma_{xx}(t)$ o okresie $T\approx 0,06\text{s}$ we wszystkich analizowanych modelach węzłów. Jednak największą rozpiętość zmiany naprężeń normalnych $\lambda\sigma_{xx}$ mają w węźle uszkodzonym. W warstwie górnej elementu EZ $\lambda\sigma_{xx}$ wynosi 34,1MPa. Odpowiednia rozpiętość zmian naprężenia $\lambda\sigma_{xx}$ w węźle nieuszkodzonym osiąga 15,5MPa. Podobnie jest w elemencie EW. W węźle uszkodzonym $\lambda\sigma_{xx}$ osiąga 24,7MPa, a w węźle nieuszkodzonym $\lambda\sigma_{xx}$ wynosi 12,2MPa. Pozwoliło to przypuścić, że przyczyną powstania uszkodzeń są wpływy zmęczeniowe.

Przeprowadzona w rozdziale 10 analiza zmęczeniowa pozwoliła ujawnić przyczynę uszkodzeń. Poza jednym wyjątkiem, niezależnie od przyjętych parametrów obliczeniowych, współczynnik kumulacji uszkodzeń D wynosił zero. Wyjątek stanowił środek elementu EZ (warstwa górna) w węźle uszkodzonym (przy przyjęciu granicy wytrzymałości stali $R_m=490\text{MPa}$). Przy tak przyjętych parametrach obliczeniowych, już po przejeździe jednego pociągu, współczynnik kumulacji uszkodzeń D był większy od jedności. Oznacza to, że wszystkie węzły,

w których $D=0$, pracują w warunkach trwałej wytrzymałości zmęczeniowej. Natomiast uzyskana w węźle uszkodzonym wartość $D=1,81$ świadczy o braku trwałej wytrzymałości zmęczeniowej i możliwości szybkiego powstania pęknięcia.

Tak więc analiza obliczeniowa przedstawiona po raz pierwszy w tej rozprawie pozwoliła jednoznacznie wyjaśnić przyczyny awarii. Zdołano obliczeniowo wykazać, dlaczego doszło do awarii w jednym przęśle kratowym, a w drugim, bliźniaczym, identycznie obciążonym przęśle kratowym takie uszkodzenia nie powstały.

Opisane w rozdziale 11 badania terenowe dają dobrą podstawę do przeprowadzenia analizy jakościowej teoretycznych modeli obliczeniowych (rozdział 6). Umożliwiły one weryfikację otrzymanych wyników analizy dynamicznej (rozdział 8) i czasowej (rozdział 9). Zidentyfikowane przez indukcyjne czujniki przemieszczeń (P) pierwsze częstotliwości pokrywają się z wyznaczonymi teoretycznie częstotliwościami drugiej postaci drgań własnych w obu badanych przęsłach. Natomiast lokalne postacie drgań w miejscach wystąpienia uszkodzeń zostały ujawnione przez akcelerometry (A) i tensometry elektrooporowe (T). W obu badanych urządzeniach zdecydowana większość spiętrzeń gęstości mocy widmowej została zidentyfikowana przy częstotliwościach, które odpowiadają wyznaczonym teoretycznie w programie [108], częstotliwościom przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych.

Należy stwierdzić, że indukcyjne czujniki przemieszczeń (P) umożliwiły zarejestrowanie częstotliwości głównych postaci drgań w obu badanych przęsłach. Natomiast zastosowany w czasie badań sposób rozmieszczenia akcelerometrów (A) i tensometrów elektrooporowych (T) zapewnił ujawnienie lokalnych postaci drgań w obu badanych przęsłach.

Zarejestrowane wartości pokrywają się z wyznaczonymi teoretycznie częstotliwościami drgań własnych w obu badanych przęsłach, co potwierdza poprawność odpowiednich modeli obliczeniowych badanych węzłów.

12.2. Kierunki dalszych badań

Z uzyskanymi wynikami powinien być zaznajomiony właściciel przedmiotowego obiektu i obiektów podobnych. Wskazany byłby monitoring tych obiektów z rozmieszczeniem punktów pomiarowych zaproponowanych w przedmiotowej rozprawie. Miałyby on na celu wykrycie długotrwałych zmian cykli naprężeniowych w konstrukcji, a tym samym prognozowanie możliwości ewentualnego wystąpienia awarii. Badania takie mogłyby przyczynić się do rezygnacji z dotąd obowiązujących ograniczeń prędkości przejazdu pociągów na tej linii.

12.3. Wniosek końcowy

Mimo, że w rozprawie jako obiekt poddany rozważaniom teoretycznym i badaniom występują dwa bliźniacze przęsła kratowe dokładnie określonego mostu, to uzyskane wyniki mają znaczenie ogólne. Oba analizowane przęsła kratowe obiektu nr 614 na linii BJD mają specyfikę szczególnie nadającą się do weryfikacji postawionej hipotezy. Natomiast inne przykłady, a szczególnie wiadukt na CMK ([28], [29], [76] i [97]), wskazują na wagę znalezionej i opracowanej w rozprawie metody.

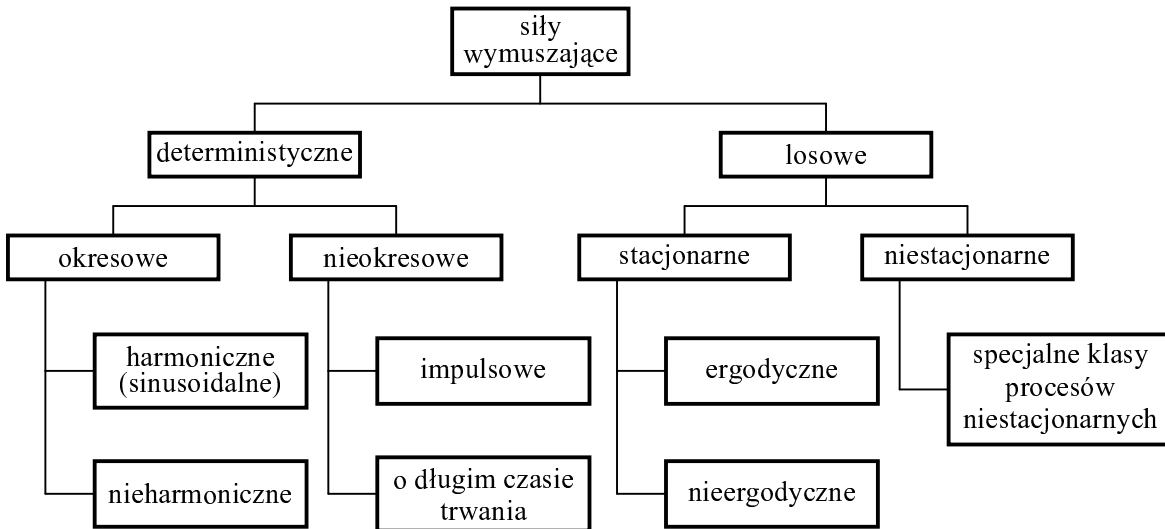
Na podstawie przedstawionych w pracy rozważań, obliczeń oraz wyników badań uważa się, że zasadnicze cele rozprawy doktorskiej zostały osiągnięte, a teza postawiona na wstępie została udowodniona.

13.DODATEK. PODSTAWY WYBRANYCH ZAGADNIENÍ

13.1. Dynamika budowli

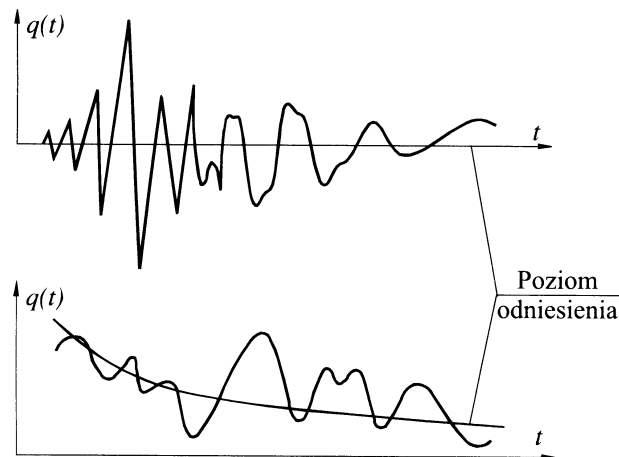
13.1.1 Wprowadzenie

Dział mechaniki zajmujący się ruchem ciał makroskopowych z uwzględnieniem przyczyn powodujących ruch nazywamy dynamiką [45]. Natomiast dynamika budowli jest nauką o drganiach konstrukcji budowlanych lub ich elementów składowych. Określenie reakcji (odpowiedzi konstrukcji), tj. przemieszczeń i naprężeń w konstrukcji budowlanej poddanej działaniu dowolnego obciążenia dynamicznego jest celem dynamiki budowli.



Rys. 13-1. Klasyfikacja sił wymuszających [45]

Mianem ruchu drgającego (drganie) określamy ruch, w którym badana wielkość $q(t)$ (współrzędna) na przemian zbliża się i oddala od pewnej przeciętnej wartości. Wartość przeciętna może być zmienna w czasie t (Rys. 13-2).



