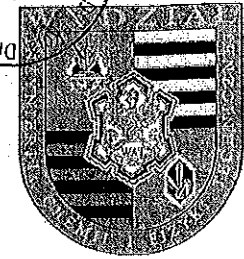




EWDT-39/05  
8/06  
Do pakietu  
Droga krajowa  
Autostrada



# MOSTY SKŁADANE

PROJEKTOWANIE  
BUDOWA  
I EKSPLOATACJA

Warszawa 2005

## OPINIODAWCY:

prof. dr hab. inż. Wojciech RADOMSKI, Politechnika Warszawska  
dr hab. inż. Janusz SZELKA – prof., Wyższa Szkoła Oficerska  
Wojsk Lądowych, Wrocław i Uniwersytet Zielonogórski

Wszelkie prawa zastrzeżone

**ISBN Nr 83-914865-6-7**

© Copyright by GDDKiA Warszawa 2005

Rozpowszechnienie:  
Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad  
00-848 Warszawa, ul. Żelazna 59  
skr. poczt. 111; 00-958 Warszawa  
tel. (0-22) 455-88-88  
<http://www.gddkia.gov.pl>  
e-mail: [kancelaria@gddkia.gov.pl](mailto:kancelaria@gddkia.gov.pl)

Druk:  
Oficyna Drukarska  
01-142 Warszawa, ul. Sokołowska 12a  
tel./fax: 632-83-52, fax: 631-49-40  
<http://www.oficyna-drukarska.pl>  
e-mail: [info@oficyna-drukarska.pl](mailto:info@oficyna-drukarska.pl)

## ZESPÓŁ AUTORSKI PODRĘCZNIKA

prof. dr hab. inż. Jan MARSZAŁEK – Kierownik naukowy  
mgr inż. Jerzy Robert JARZYNA – Kierownik organizacyjny  
ppłk dr inż. Paweł BRYDA  
kpt. dr inż. Ryszard CHMIELEWSKI  
mjr mgr inż. Grzegorz JAKUBOWSKI  
dr hab. inż. Roman MARCINKOWSKI  
dr inż. Janusz RYMSZA

### Udział autorski w opracowaniu

Jan Marszałek – wprowadzenie, rozdział 2  
Jerzy Robert Jarzyna – rozdziały 1, 8, 9, pkt 3.1.; 3.2.; 3.3.3.; 3.3.4.; 3.4.;  
pkt 5.2.2.; 5.3.4.; 5.4; dokumentacja fotograficzna  
do całości podręcznika  
Paweł Bryda – rozdział 1, pkt 5.1.; 5.2.; 5.3.; projekt stron tytułowych,  
obróbka graficzna materiałów w rozdziałach 1, 3 i 5  
Ryszard Chmielewski – rozdziały 6, 7, pkt 3.3.1.; 3.3.2.; skład i łamanie  
Roman Marcinkowski, Grzegorz Jakubowski – rozdział 4, załącznik 1  
Janusz Rymsza – rozdział 10

Autorzy podręcznika:

Paweł Bryda, Ryszard Chmielewski, Grzegorz Jakubowski, Jerzy Robert Jarzyna, Roman Marcinkowski, Jan Marszałek, Janusz Rymsza.

## Mosty składane. Projektowanie budowa i eksploatacja

W podręczniku zawarto i scharakteryzowano wybrane krajowe wojskowe konstrukcje składane w zastosowaniach cywilnych. Omówiono teorię obliczania tych konstrukcji wraz z technologią i organizacją budowy z nich obiektów komunikacyjnych. Podano też metody oceny techniczno-eksploatacyjnej obiektów wybudowanych z konstrukcji mostów składanych. Przedstawiono również podstawowe zasady związane z eksploatacją i badaniami obiektów komunikacyjnych zmontowanych z konstrukcji składanych. Zasygnalizowano też koncepcję modernizacji i adaptacji istniejących mostów składanych do eksploatacji w warunkach cywilnych.