Rys. 13-2. Przykłady ruchów drgających [45]

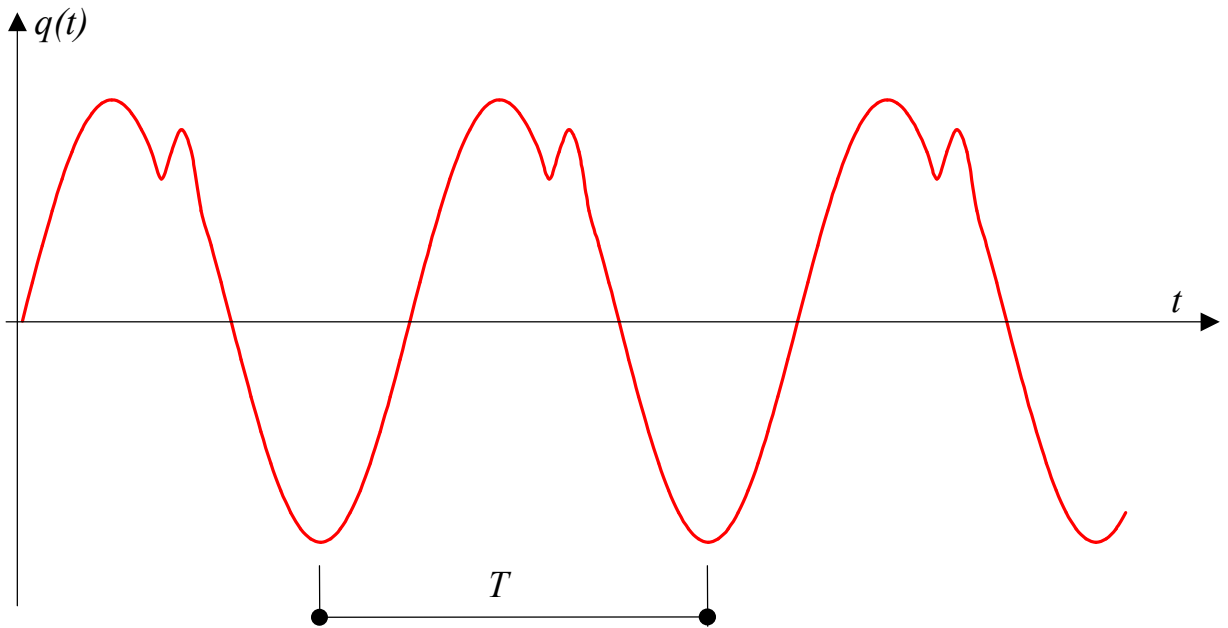
13.1.2 Deterministyczne ruchy drgające

Analogiczny podział jak dla sił wymuszających (Rys. 13-1) można przeprowadzić dla ruchów drgających. Wyróżnia się:

- ruch okresowy, którego współrzędna $q(t)$ spełnia warunek:

$$q(t) = q(t+T) \quad (13-1)$$

gdzie T jest okresem ruchu (Rys. 13-3),



Rys. 13-3. Przykład ruchu okresowego

- ruch nieokresowy, dla którego nie istnieje takie T , że spełniona jest równość (13-1), czyli dla każdej wartości T :

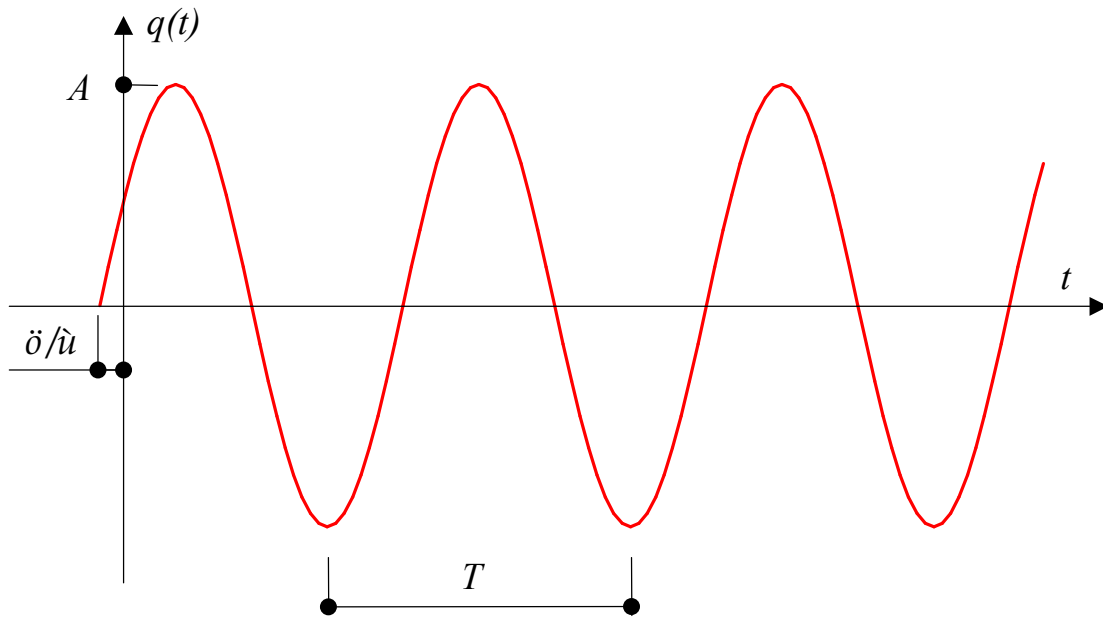
$$q(t) \neq q(t+T) \quad (13-2)$$

Ruch harmoniczny jest najprostszym przypadkiem ruchu okresowego. Jego zapis w formie zwiniętej jest następujący:

$$q(t) = A \sin(\omega t + \varphi) = A \sin(2\pi f t + \varphi) \quad (13-3)$$

gdzie:

- A - amplituda [m];
- T - okres drgań [s];
- ω - częstość kołowa (kątowna) drgań [rad/s];
- f - częstość drgań (liczba drgań w jednej sekundzie) [Hz];
- $\omega t + \varphi$ - kąt fazowy (faza) [rad];
- φ - faza początkowa [rad].



Rys. 13-4. Ruch harmoniczny

Okres drgań T , częstość kołowa drgań ω i częstotliwość drgań f są związane zależnością:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f} \quad (13-4)$$

Wzór (13-3) można również zapisać w formie rozwiniętej:

$$q(t) = q_s \sin \omega t + q_c \cos \omega t \quad (13-5)$$

gdzie:

$$q_s = A \cos \varphi, \quad q_c = A \sin \varphi \quad (13-6)$$

$$a = \sqrt{q_s^2 + q_c^2}, \quad \varphi = \arctan \frac{q_c}{q_s} \quad (13-7)$$

Różniczkowanie względem czasu oznaczamy za pomocą kropek [77]. Przez różniczkowanie równań (13-3) lub (13-5) względem czasu t otrzymujemy prędkość \dot{q} i przyspieszenie \ddot{q} ruchu.

13.1.3 Równania ruchu układu o jednym stopniu swobody

W analizie dynamicznej przyjętego modelu obliczeniowego bardzo ważne jest sformułowanie równań ruchu. Można tego dokonać na podstawie drugiego prawa Newtona lub kilku innych praw mechaniki. Gdy wektor siły i przemieszczenia są współliniowe to drugie prawo Newtona dla punktu materialnego o masie m ma postać:

$$m\ddot{q} = P(q, \dot{q}, t) \quad (13-8)$$

Łatwo zauważyć, że siła P może być funkcją przemieszczenia q , prędkości \dot{q} i czasu t . W dynamice budowli siła ta może być przedstawiona jako suma składników:

$$P(q, \dot{q}, t) = P_s(q) + P_i(\dot{q}) + P(t) \quad (13-9)$$

Zewnętrzna siłą wymuszająca ruch układu jest siła $P(t)$. Siła sprężystości $P_s(q) = kq$ jest zależna od przemieszczenia. Bywa również nazywana siłą restytucyjną lub wznawiającą. Skierowana jest zawsze w kierunku położenia równowagi. Przez k oznaczamy współczynnik

szywności. Siła $P_t(\dot{q})$, skierowana przeciwnie do wektora prędkości, jest w dynamice budowli siłą oporu. W wiskotycznym modelu tłumienia drgań zapisuje się jako $P_t(\dot{q}) = c\dot{q}$. Przez c oznaczamy uogólniony współczynnik tłumienia (oporu) drgań.

Po podstawieniu równania (13-9) do (13-8) oraz jawnych wartości sił (sprężystości i oporu) działających na punkt materialny otrzymujemy równanie ruchu drgań wymuszonych tłumionych dla układu o jednym stopniu swobody:

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = P(t) \quad (13-10)$$

13.1.4 Drgania swobodne tłumione układu o jednym stopniu swobody

Po pominięciu w równaniu (13-10) siły wymuszającej ruch układu otrzymujemy równanie ruchu drgań swobodnych tłumionych:

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = 0 \quad (13-11)$$

Jest to równanie różniczkowe liniowe jednorodnego drugiego rzędu. Całek szczególnych równania poszukujemy w postaci $q = e^{rt}$. Otrzymujemy wówczas równanie charakterystyczne:

$$mr^2 + cr + k = 0 \quad (13-12)$$

Po podzieleniu obustronnie przez m i uwzględnieniu zależności $\omega^2 = k/m$ [45] mamy:

$$r^2 + \frac{c}{m}r + \omega^2 = 0 \quad (13-13)$$

Pierwiastki tego równania są równe:

$$r_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \quad (13-14)$$

Rozwiązanie ma trzy przypadki, w których kryterium przemienności jest tłumienie krytyczne c_k . Wyznacza ono granicę pomiędzy ruchem drgającym a monotonicznie malejącym do zera [66]. Wyznacza się je ze wzoru:

$$c_k = 2m\omega \quad (13-15)$$

Jeśli $c < c_k$, wówczas mówimy o tłumieniu podkrytycznym. Jest to najczęściej występujące tłumienie w drganiach konstrukcji budowlanych. Można wówczas zdefiniować bezwymiarowy stopień tłumienia (ułamek tłumienia krytycznego) jako iloraz:

$$\zeta = \frac{c}{c_k} = \frac{c}{2m\omega} \quad (13-16)$$

Dla $\zeta < 1$ równanie (13-13) ma dwa pierwiastki zespolone sprzężone:

$$r_{1,2} = -\zeta\omega \pm i\omega_d \quad (13-17)$$

gdzie ω_d jest częstotliwością kołową drgań tłumionych:

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (13-18)$$

W konstrukcjach budowlanych liczba tłumienia ζ jest znacznie mniejsza od jedności. Dlatego często przyjmuje się, że $\omega_d = \omega$.