W zakończeniu przedstawiono problematykę związaną z planowaniem i gospodarką konstrukcjami składanymi oraz określono klasyfikację obciążeń Military Load Class (MLC) wymaganą według standardów NATO.

Authors of handbook:

Paweł Bryda, Ryszard Chmielewski, Grzegorz Jakubowski, Jerzy Robert Jarzyna, Roman Marcinkowski, Jan Marszałek, Janusz Rymsza

## Panel bridges. Design, construction and maintenance

Some domestic military built-up structures in civilian applications are included and characterized in the handbook. The theory of calculation of those structures, as well as, engineering construction and building operations of civil infrastructure objects are discussed. Methods of technical and maintenance assessment of objects erected by panel bridges' constructions are described. Principles of maintenance and field investigations of civil infrastructure objects assembled by built-up structures are also presented. Conceptions of modernization and adaptation of existing panel bridges to maintenance in public conditions are described.

Problems of planning and management of built-up structures are presented, as well the Military Load Class (MLC) required by NATO standards is defined at the end of this handbook.

## SPIS TREŚCI

Wprowadzenie	9
1. Charakterystyka krajowych konstrukcji mostów składanych	13
1.1. Wiadomości ogólne o mostach składanych	13
1.1.1. O potrzebie i użyteczności mostów składanych	13
1.1.2. Co to jest most składany?	16
1.1.3. Krótka historia mostów składanych	18
1.1.4. Kierunki rozwiązań konstrukcyjnych	21
1.2. Charakterystyka zasobów konstrukcji mostów składanych	24
1.3. Podział mostów składanych	25
1.4. Charakterystyka wybranych konstrukcji składanych	31
1.4.1. Drogowe metalowe mosty składane (DMMS)	31
1.4.2. Metalowe składane wiadukty drogowe (MSWD)	48
1.4.3. Kolejowe mosty i estakady składane (KMMS)	54
1.5. Możliwości techniczne konstrukcji mostów składanych	62
1.6. Podsumowanie	63
2. Teoria obliczania mostów składanych	66
2.1. Wiadomości ogólne	66
2.2. Analiza statyczna	68
2.2.1. Parametry luzów w obliczeniach mostów składanych	68
2.2.2. Metody obliczania mostów składanych	73
2.3. Analiza dynamiczna	83
2.3.1. Sformułowanie problemu w modelu ciągłym	83
2.3.2. Sformułowanie problemu w modelu dyskretnym	86
2.3.3. Rozwiązanie problemu dynamiki mostu składanego	88
2.3.4. Analiza wyników i wnioski	91
2.4. Obliczenia elementów i parametrów mostów składanych	92
2.4.1. Nomogramy do szybkiej analizy nośności mostów składanych i wnioski	92
2.4.2. Współczynnik dynamiczny	94
2.4.3. Praktyczne wzory do analizy mostów składanych	99
2.4.4. Model obliczeniowy belki poprzecznej mostu	100
2.5. Przykład obliczania dźwigara składanego	102
2.6. Wspomaganie komputerowe obliczania mostów składanych	118
3. Zastosowania cywilne mostów składanych	124
3.1. Uwarunkowania i aspekty zastosowania mostów składanych	124
3.2. Przegląd i wybrane przykłady zastosowań mostów składanych	131
3.2.1. Przegląd i zestawienie zastosowań mostów składanych	131
3.2.2. Wybrane zbiorcze przykłady zastosowań mostów składanych	137
3.2.3. Most Syreny w Warszawie	141
3.2.4. Most objazdowy w Annopolu	145
3.2.5. Most objazdowy w Grudziądzu	147
3.2.6. Most objazdowy przez Wisłę w Kieźmarku	149

3.3. Adaptacja i modernizacja konstrukcji mostów składanych do eksploatacji cywilnej	152	5.3.4. Ocena czasu budowy mostu z zastosowaniem sieci neuronowych	296
3.3.1. Most drogowy DMS-65	152	5.4. Propozycje i kierunki dalszych badań	303
3.3.2. Podpory składane SPS-69B	165	6. Eksploatacja i utrzymanie mostów składanych	307
3.3.3. Adaptacja kraty L – 36	167	6.1. Charakterystyka systemu eksploatacji	307
3.3.4. Adaptacja kolejowo-drogowego mostu KD-66C	173	6.2. Zasady eksploatacji i utrzymania mostów składanych	309
3.3.5. Przykłady różnych adaptacji konstrukcji składanych	176	6.2.1. Utrzymanie konstrukcji mostów składanych	315
3.4. Propozycje wdrożeniowe	182	6.2.2. Zasady eksploatacji mostów składanych	318
4. Technologia i organizacja budowy obiektów inżynierskich z konstrukcji składanych	185	6.2.3. Model zużycia mostów stalowych	319
4.1. Ogólne zasady i metody organizacji budowy	185	6.2.4. Zasady oceny elementów mostów składanych	322
4.1.1. Problemy i zasady organizacji budowy	186	6.3. Wybrane czynniki uszkodzeń i degradacji konstrukcji mostów składanych	324
4.1.2. Metody budowy obiektów inżynierskich z konstrukcji składanych	189	6.3.1. Korozja stalowych konstrukcji mostowych	324
4.2. Organizacja placu budowy	201	6.3.2. Rozluźnianie połączeń i pęknięcia materiału	325
4.2.1. Wymagania i zasady zagospodarowania placu budowy	201	6.4. Podstawowe zasady wykonywania przeglądów mostów składanych i doraźne usuwania uszkodzeń	326
4.2.2. Model zagospodarowania placu budowy	208	6.5. Zalecenia dla służb utrzymaniowych	328
4.2.3. Wytyczne realizacyjne	209	6.6. Dokumenty eksploatacyjne	328
4.3. Budowa podpór	212	7. Badania odbiorcze obiektów z konstrukcji składanych	331
4.3.1. Ogólne zasady organizacji budowy	212	7.1. Wprowadzenie	331
4.3.2. Budowa przyczółków i podpór pośrednich na lądzie	214	7.2. Cel i program badań	331
4.3.3. Budowa podpór pośrednich na wodzie	218	7.3. Realizacja obciążenia próbnego	334
4.4. Montaż konstrukcji przeszłowej	223	7.4. Opracowanie wyników badań	339
4.4.1. Montaż konstrukcji przeszłowej mostów drogowych z konstrukcji DMS-65	223	7.5. Zasady odbioru końcowego	341
4.4.2. Montaż konstrukcji przeszłowej mostów drogowych ze składanych konstrukcji mostów kolejowych	238	8. Planowanie i realizacja obiektów mostowych z konstrukcji składanych	344
4.4.3. Montaż wiaduktów drogowych	245	8.1. Synteza problemów i związków obronności państwa z infrastrukturą transportu	344
4.5. Komputerowe planowanie organizacji budowy obiektów inżynierskich	250	8.2. O istocie oraz potrzebie sprawnego planowania budowy i odtwarzania przepraw mostowych	347
4.5.1. Istota komputerowego planowania organizacji robót	250	8.3. Uogólnione systemowe procedury i zasady sprawnego planowania i odtwarzania przepraw mostowych	353
4.5.2. Normy nakładów rzeczowych na wykonanie procesów pracy	251	8.4. Wybrane aspekty ekonomicznej opłacalności zastosowania mostów składanych	357
4.5.3. Analiza nakładów na wykonanie prac	252	8.4.1. Podstawy metodyczne analizy i oceny efektywności projektowo-realizacyjnej	357
4.5.4. Harmonogramowanie prac budowlanych	255	8.4.2. Ekonomiczne aspekty analizy i oceny opłacalności zastosowań mostów składanych	361
5. Ocena techniczno-eksploatacyjna mostów składanych	263	8.4.3. Kalkulacja kosztów użycia konstrukcji składanych	362
5.1. Problemy techniczno-eksploatacyjne	263	8.5. Wskaźniki budowy przejść mostowych z konstrukcji składanych	365
5.2. Podejście i metody ocen	265	8.5.1. Koncepcja ustalania wymaganego tempa budowy mostów składanych	365
5.2.1. Metody probabilistyczne oceny	267	8.5.2. Wskaźniki oceny efektywności budowy przejść mostowych	368
5.2.2. Systemy eksperckie	268	8.5.3. Metoda oceny sprawności techniczno-organizacyjnej wykonawcy obiektu mostowego	375
5.2.3. Sieci neuronowe	270		
5.3. Przykłady oceny techniczno-eksploatacyjnej	272		
5.3.1. Wykresy spadku nośności	272		
5.3.2. Nomogramy do szybkiej oceny	282		
5.3.3. Ocena nośności z zastosowaniem sieci neuronowych	288		