13.1.5 Zagadnienie własne układu o wielu stopniach swobody

W układzie dyskretnym równania ruchu są wyrażone za pomocą zbioru równań różniczkowych zwyczajnych dla skończonej liczby poszukiwanych funkcji (współrzędnych

uogólnionych Lagrange'a) q_1, q_2, \dots, q_n jednej zmiennej rzeczywistej czasu t . Współrzędne uogólnione są zbiorem niezależnych wielkości geometrycznych, za pomocą których można określić wszystkie przemieszczenia lokalne.

Liczba współrzędnych uogólnionych n nie może być mniejsza od liczby dynamicznych stopni swobody d . Często liczbę współrzędnych uogólnionych przyjmuje się równą liczbie dynamicznych stopni swobody, czyli $n=d$. Jest to przypadek tzw. bazy minimalnej.

Macierzowe równanie ruchu układu dyskretnego zapisane we współrzędnych uogólnionych ma następującą postać:

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{F}(t) \quad (13-19)$$

gdzie:

- \mathbf{q} - wektor uogólnionych współrzędnych Lagrange'a;
- \mathbf{B} - macierz bezwładności;
- \mathbf{C} - macierz tłumienia;
- \mathbf{K} - macierz sztywności;
- $\mathbf{F}(t)$ - wektor obciążenia.

Zagadnienie własne, dotyczące drgań swobodnych nietłumionych, opisuje ruch układu dynamicznego bez sił wymuszających $\mathbf{F}(t)$ i bez uwzględniania tłumienia \mathbf{C} . Wówczas równanie (13-19) przyjmuje postać:

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{0} \quad (13-20)$$

gdzie:

- $\mathbf{0}$ - wektor zerowy

Ruch jest spowodowany warunkami początkowymi tj. nadaniem układowi początkowego przemieszczenia (i) lub początkowej prędkości.

$$\mathbf{q}(0) = \mathbf{q}_0 \quad \dot{\mathbf{q}}(0) = \dot{\mathbf{q}}_0 \quad (13-21)$$

Przy założeniu, że drgania własne są ruchem harmonicznym, rozwiązania równania (13-20) z warunkami początkowymi (13-21), poszukuje się w postaci funkcji harmonicznymi o częstotliwości ω i fazie początkowej φ :

$$\mathbf{q}(t) = \tilde{\mathbf{q}} \sin(\omega t + \varphi) \quad (13-22)$$

gdzie:

- $\tilde{\mathbf{q}}$ - wektor amplitud drgań własnych, reprezentujący układ przemieszczeń elementów masowych ustroju w kierunku współrzędnych uogólnionych

Po podstawieniu (13-22) i jego drugiej pochodnej do równania (13-20) otrzymuje się:

$$(-\omega^2 \mathbf{B} + \mathbf{K})\tilde{\mathbf{q}} \sin(\omega t + \varphi) = \mathbf{0} \quad (13-23)$$

Równanie (13-23) musi być spełnione dla dowolnej chwili czasu t , dlatego upraszcza się do:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{B})\tilde{\mathbf{q}} = \mathbf{0} \quad (13-24)$$

Jest to układ liniowych, jednorodnych równań algebraicznych, który ma rozwiązania niezerowe tylko wówczas, gdy:

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{B}) = 0 \quad (13-25)$$

Po rozwinięciu powyższego wyznacznika, otrzymuje się wielomian n -tego stopnia względem ω^2 , dla układu mającego n dynamicznych stopni swobody. Równanie (13-25)

nazywa się równaniem charakterystycznym zagadnienia własnego lub równaniem częstości. Pierwiastkami równania (13-25) są częstości kołowe drgań własnych $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ ($n=d$).

Wektor $\boldsymbol{\omega}$ utworzony ze zbioru częstości uporządkowanych w kolejności wartości rosnących, nazywa się wektorem częstości, a pierwszą częstość ω_1 częstością podstawową.

$$\boldsymbol{\omega} = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \vdots \\ \omega_n \end{bmatrix} \quad (13-26)$$

Każdej częstości ω_i odpowiada takie rozwiązanie $\tilde{\mathbf{q}} = \mathbf{w}_i$, że:

$$(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{B})\mathbf{w}_i = \mathbf{0} \quad (13-27)$$

Wektor \mathbf{w}_i nazywamy i -tym wektorem własnym lub i -tą postacią drgań własnych. Opisuje odkształconą postać układu dynamicznego drgającego z daną częstością drgań własnych ω_i . Zbiór wektorów własnych \mathbf{w}_i tworzy macierz własną \mathbf{W} :

$$\mathbf{W} = [\mathbf{w}_1, \mathbf{w}_2, \dots, \mathbf{w}_n] = \begin{bmatrix} w_{11} & w_{12} & \dots & w_{1n} \\ w_{21} & w_{22} & \dots & w_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ w_{n1} & w_{n2} & \dots & w_{nn} \end{bmatrix} \quad (13-28)$$

Rozwiązanie drgań własnych układu dyskretnego opisanego równaniem ruchu (13-20) jest kombinacją liniową drgań harmoniczných o częstościach kołowych ω_i i amplitudach proporcjonalnych do wektorów własnych \mathbf{w}_i .

Macierz diagonalną, gdzie na głównej przekątnej są kwadraty częstości własnych nazywamy macierzą widmową $\boldsymbol{\Omega}$:

$$\boldsymbol{\Omega} = \text{diag}(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2) = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (13-29)$$

13.1.6 Metoda transformacji własnej

Rozważmy równanie ruchu (13-19), dla którego zakładamy, że $\det(\mathbf{B}) > 0$, czyli $n=d$ (baza minimalna) z warunkami początkowymi (13-21).

Założmy, że zagadnienie własne jest rozstrzygnięte, czyli znany jest wektor częstości $\boldsymbol{\omega}$ (13-26) i macierz własna \mathbf{W} (13-28). Wówczas równanie (13-19) można rozwiązać metodą transformacji własnej. Wektor przemieszczeń przedstawiamy jako sumę składowych postaci drgań:

$$\mathbf{q}(t) = \mathbf{w}_1 y_1(t) + \mathbf{w}_2 y_2(t) + \dots + \mathbf{w}_n y_n(t) = \sum_{i=1}^n \mathbf{w}_i y_i(t) \quad (13-30)$$

Co w zapisie macierzowym przedstawia się następująco:

$$\mathbf{q}(t) = [\mathbf{w}_1, \mathbf{w}_2, \dots, \mathbf{w}_n] = \begin{bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \vdots \\ y_n(t) \end{bmatrix} = \mathbf{W}\mathbf{y} \quad (13-31)$$

Zastosowanie transformacji własnej prowadzi do uproszczenia równań ruchu o wielu stopniach swobody. Równanie ruchu dla przypadku drgań wymuszonych nietłumionych ma postać:

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{F}(t) \quad (13-32)$$

Po podstawieniu zależności (13-30) i wyrażenia na drugą pochodną (13-31) do równania (13-32) otrzymujemy:

$$\mathbf{B}\mathbf{W}\ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{K}\mathbf{W}\mathbf{y} = \mathbf{F}(t) \quad (13-33)$$

Mnożąc lewostronnie przez \mathbf{w}_i^{Tr} otrzymujemy:

$$\mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{W}\ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{W}\mathbf{y} = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{F}(t) \quad (13-34)$$

Można wykazać [45], że wektory własne odpowiadające różnym wartościom wektora częstości (tj. kiedy $\omega_i \neq \omega_j$, i -ta i j -ta częstość drgań własnych), spełniają następujące równości (warunki ortogonalności):

$$\mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_j = 0, \quad \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{w}_j = 0, \quad \text{dla } i \neq j \quad (13-35)$$

Jeżeli składniki równania (13-34) napiszemy w postaci rozwiniętej, to zauważamy, że wszystkie składniki oprócz jednego zawierającego i -ty wektor własny są równe zero. Wynika to z warunków ortogonalności (13-35), czyli:

$$\mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{W}\ddot{\mathbf{y}} = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_1\ddot{y}_1 + \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_2\ddot{y}_2 + \dots + \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_n\ddot{y}_n = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_i\ddot{y}_i \quad (13-36)$$

Analogicznie mamy:

$$\mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{W}\mathbf{y} = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{w}_i y_i \quad (13-37)$$

Układ równań (13-33) po uwzględnieniu zależności (13-36) i (13-37) przyjmuje postać:

$$\mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_i\ddot{y}_i + \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{w}_i y_i = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{F}(t) \quad (13-38)$$

Zauważmy, że człony przy współrzędnych normalnych są skalarami, dlatego wygodnie jest zdefiniować nowe oznaczenia:

$$M_i = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_i \quad (13-39)$$

$$K_i = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{w}_i \quad (13-40)$$

$$P_i = \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{F}(t) \quad (13-41)$$

Wówczas równanie (13-38) można zapisać w postaci:

$$M_i\ddot{y}_i + K_i y_i = P_i(t), \quad \text{dla } i = 1, 2, \dots, n \quad (13-42)$$

Jest to równanie o jednym stopniu swobody dla i -tej współrzędnej odpowiadającej i -tej postaci drgań.