8.6. System wspomagania zastosowań mostów składanych (ujęcie teoretyczno-praktyczne z myślą o przyszłości)	378
8.6.1. Powinności obronne wraz z propozycją współdziałania na rzecz infrastruktury transportu	378
8.6.2. Wytyczne przyspieszające procesy planistyczno-realizacyjne zastosowania mostów składanych	383
9. Gospodarowanie zasobami konstrukcji mostów składanych	389
9.1. Ogólne zasady użycia i zwrotu rezerw państwowych mobilizacyjnych (rpm)	389
9.2. Proces decyzyjny i okresy zwalniania zwrotnego	390
9.3 Warunki wykorzystania rpm w ramach zwolnienia zwrotnego	391
9.3.1. Wydanie decyzji o zwolnieniu zwrotnym	391
9.3.2. Koszty zwolnienia zwrotnego	392
9.3.3. Zasady wykorzystania rezerw państwowych mobilizacyjnych	392
9.4. Warunki szczegółowe pobrania konstrukcji	393
9.5. Przebieg zwolnienia zwrotnego konstrukcji, kontrola eksploatacji i przestrzegania zaleceń	394
9.6. Zwrot konstrukcji do magazynu rezerw	395
9.6.1. Powołanie komisji do oceny stanu technicznego oraz dalszej przydatności konstrukcji do eksploatacji i przechowywania	395
9.6.2. Naprawa i konserwacja konstrukcji	396
9.7. Zwrot i odbiór końcowy konstrukcji w magazynie rezerw	397
10. Klasyfikacja składanych drogowych obiektów mostowych według standardów NATO	398
10.1. Ogólne uwarunkowania klasyfikacyjne	398
10.2. Metoda szybkiego wyznaczania wojskowych klas obciążenia drogowych obiektów mostowych – MILORY	399
10.2.1. Podstawy teoretyczne i przyjęte założenia	399
10.2.2. Zakres stosowania metody	401
10.2.3. Procedura wyznaczania klas obciążenia obiektu	404
10.3. Wyznaczenie wojskowej klasy obciążenia MLC składanych drogowych konstrukcji mostowych	405
10.3.1. Klasy obciążenia MLC dla mostu MS – 54	405
10.3.2. Klasy obciążenia MLC dla mostu DMS – 65	406
10.3.3. Klasy obciążenia MLC dla wiaduktu WD – 80	407
10.3.4. Klasy obciążenia MLC dla przęsła mostowego z belek L-18	408
10.4. Zestawienie klas obciążenia MLC składanych drogowych konstrukcji mostowych	408
10.5. Stwierdzenia końcowe	408
Załącznik 1 Normy wykonania podstawowych procesów pracy	410