Jeżeli równanie (13-27) pomnożyć lewostronnie przez \mathbf{w}_i^{Tr} , to otrzymamy związek pomiędzy M_i a K_i :

$$\mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{K}\mathbf{w}_i = \omega_i^2 \mathbf{w}_i^{Tr}\mathbf{B}\mathbf{w}_i \quad (13-43)$$

czyli:

$$K_i = \omega_i^2 M_i \quad (13-44)$$

Ostatecznie stwierdzamy więc, że układ równań ruchu (13-33) uległ rozwikłaniu (separacji) i jest układem niezależnych równań:

$$\begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \vdots \\ \ddot{y}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_1^2 \dot{y}_1 \\ \omega_2^2 \dot{y}_2 \\ \vdots \\ \omega_n^2 \dot{y}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{M_1} P_1(t) \\ \frac{1}{M_2} P_2(t) \\ \vdots \\ \frac{1}{M_n} P_n(t) \end{bmatrix} \quad (13-45)$$

z których każde jest równaniem układu o jednym stopniu swobody. Rozwiązania powyższych równań dla dowolnego wymuszenia można przedstawić przy użyciu całki Duhamela z członem reprezentującym wpływ warunków początkowych:

$$y_i(t) = y_{i0} \cos \omega_i t + \frac{\dot{y}_{i0}}{\omega_i} \sin \omega_i t + \frac{1}{\omega_i M_i} \int_0^t P_i(\tau) \sin \omega_i(t - \tau) d\tau \quad (13-46)$$

gdzie y_{i0} i jego pochodna wyznacza się na podstawie:

$$\mathbf{q}_0 = \mathbf{W} \mathbf{y}_0 \quad (13-47)$$

$$\dot{\mathbf{q}}_0 = \mathbf{W} \dot{\mathbf{y}}_0 \quad (13-48)$$

Mnożąc lewostronnie równanie (13-33) przez $\mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B}$ otrzymamy:

$$\mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B} \mathbf{q}_0 = \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B} \mathbf{W} \mathbf{y}_0 = M_i y_{0i} \quad (13-49)$$

stąd:

$$y_{0i} = \frac{1}{M_i} \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B} \mathbf{q}_0 \quad (13-50)$$

W podobny sposób otrzymamy:

$$\dot{y}_{0i} = \frac{1}{M_i} \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B} \dot{\mathbf{q}}_0 \quad (13-51)$$

Końcowe rozwiązanie równania ruchu (13-33) otrzymamy przechodząc od rozwiązania równań typu (13-45) z powrotem do wektora $\mathbf{q}(t)$ zgodnie z zależnością (13-31) tj. dokonując superpozycji kolejnych postaci drgań. Z tych względów opisana metoda nosi nazwę metody superpozycji postaci drgań.

W przypadku drgań wymuszonych tłumionych podstawiając zależność (13-31) i jej pochodne do równania ruchu (13-19) oraz mnożąc lewostronnie przez \mathbf{w}_i^{Tr} otrzymujemy:

$$\mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B} \mathbf{W} \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{C} \mathbf{W} \dot{\mathbf{y}} + \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{K} \mathbf{W} \mathbf{y} = \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{F}(t) \quad (13-52)$$

Warunki ortogonalności wektorów własnych (13-35) powodują, że tylko jeden składnik jest różny od zera w iloczynach macierzowych zawierających macierz \mathbf{B} lub \mathbf{K} w równaniu (13-52). Podobna redukcja może być zastosowana do składnika z macierzą \mathbf{C} , jeśli przyjmiemy, że warunki ortogonalności wektorów własnych są spełnione z wagą tłumienia, czyli:

$$\mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{C} \mathbf{w}_j = 0 \quad \text{dla } i \neq j \quad (13-53)$$

Zachodzi to na przykład, gdy macierz tłumienia może być przedstawiona jako liniowa kombinacja macierzy bezwładności i sztywności:

$$\mathbf{C} = \mu \mathbf{B} + \chi \mathbf{K} \quad (13-54)$$

gdzie μ i χ są współczynnikami proporcjonalności. Przy tym założeniu równanie (13-52) można zapisać układu niezależnych równań różniczkowych, z których i -te równanie ma postać:

$$M_i \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + K_i y_i = P_i(t), \quad \text{dla } i = 1, 2, \dots, n \quad (13-55)$$

gdzie:

$$M_i = \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{B} \mathbf{w}_i \quad (13-56)$$

$$C_i = \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{C} \mathbf{w}_i \quad (13-57)$$

$$K_i = \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{K} \mathbf{w}_i = \omega_i^2 M_i \quad (13-58)$$

$$P_i = \mathbf{w}_i^{Tr} \mathbf{F}(t) \quad (13-59)$$

Po podzieleniu przez M_i obu stron równania (13-55) otrzymamy:

$$\ddot{y}_i + \frac{C_i}{M_i} \dot{y}_i + \frac{K_i}{M_i} y_i = \frac{1}{M_i} P_i(t) \quad (13-60)$$

W układzie o jednym swobodzie, po podstawieniu do (13-16) równania (13-44) i (13-54) liczbę tłumienia dla i -tej postaci drgań można zapisać:

$$\xi_i = \frac{\mu}{2\omega_i} + \frac{\chi\omega_i}{2} \quad (13-61)$$

Po wykorzystaniu zależności (13-16) i (13-44) równanie (13-60) przyjmuje postać:

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{1}{M_i} P_i(t) \quad (13-62)$$

Równania różniczkowe (13-62) są równaniami układów o jednym, i -tym stopniu swobody. Całka ogólna dla i -teg równania typu (13-62) przyjmuje postać:

$$y_i(t) = e^{-\xi_i \omega_i t} \left[\frac{\dot{y}_{i0} + y_{i0} \xi_i \omega_i}{\omega_{id}} \sin \omega_{id} t + y_{i0} \cos \omega_{id} t \right] + \frac{1}{M_i \omega_{id}} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{id} (t-\tau) d\tau \quad (13-63)$$

gdzie:

$$\omega_{id} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (13-64)$$

Pierwszy składnik równania (13-63) reprezentuje wpływ warunków początkowych, przy czym wartości y_{i0} i jego pochodną należy obliczać z zależności (13-50) i (13-51).

Końcowe rozwiązanie równania ruchu (13-19) otrzymamy przechodząc z powrotem do współrzędnych wektora \mathbf{q} po uprzednim zsumowaniu rozwiązań dla kolejnych postaci własnych, czyli dokonując superpozycji postaci drgań zgodnie ze wzorem (13-30).

Opracowano na podstawie [43] do [45], [56] i [66].

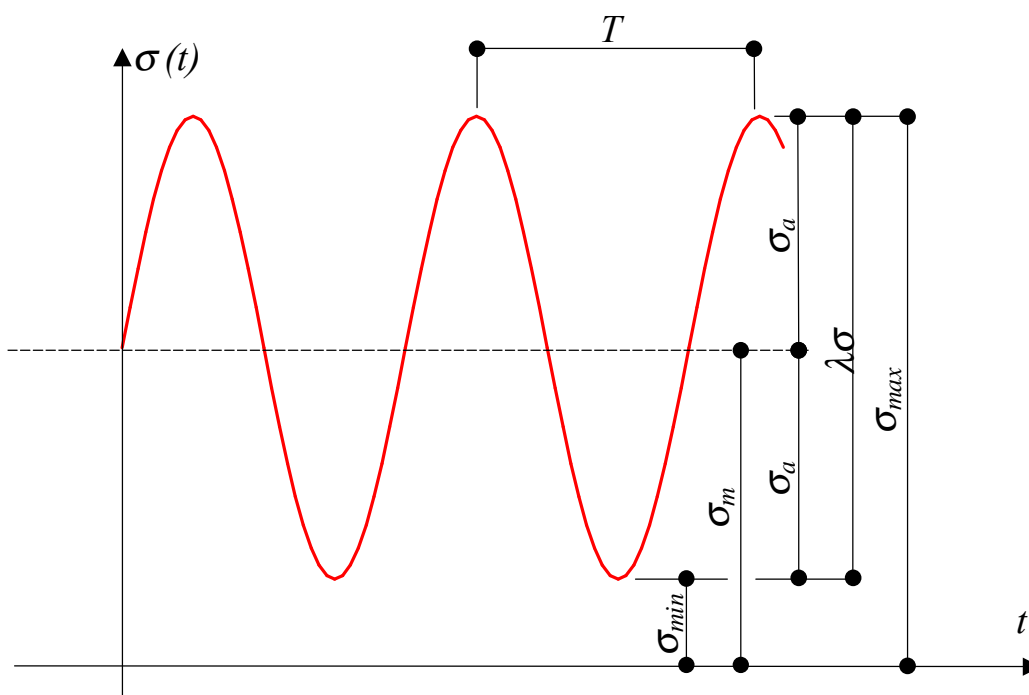
13.2. Wytrzymałość zmęczeniowa

13.2.1 Wprowadzenie

Jak już podano w rozdziale 13.1.1, siłami wymuszającymi nazywamy obciążenia zmienne zależne tylko od czasu t . Ich podział przedstawiono na Rys. 13-1. Zgodnie z tym podziałem, do obciążeń deterministycznych zaliczamy takie, które można opisać za pomocą ścisłych zależności matematycznych.

Obciążenia zmienne, którym podlegają elementy konstrukcji, mogą mieć charakter przebiegów ustalonych lub nieustalonych w czasie t . Przy obciążeniach ustalonych siły działające na konstrukcję zmieniają się w sposób okresowy. Oznacza to, że rozpatrywane w dowolnej chwili obciążenie powtarza się identycznie po upływie pewnego stałego przedziału czasu T , zwanego okresem.

W najprostszym przypadku ustalone obciążenie zmienne jest funkcją harmoniczną (sinusoidalną) czasu t . Jej opis matematyczny jest analogiczny jak przedstawiony w rozdziale 13.1.2 opis harmonicznego ruchu drgającego. Wykres naprężeń od takiego obciążenia przedstawiono na poniższym Rys. 13-5.



Rys. 13-5. Naprężenia przy ustalonym (sinusoidalnym) obciążeniu zmiennym

Wielkości charakterystyczne cyklu naprężeń o okresie T definiuje się następująco:

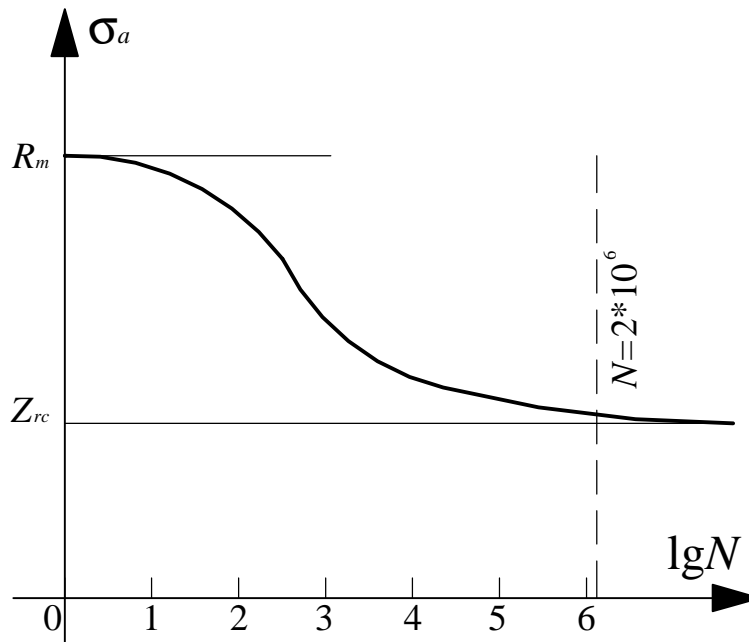
- σ_{max} – największe (co do wartości bezwzględnej) naprężenie;
- σ_{min} – najmniejsze (co do wartości bezwzględnej) naprężenie;
- σ_a – amplituda naprężeń zmiennych;
- $\sigma_m = (\sigma_{max} + \sigma_{min}) / 2$ – naprężenie średnie;
- $\lambda\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ – rozpiętość naprężeń zmiennych;
- $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ – współczynnik asymetrii cyklu obciążeń (naprężenia są przyjmowane z odpowiednimi znakami), $-1 \leq \rho \leq +1$.

13.2.2 Wykresy zmęczeniowe

Granice wytrzymałości zmęczeniowej materiału (stali) nazywa się często wytrzymałością zmęczeniową. Jej wartość odpowiada poziomowi naprężenia niszczącego po nieskończonej liczbie cykli obciążeń ($N=\infty$). Wytrzymałość zmęczeniową oznacza się przez Z oraz indeks charakteryzujący rodzaj obciążeń. Poniżej podano przykładowe oznaczenia:

- Z_{rc} - wytrzymałość zmęczeniowa przy obciążeniu osiowym (rozciąganie i ściskanie wahadłowe $\rho=-1$);
- Z_{rj} - wytrzymałość zmęczeniowa dla rozciągania jednoznakowego (tzw. tętniącego $\rho=0$);
- Z_{cj} - wytrzymałość zmęczeniowa dla ściskania jednoznakowego (tzw. tętniącego $\rho=0$).

Wyniki badań wytrzymałości zmęczeniowej często przedstawia się w kartezyjskim układzie współrzędnych. Otrzymaną krzywą nazywamy wykresem Wöhlera. W układzie półlogarytmicznym wykres taki przedstawiono na poniższym Rys. 13-6.



Rys. 13-6. Wykres Wöhlera dla stali [48]

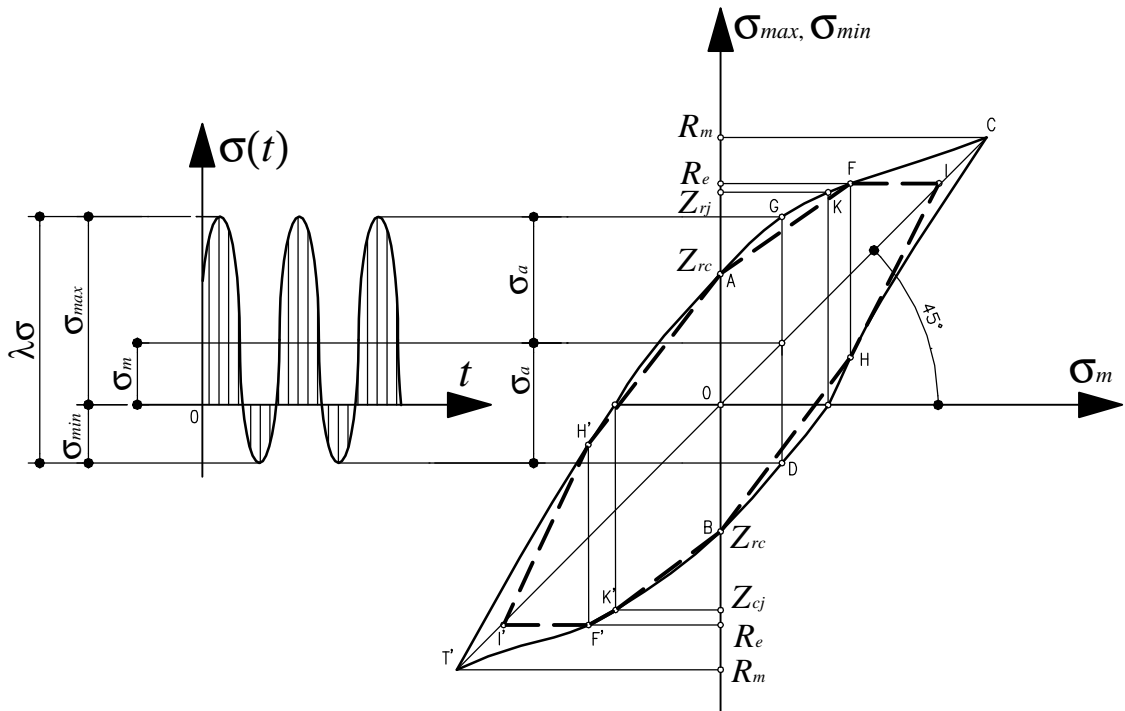
Amplituda naprężeń zmiennych σ_a dla obciążenia wahadłowego ($\rho=-1$) i zmiennej liczby cykli obciążenia N zawiera się między wartością wytrzymałości stali na rozciąganie R_m , a wartością asymptotyczną Z_{rc} (Rys. 13-6). Zwykle przyjmuje się, iż $Z_{rc}=\sigma_a$ dla $N=2 \cdot 10^6$ cykli obciążenia.

Według badań z 1971r. wykonanych przez Instytut EMPA w Zurychu dla stali St52 o $R_m=510$ MPa, $Z_{rc}=166,7$ MPa, a $Z_{rj}=294,2$ MPa [48]. Jednak obecnie wiadomo, że wytrzymałość zmęczeniowa stali praktycznie nie zależy od jej gatunku [65].

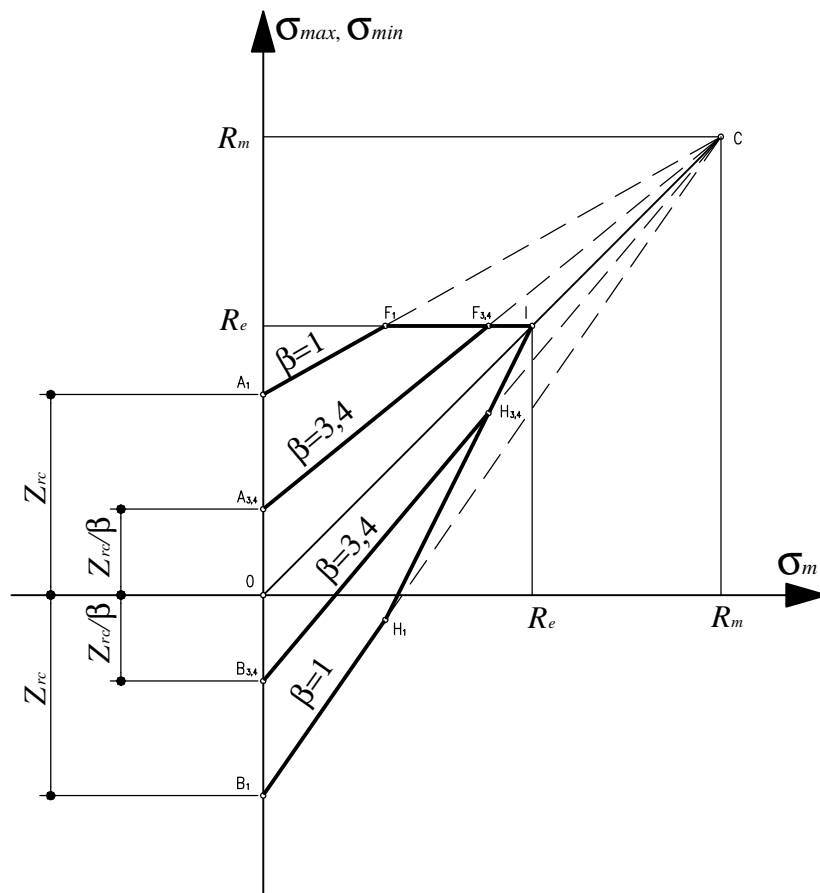
Wytrzymałość zmęczeniowa zależy nie tylko od liczby cykli obciążenia N , ale i od stosunku naprężeń minimalnych σ_{min} do naprężeń maksymalnych σ_{max} . Wyniki takich badań można przedstawić na tzw. wykresie Smitha, który jest graficznym zestawieniem wytrzymałości zmęczeniowych dla szeregu różnych wartości naprężenia średniego σ_m i amplitudy cyklu σ_a .

Ze względu na niebezpieczeństwo pojawienia się w materiale (stali) odkształceń plastycznych ogranicza się wykres Smitha liniami poziomymi FI i F'I' (R_e) modyfikując jednocześnie przebieg wykresu przez wprowadzenie odpowiednich odcinków HI i H'I'. Ponadto stosuje się jeszcze uproszczenia polegające na zastąpieniu pozostałych krzywoliniowych części

wykresu odcinkami AF, BH, BF' i AH'. Linia przerywaną oznaczono wykres ograniczony, odnoszący się do obciążeń poniżej granicy plastyczności materiału (Rys. 13-7).