## WPROWADZENIE

Podręcznik ten jest kolejnym wydawnictwem z dziedziny mostów składanych opracowany głównie przez pracowników Instytutu Inżynierii Lądowej i Geodezji Wojskowej Akademii Technicznej. Pierwsza monografia wydana przez prof. dr hab. inż. Biało-brzeskiego pt. „Mosty składane” obejmowała przegląd światowy mostów składanych, zasady ich obliczania i konstruowania. Druga pozycja pt. „Mosty składane – podstawy obliczeń” autorstwa doc. dr. hab. inż. Zbigniewa Bursztynowskiego poświęcona była problematyce teorii obliczania tych konstrukcji. Zespoły WAT poświęciły tej problematyce wiele opracowań naukowych i techniczno-projektowych np. „Badania poligonowe i analiza techniczno-ekonomiczna budowy mostów składanych” oraz „Studia i analiza projektowa wykorzystania wojskowych konstrukcji składanych do budowy obiektów komunikacyjnych”, Grant Nr T00A03918. Ich dorobkiem jest między innymi 12 prac doktorskich, 4 rozprawy habilitacyjne oraz wiele innych prac naukowych z tej dziedziny.

W tych okolicznościach obecne wydawnictwo jako kontynuacja wymienionych opracowań jest podsumowaniem dorobku ostatnich lat i ma na celu dostarczenie czytelnikowi podstawowej wiedzy umożliwiającej projektowanie i budowę z wojskowych konstrukcji mostów składanych różnych obiektów komunikacyjnych, eksploatowanych w warunkach cywilnych.

W dobie gwałtownego rozwoju motoryzacji i bardzo szybkiego wzrostu liczby samochodów oraz ciągle zwiększającego się zapotrzebowania na transport kołowy pojawia się w Polsce potrzeba nadążenia za tymi wymaganiami. Wywołuje to konieczność szybkiej rozbudowy infrastruktury komunikacyjnej. Wydatki na te cele w krajach o rozwiniętej motoryzacji osiągnęły w ostatnich latach 2 - 3 % dochodu narodowego, przy czym duży udział w tych wydatkach dotyczył przebudowy miejskich układów komunikacyjnych. Wiąże się to oczywiście z koniecznością budowy nad skrzyżowaniami z autostradami i drogami, liniami kolejowymi, ulicami oraz przejściami dla pieszych znacznej liczby mostów, wiaduktów i kładek dla pieszych. Zbudowanie dużej liczby tego rodzaju obiektów mostowych w ciągu najbliższych kilkunastu lat, przy zastosowaniu konwencjonalnych rozwiązań konstrukcyjnych i technologicznych jest mało realne przede wszystkim ze względów ekonomicznych. Ograniczone możliwości finansowe wymagają szukania innych tańszych rozwiązań, które można uzyskać stosując zamiennie konstrukcje składane. Charakteryzuje je wprawdzie skrócony czas przydatności eksploatacyjnej w porównaniu z konstrukcjami stałymi ale stwarzają one możliwość szybkiego usprawnienia ruchu drogowego w sytuacjach kolizyjnych. Zbudowanie tymczasowego objazdu czy skrzyżowania bezkolizyjnego poprawia płynność ruchu i pozwala zyskać czas na zgromadzenie środków oraz zaprojektowanie i budowę obiektu stałego.

Mosty składane umożliwiają szybkie przywracanie zdolności eksploatacyjnych ciągów drogowych i kolejowych w wypadku klęsk żywiołowych i awarii mostów stałych. Zdarza się również, że są coraz częściej stosowane do długotrwałej eksploatacji (przykładem może być eksploatowany w latach 1985 - 2000

most „Syreny” w Warszawie). Ponadto konstrukcje mostów składanych mogą być używane jako urządzenia pomocnicze i uzupełniające przy budowie obiektów stałych m.in. jako estakady dojazdowe, rusztowania czy pomosty przeładunkowe.

Dużą zaletą konstrukcji składanych jest wysokie tempo montowania z nich obiektów komunikacyjnych, mimo to, że prace te nie wymagają specjalnych i skomplikowanych urządzeń. Czynności występujące w takim procesie technologicznym charakteryzuje prostota i powtarzalność, dzięki czemu trwają krótko i nie są kosztowne. Konstrukcje składane mają już z góry ustalony system montażu z reguły nie wymagający użycia dodatkowych elementów lub rusztowań. Montuje się je najczęściej przez nasuwanie.