Rys. 13-7. Budowa wykresu Smitha funkcji $\sigma_{max} = f(\sigma_m)$ [50]



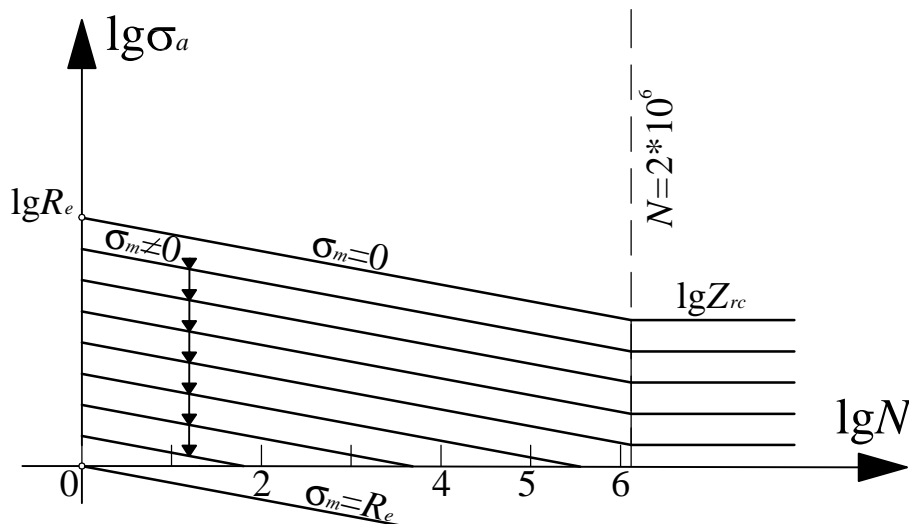
Rys. 13-8. Aproksymacja wykresu Smitha dla $\beta=1$ i $\beta=3,4$ [48]

Przy ocenie wytrzymałości zmęczeniowej elementu z karbem (nacięcie brzegu, wykonanie otworu lub spoiny, zmiana kształtu) należy wziąć pod uwagę nierównomierny rozkład naprężeń w jego przekroju. Koncentracja naprężeń w pobliżu miejsc osłabionych wpływa zasadniczo na wytrzymałość zmęczeniową. W obliczeniach uwzględniamy ten wpływ poprzez wprowadzenie współczynnika działania karbu β , obliczanego jako stosunek wytrzymałości zmęczeniowej Z_{rc} materiału rodzimego (próbka bez karbu) do wytrzymałości Z_{krc} próbki z karbem danego typu (przy tej samej liczbie cykli obciążeń N).

$$\beta = \frac{Z_{rc}}{Z_{krc}} \quad (13-65)$$

Często wykresy zmęczeniowe rysuje się jedynie w zakresie dodatnich wartości σ_m przyjmując, że całkowity wykres jest biegunowo symetryczny względem początku O układu współrzędnych. Aproxymację wykresu Smitha w zakresie dodatnich σ_m z uwzględnieniem współczynnika działania karbu $\beta=1$ i $\beta=3,4$ przedstawiono na Rys. 13-8.

Trójwymiarowy wykres Wöhlera (Rys. 13-10) ilustruje związek fizyczny pomiędzy liczbą cykli obciążenia N (doprowadzających do zniszczenia) a ich amplitudą σ_a przy różnych poziomach naprężeń średnich σ_m [53]. Powinien on być wyznaczony z doświadczeń, niewątpliwie długotrwałych i kosztownych. Istnieje jednak możliwość teoretycznego wyznaczenia go. Możliwe jest to na podstawie znajomości wykresu Smitha (Rys. 13-7, Rys. 13-8) i dwuwymiarowego wykresu Wöhlera (Rys. 13-6).



Rys. 13-9. Rzut trójwymiarowego wykresu Wöhlera [53]

13.2.3 Teoria Palmgren-Minera (P-M)

Związki opisujące wytrzymałość zmęczeniową elementu, które wcześniej przedstawiono, zostały określone na podstawie badań przeprowadzonych przy obciążeniu harmonicznym (sinusoidalnym). Uszkodzenie D , którego element doznaje pod wpływem takiego obciążenia, określamy ze wzoru:

$$D = \frac{n}{N} \quad (13-66)$$

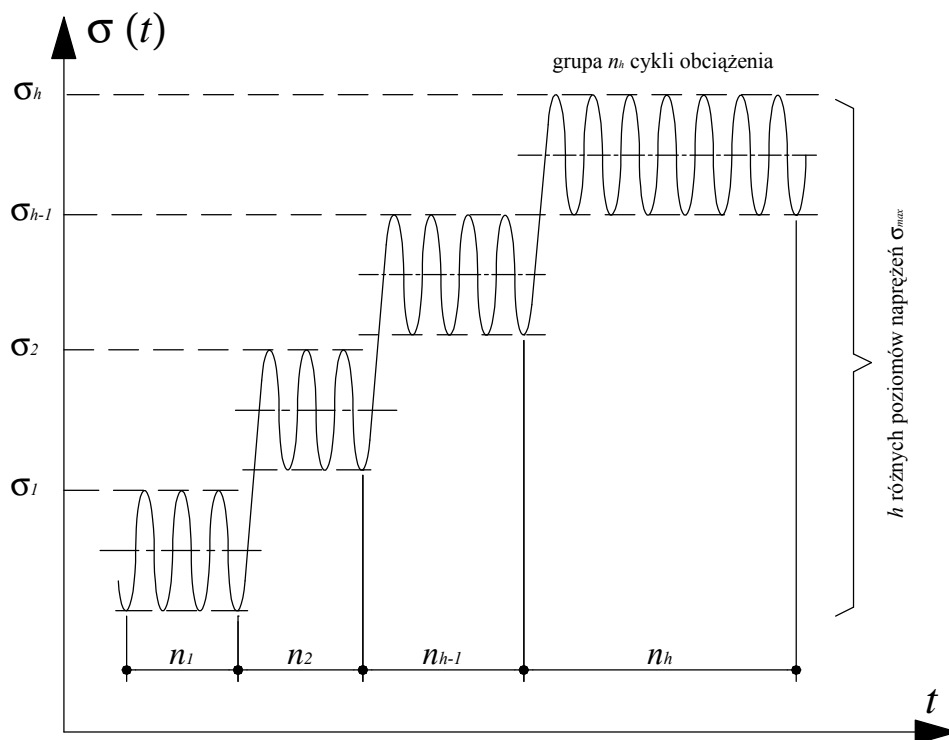
gdzie:

n - liczba cykli obciążeń czysto sinusoidalnych, któremu poddano element;

N - osiągnięta żywotność przy tych samych parametrach obciążenia.

Można zauważyć, że $D \leq 1$.

Jednak w konstrukcjach rzeczywistych bardzo często mamy do czynienia z niestalonymi cyklami zmiany obciążenia. Naprężenia σ_{max} i σ_{min} zmieniają się w różny sposób, albo jako zmienne losowe, albo jako parametry dowolnej ciągłej funkcji czasu t , przyjmując parametry z dość szerokiego przedziału. Jeśli ustalenie parametrów funkcji nie jest możliwe, wprowadza się pewne uproszczenia, które umożliwiają podzielenie całego widma obciążeń na kilka wyraźnych poziomów. Na Rys. 13-10 przedstawiono widmo obciążeń o h poziomach naprężeń σ_{max} . Oznaczenie max przy naprężeniach pominięto dla przejrzystości.



Rys. 13-10. Wielopoziomowe widma naprężeń sinusoidalnych [48]

Obecnie istnieje co najmniej kilka teorii, dzięki którym można wyznaczyć żywotność elementu na podstawie złożonego przebiegu widm obciążeń. Teorie te określa się jako teorie sumowania uszkodzeń. Bazują na założeniu, że dane widmo obciążeń daje się przedstawić w postaci funkcji sinusoidalnych o kilku poziomach naprężeń maksymalnych (lub średnich). Takie założenia umożliwiają wykorzystanie wyników badań uzyskanych przy obciążeniu harmonicznym (czysto sinusoidalnym o stałych parametrach funkcji obciążenia). Jedną z nich jest teoria Palmgren-Minera (P-M). Zgodnie z nią, uszkodzenie D zakumulowane do momentu zniszczenia elementu jest równe:

$$D = \sum_{i=1}^h \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (13-67)$$

gdzie:

h – liczba poziomów naprężeń;

n_i – liczba cykli obciążenia o jednakowym naprężeniu maksymalnym σ_i ;

N_i – żywotność przy tych samych parametrach obciążenia (naprężeniu maksymalnym σ_i).

W oparciu o równanie (13-67), wykres Smitha (Rys. 13-7) z uwzględnieniem współczynnika działania karbu β (13-65) i rzut trójwymiarowego wykresu Wöhlera (Rys. 13-10), opracowano program komputerowy *PZmecz3* [107]. Program ten został wykorzystany do wyznaczenia współczynnika kumulacji uszkodzeń D w analizowanych węzłach.

Opracowano na podstawie [48], [50], [53] i [61].

LITERATURA I MATERIAŁY

A. Materiały

- [1] *Opinia geologiczno-górnicza i budowlana dla obiektu nr 614 na projektowanej łącznicy kolejowej Jęzor-posterunek Dorota*. Zespół rzeczoznawców SITG, Katowice, wrzesień 1979.
- [2] *Łącznica BJD. Projekt techniczny wiaduktu kolejowego w km 4,460 toru nr 1. Obiekt nr 614. Wersja 2. Kratownica o $L_t = 93,0$ m. Opis techniczny i obliczenia statyczne*. CBPBBK KOLPROJEKT, Warszawa, grudzień 1981.
- [3] *Łącznica BJD. Koncepcja adaptacji przęsła kratowego o $L_t = 93,0$ m zaprojektowanego dla CMK do potrzeb wiaduktu kolejowego w km 4,460 toru nr 1. Obiekt nr 614. Wersja 2*. CBPBBK KOLPROJEKT, Warszawa, luty 1982.
- [4] *Łącznica BJD. Projekt techniczny wiaduktu kolejowego w km 4,460 toru nr 1. Obiekt nr 614. Wersja 2. Adaptacja przęsła kratowego o $L_t = 93,0$ m zaprojektowanego dla CMK*. CBPBBK KOLPROJEKT, Warszawa, lipiec 1982.
- [5] *Łącznica BJD. Wiadukt kolejowy w km 4,460 toru nr 1. Obiekt nr 614. Wersja 2. Kratownica o $L_t = 93,0$ m (dokumentacja zamienna)*. PKP Biuro Projektów Kolejowych, Katowice, maj 1984.
- [6] Dzienniki Budowy, nr 1÷6, 1982÷1989.
- [7] Protokoły odbioru wewnętrznego konstrukcji stalowej przęseł (5 sztuk) z 14.12.1983, 9.01.1984, 12.02.1985, 18.03.1985 i 27.04.1985 spisane na wytwórni KZKS i UD Starosielce.
- [8] Protokoły odbioru konstrukcji stalowej przęseł po próbnym montażu (5 sztuk) z 16.12.1983, 12.01.1984, 20.11.1984, 6.02.1985 i 10.04.1985 spisane na wytwórni KZKS i UD Starosielce.
- [9] Protokół z przeprowadzonych badań rentgenograficznych z dnia 27.04.1985 wraz z radiogramami (13 stron) i szkicem rozmieszczenia prześwietlanych spoin.
- [10] Szkic tyczeniowy (inventaryzacja wysokościowa podpór). Oddział Geodezyjny DOKP Katowice, Katowice 1987.
- [11] Sprawozdanie z przeprowadzonego w dniach 26 i 27.11.1987 oraz 1 i 9.12.1987 (...) próbnego obciążenia (...). PKP ZBM Centralne Laboratorium Budowlane w Warszawie, Warszawa, styczeń 1988.
- [12] Atesty hutnicze stali zbrojeniowej (22 sztuki, z czego 5 odpisów), wraz z oświadczeniem Wykonawcy o zastosowaniu stali objętej atestem.
- [13] Zaświadczenia komisarycznego odbioru technicznego konstrukcji stalowej (43 sztuki).
- [14] Protokoły badań wytrzymałości próbek betonu.
- [15] Protokół odbioru końcowego obiektu wraz z protokołami usunięcia usterek.
- [16] *Projekt kompleksowego zabezpieczenia i rekonstrukcji uszkodzonego mostu kolejowego w km 4,460 linii PKP Dorota-Jęzor-Mysłowice-Brzezinka. Część I. Wstępna ocena stanu technicznego*. Biuro Techniczne MOSTOCONSULT, Gliwice, grudzień 1992.
- [17] *Most kolejowy w km 4,460 linii PKP Dorota-Jęzor-Mysłowice-Brzezinka. Badania pęknięć – badania stali. Etap I*. Biuro Techniczne MOSTOCONSULT, Gliwice, grudzień 1992.
- [18] *Operat techniczny z pomiarów geodezyjnych wiaduktu „Maczki”. Pomiary deformacji. Inventaryzacja konstrukcji*. Przedsiębiorstwo Usług Metrologicznych PRECYZJA, Katowice, grudzień 1992.

- [19] *Projekt techniczny zabezpieczenia uszkodzonego przęsła mostu kolejowego w km 4,460 łącznicy Brzezinka-Jęzor-Dorota (tor nr 1) – obiekt 614 B-J-D*, Biuro Techniczne MOSTOCONSULT, Gliwice, listopad 1992.
- [20] *Projekt techniczny zabezpieczenia i rekonstrukcji mostu kolejowego w km 4,460 linii PKP Dorota-Jęzor-Mysłowice-Brzezinka. Część II. Ocena stanu technicznego. Analiza przyczyn uszkodzeń*. Biuro Techniczne MOSTOCONSULT, Gliwice, styczeń 1993.
- [21] *Projekt zabezpieczania i rekonstrukcji mostu kolejowego w km 4,460 linii PKP Dorota-Jęzor-Mysłowice-Brzezinka. Część III. Projekt naprawy i rekonstrukcji. (A. Założenia. B. Projekt techniczny)*. Biuro Techniczne MOSTOCONSULT, Gliwice, kwiecień 1993.
- [22] *Operat techniczny z pomiarów geodezyjnych wiaduktu w km 4,460 linii kolejowej Dorota-Jęzor-Brzezinka po jego odbudowie*. Przedsiębiorstwo Usług Metrologicznych PRECYZJA, Katowice, listopad 1993.
- [23] *Sprawozdanie z pomiarów statycznych i dynamicznych przęsła o długości 93m wiaduktu kolejowego nr 614 w km 4,460 w torze nr 1 linii BJD*. Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, Kraków, grudzień 1993.
- [24] *Projekt zabezpieczenia i rekonstrukcji mostu kolejowego w km 4,460 linii PKP Dorota-Jęzor-Mysłowice-Brzezinka. Część IV. Orzeczenie odbiorcze*. Biuro Techniczne MOSTOCONSULT, Gliwice, styczeń 1994.
- [25] *Program rozszerzonych badań wiaduktu kolejowego nr 614 w km 4,460 w torze nr 1 linii BJD*. Katedra Budowy Mostów Politechniki Śląskiej, Gliwice, sierpień 1994.
- [26] *Sprawozdanie z pomiarów statycznych i dynamicznych dwóch przęseł wiaduktu kolejowego nr 614 w km 4,460 w torze nr 1 linii BJD o długości 93m*. Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, Kraków, grudzień 1994.
- [27] *Orzeczenie dotyczące wyników poszerzonych badań mostu kolejowego w km 4,460 linii PKP Dorota-Jęzor-Brzezinka*. Katedra Budowy Mostów Politechniki Śląskiej, Gliwice, styczeń 1995.
- [28] *Orzeczenie przyczyn uszkodzeń oraz opracowanie dokumentacji naprawy mostu stalowego w km 214,863 linii CMK tor 1*. Katedra Budownictwa Metalowego i teorii Konstrukcji Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, październik 1994.
- [29] *Analiza stanu nośności jezdni zespolonej stalowego mostu kratownicowego w km 214,863 linii CMK tor 1*, Biuro Projektów Kolejowych, Lublin, czerwiec 1995.

B. Literatura

- [30] Ang A.H.S, Munse W.H., *Practical reliability basis for structural fatigue*. Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Nr 17/1975.
- [31] Abratański A., Kawecki J. *Badanie właściwości dynamicznych mostu stalowego*. XLVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Opole-Krynica 2002..
- [32] Augustyn J., Śledziwski E., *Awarie konstrukcji stalowych*. Arkady, Warszawa 1976.
- [33] Bachmann H. et al., *Vibration problems in structures. Practical guidelines*. Birkhäuser Verlag, Basel-Boston-Berlin 1995.
- [34] Burczyński T., *Metoda elementów brzegowych w mechanice*. WNT, Warszawa 1995.
- [35] Ciesielski R., Gumiński A., Pieronek M., *Doświadczenia z badań dynamicznych mostów*. Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej. Budownictwo z. 20, Gliwice 1967.
- [36] Ciesielski R., Kawecki J., Pieronek M., *Doświadczalne określanie charakterystyk dynamicznych wybranych mostów stalowych*. XXVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1982.

- [37] Ciesielski R. *Uszkodzony stalowy most powłokowo-żebrowy po 8-letniej eksploatacji*. II Konferencja „Bezpieczeństwo budowli mostowych”, Wrocław 1982.
- [38] Ciesielski R., Wrana B., *Dynamical properties of truss-shell bridge, new analytical full-scale investigations*. The Seventeenth Czech and Slovak International Conference on Steel Structures and Bridges, Bratislava, Slovakia, 09,1994.
- [39] Ciesielski R., *Modelling. Identification. State-of-Art*. IX International Conference on Metal Structures, Kraków, Poland, 26-30 June 1995.
- [40] Ciesielski R., Abratański A. *Specyfika cech dynamicznych wybranych stalowych mostów drogowych*. XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Poznań-Krynica 1997.
- [41] Ciesielski R., Wrana B., *Specificity of dynamic analysis of reinforced concrete foundations under turbogenerators*. Journal of Theoretical and applied Mechanics 2, 38, 2000.
- [42] Ciesielski R., *O identyfikacji parametrów dynamicznych budowli*. Inżynieria i Budownictwo Nr 4/2001.
- [43] Chen W.F., *Structural Engineering Handbook*. CRC Press, Boca Raton London, New York, Washington 1999.
- [44] Chen W.F., Duan L., *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press, Boca Raton London, New York, Washington 2000.
- [45] Chmielewski T. Zembaty Z., *Podstawy dynamiki budowli*. Arkady, Warszawa 1998.
- [46] Cywiński Z., *Wstępna ocena nośności mostów stalowych w aspekcie efektów korozji i zmęczenia*. Prace IBDiM 3/94, Warszawa 1994.
- [47] Cywiński Z., *Niektóre aspekty nowej japońskiej normy zmęczeniowej*. Prace IBDiM 1-2/97, Warszawa 1997.
- [48] Czudek H., Pietraszek T., *Trwałość konstrukcji mostowych przy obciążeniach zmiennych*. WKŁ, Warszawa 1980.
- [49] Danielski L., Rabiega J., *Widma rzeczywistych naprężeń jako podstawa określania wytrzymałości eksploatacyjnej stalowych mostów kolejowych*. Drogi Kolejowe, 10/1980, 279-283.
- [50] Dyląg Z. Orłoś Z., *Wytrzymałość zmęczeniowa materiałów*. WNT, Warszawa 1962.
- [51] Fryba L., *Estimation of fatigue life railway bridges under traffic loads*. Journal of Sound and Vibration, 70, 4/1980, 527-541.
- [52] Fryba L., Pirner M., *Load tests and modal analysis of bridges*. Engineering Structures 23 (2001) 102-109.
- [53] Głomb J., Weseli J., *Wpływ efektów dynamicznych w mostach metalowych na stany graniczne nośności*. Archiwum Inżynierii Lądowej - Tom XXXII z. 1/1986.
- [54] Karlikowski J., Siekierski W., *Wpływ sztywnych węzłów na wytężenie dźwigarów w kratowych mostach kolejowych*. XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1995.
- [55] Klasztorny M., *Analiza ujęcia zmęczenia w normach projektowania konstrukcji stalowych*. XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1995.
- [56] Klasztorny M., Myślecki K., Machelski Cz., Podworna M., *Analiza dynamiczna typoszeregu belkowych mostów stalowych obciążonych pociągiem poruszającym się z dużymi prędkościami*. XLVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Opole-Krynica 2002.
- [57] Kruszewski J., Sawiak S., Wittbrodt E., *Metoda sztywnych elementów skończonych w dynamice konstrukcji*. WNT, Warszawa 1999.

- [58] Kwon H.C., Kim M.C., Lee I.W., *Vibration control of bridges under moving loads*. Computers and Structures 66 (1998) 473-480.
- [59] Luscher D.J. i inni, *Modal parameter extraction of Z24 Bridge data*. The 19th International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, February 5-8, 2001.
- [60] Machelski Cz., *Bezpieczeństwo elementów mostów stalowych z uwagi na zmęczenie według norm polskich*. Prace IBDiM 1-2/97, Warszawa 1997.
- [61] Madaj A., Wołowicki W., *Budowa i utrzymanie mostów*. WKŁ, Warszawa 2001.
- [62] Madaj A., Wołowicki W., *Podstawy projektowania budowli mostowych*. WKŁ, Warszawa 2003.
- [63] Memory T.J., Thambiratnam D.P., Brameld G.H., *Free vibration analysis of bridges*. Engineering Structures 1995 Vol.17 No 10.
- [64] Niemierko A., *Ocena możliwości zwiększenia prędkości pociągów powyżej 160km/h na obiektach CMK na podstawie badań dynamicznych*. Prace IBDiM 3-4/96, Warszawa 1996.
- [65] Niewiadomski J., i inni, *Obliczanie konstrukcji stalowych wg PN-90/B-03200*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1997.
- [66] Osiński Z., *Thumienie drgań*. PWN Warszawa 1997.
- [67] Pradelok S. Weseli J., *Analiza dynamiczna mostu kratowego obciążonego taborem o zwiększonej prędkości*. Prace IBDiM 1-2/97, Warszawa 1997.
- [68] Pradelok S. Weseli J., *Wpływ wyższych postaci drgań na zaistnienie lokalnych spękań w węźle mostu kratowego*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 2003.
- [69] Ralston A., *Wstęp do analizy numerycznej*. PWN, Warszawa 1983.
- [70] Rykałuk K., *Pęknięcia w konstrukcjach stalowych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2000.
- [71] Ryżyński A., *Badania konstrukcji mostowych*. WKŁ, Warszawa 1983.
- [72] Ryżyński A., Wołowicki W., Skarzewski J., Karlikowski J., *Mosty stalowe*. PWN, Warszawa 1984.
- [73] Schilling C.G., Klippstein K.H., *New method for fatigue design of bridges*. Journal of the Structures, ASCE ST3, March 1978.
- [74] Salawu O.S., Williams C., *Review of full-scale dynamic testing bridge structures*. Engineering Structures 1995 Vol.17 No 2.
- [75] Siekierski W., *Identification of axial forces in members of lab tested models of bridge truss girders*. Archiwum Inżynierii Lądowej, Vol. XLVIII, Warszawa 2002.
- [76] Siwowski T., Sobala D., Ślęczka Ł., *Analiza przyczyn pęknięcia zespolonej poprzecznicy kratowego wiaduktu kolejowego*, Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty zespolone”, Kraków, maj 1988.
- [77] Solecki R., Szymkiewicz J., *Układy prętowe i powierzchniowe. Obliczenia dynamiczne*. Arkady, Warszawa 1964.
- [78] Sturzebecher K., *Wyznaczanie pozostającej trwałości eksploatacyjnej przy uwzględnieniu stochastycznych wartości obciążenia i odporności na pęknięcie*. Prace IBDiM 1-2/97, Warszawa 1997.
- [79] Uzgider E. i inni, *Identification of railway bridges*. 4th International Conference Safety of Bridge Structures, Wrocław 1992.

- [80] Uzgider E. i inni, *Dynamic testing of railway bridges*. 4th International Conference Safety of Bridge Structures, Wrocław 1992.
- [81] Uzgider E. i inni, *Real time identification of railway bridges using acceleration recordings under current traffic*. International Bridge Conference, Warszawa 1994.
- [82] Uzgider E. i inni, *Bridge behavior using dynamic strain measurements*. International Bridge Conference, Warszawa 1994.
- [83] Weseli J., *Drgania swobodne małych mostów przy swoistych warunkach podparcia*. XVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1972.
- [84] Weseli J., *Wpływ tarcia w łożyskach na swobodne drgania małych mostów*. Archiwum Inżynierii Lądowej - Tom XIX z. 3/1973.
- [85] Weseli J., *Teoretyczne wyznaczanie zmęczeniowej funkcji Wöhlera dla zmodyfikowanej metody "rain-flow"*. XXX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1981.
- [86] Weseli J., *Przewidywanie cykli naprężenia i trwałości zmęczeniowej mostów*. XXIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa-Krynica 1983.
- [87] Weseli J., *Teoretyczne podstawy opisu i analizy uogólnionego modelu układu most – środowisko*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Z. 64 Gliwice 1987.
- [88] Weseli J., *Uszkodzenia zmęczeniowe w węzle pewnego typu kratowego mostu kolejowego*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1995.
- [89] Weseli J., Pradelok S., *Analiza przyczyn uszkodzeń kratowego mostu kolejowego*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1996.
- [90] Weseli J., Pradelok S., *Analiza przyczyn pęknięcia poprzecznic kratowego mostu kolejowego*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1999.
- [91] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., *Badania dynamiczne nowego mostu przez Sołę w Żywcu z wykorzystaniem komputerowej rejestracji wyników*. Inżynieria i Budownictwo 9/2000.
- [92] Weseli J., Radziecki A., Salamak M., Silarski A., *Badanie i ocena cech dynamicznych podwieszanej kładki dla pieszych usytuowanej w sąsiedztwie stadionu sportowego*. Inżynieria i Budownictwo Nr 3-4/2002.
- [93] Wojnowski W., Goss Cz., Łubiński M., Kłysz S., *Badania niskocyklowej wytrzymałości stali 18G2A i St3S według kryterium odkształceniowego*, Inżynieria i Budownictwo Nr 7/2001.
- [94] Wołowicki W., *Zasady diagnostyki mostów*. Konferencja N-T „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce kwiecień 1996.
- [95] Wrana B., *Metoda krępych elementów spektralnych i jej zastosowanie do analizy dynamicznej fundamentów pod turbozespoły*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1999.
- [96] Zienkiewicz O.C., *Metoda elementów skończonych*. Arkady, Warszawa 1972.
- [97] Zobel H., Alkhafaji T., Siwowski T., Sobala D., Ślęczka Ł., *Przyczyny awarii kratowego wiaduktu kolejowego w ciągu CMK pod Zawierciem*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, maj 1999.

C. Normy

- [98] PN-66/B-02015, *Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.*
- [99] PN-72/H-84018, *Stal niskostopowa o podwyższonej wytrzymałości. Gatunki.*
- [100] PN-74/M-69772, *Spawalnictwo. Klasyfikacja wadliwości złączy doczołowych na podstawie radiogramów.*
- [101] PN-77/B-10050, *Stalowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania.*
- [102] PN-79/H-92146, *Blachy grube i uniwersalne ze stali St3M do budowy mostów.*
- [103] PN-79/M-01134, *Rysunek techniczny maszynowy. Zasady oznaczania spoin.*
- [104] PN-82/S-10052, *Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.*
- [105] PN-89/S-10050, *Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania.*

D. Inne

- [106] LabVIEW, *Wavelet and Filter Bank Design Toolkit. Reference Manual*, National Instruments Corporation, Austin 1997.
- [107] Program *PZmecz3*, Weseli J., Katedra Budowy Mostów Politechniki Śląskiej. Gliwice, luty 2003r.
- [108] Program *Robot Millennium* wer. 15.4, RoboBAT, Kraków 2002.

ZAŁĄCZNIKI

- [109] Załącznik I – *Wyciąg z obliczeń węzła Uszkodzonego (Usz)*, plik Usz.pdf na CD, Gliwice, październik 2003.
- [110] Załącznik II – *Wyciąg z obliczeń węzła NieUszkodzonego (NieUsz)*, plik NieUsz.pdf na CD, Gliwice, październik 2003.
- [111] Załącznik III – *Wyciąg z obliczeń węzła Uszkodzonego Wzmocnionego (UszWzm)*, plik UszWzm.pdf na CD, Gliwice, październik 2003.
- [112] Załącznik IV – *Wyciąg z obliczeń węzła NieUszkodzonego Wzmocnionego (NieUszWzm)*, plik NieUszWzm.pdf na CD, Gliwice, październik 2003.
- [113] Załącznik V - *Badania terenowe dwóch przęseł wiaduktu kolejowego nr 614 w km 4,460 linii BJD*, plik Przebiegi.pdf na CD, Gliwice, październik 2002.
- [114] Załącznik VI - *Wybrane postacie drgań własnych*, plik Postacie.ppt na CD, Gliwice, luty 2004.

Zawartość płyty CD:

- załączniki I÷V w katalogu Pdf (Usz.pdf, NieUsz.pdf, UszWzm.pdf, NieUszWzm.pdf, Przebiegi.pdf);
- załącznik VI , w katalogu Prezentacje (Postacie.ppt);
- tekst niniejszej rozprawy doktorskiej w katalogu Pdf (RozprawaSP.pdf);
- film z badań terenowych w katalogu Film (Badania.avi);
- program Adobe Reader w katalogu Adobe (Arce505pol.exe, AdbeRdr60_pol.exe).