Praktyka inżynierska ugruntowała pozytywną opinię o istniejących wojskowych konstrukcjach mostów składanych (także wiaduktów i estakad). Opinia ta potwierdza trwałość i prostotę konstrukcji oraz różnorodność ich zastosowań.

Przy znacznych zapasach tych konstrukcji istotnym zadaniem w tej dziedzinie jest racjonalne wykorzystanie w gospodarce narodowej wojskowych zapasów sprzętu mostowego wycofywanego z uzbrojenia. Podjęcie tej problematyki ma głębokie uzasadnienie ekonomiczne, gdyż obecnie znajduje się na składach kilka kilometrów różnego typu konstrukcji mostów składanych. Proponowana modernizacja tych konstrukcji pozwoli na co najmniej dwukrotne zmniejszenie kosztów budowy mostów, wiaduktów i estakad oraz kilkakrotne skrócenie czasu budowy w porównaniu z konstrukcjami monolitycznymi.

Wiele konstrukcji składanych jest zmagazynowanych w Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad. W związku z tym wiadomości zawarte w podręczniku mają ułatwić jednostkom wykonawczym GDDKiA podejmowanie decyzji dotyczących wykorzystywania ich do odbudowy przepraw mostowych zniszczonych lub organizowania objazdów przy budowie nowych obiektów czy remoncie istniejących. Podręcznik ten powinien też pomóc w rozszerzeniu wiedzy inżynierów i studentów kierunku budownictwa o specjalności mostowej. W tej części analizując specyfikę pracy konstrukcji składanych przedstawiono teorię ich obliczeń potwierdzoną wieloletnim dorobkiem naukowym zespołu autorskiego.

Na wstępie rozdziału 1 zawarto podstawowe pojęcia, podział i krótką historię mostów składanych. Następnie w czterech grupach wzajemnie się uzupełniających omówiono wybrane krajowe konstrukcje mostów składanych, z podaniem podstawowych cech użytkowych oraz kierunków ich wykorzystania do budowy obiektów komunikacyjnych. Podana wiedza w tym rozdziale, łącznie z cytowaną literaturą, znacznie ułatwi podejmowanie decyzji co do wykorzystania danego rodzaju konstrukcji.

Rozdział 2 poświęcono rozważaniom teoretycznym związanych z obliczaniem mostów składanych. Przedstawiono w nim parametry związane z luzami wywierającymi znaczący wpływ na nośność i ugięcia konstrukcji składanych. Następnie omówiono trzy metody obliczania obiektów z konstrukcji składanych, podając podstawy teoretyczne i przykłady ich praktycznego zastosowania. Istotnym elementem tego rozwiązania jest szerzej omówiona analiza dynamiczna

tych konstrukcji, która nabiera szczególnego znaczenia w przypadku ich wykorzystywania do budowy obiektów cywilnych. Wykorzystując dotychczas uzyskane wyniki opracowano nomogramy do szybkiej analizy nośności mostów, wyznaczono wzory do obliczeń współczynnika dynamicznego, oraz belki poprzecznej. Rozdział kończy przykład obliczania dźwigara składanego metodą klasyczną i komputerową.

Rozdział 3 obejmuje zakres zastosowań cywilnych, wojskowych mostów składanych. Podano w nim również warunki ich zastosowań, wraz z przeglądem wybranych przykładów zrealizowanych obiektów. Najwięcej uwagi poświęcono adaptacji i modernizacji mostów składanych do eksploatacji w warunkach cywilnych. Głównym zainteresowaniem stał się most DMS-65, gdyż tej konstrukcji obecnie jest najwięcej na składach. Jego modernizacja obejmuje: poszerzenie jezdni do szerokości 6,20 m, przedstawienie rozwiązań nawierzchni, poszerzenie podpory SPS-69B do warunków zmodernizowanej jezdnii. W dalszej części wskazano na możliwości zastosowania składanych mostów kolejowych typu KD-66C i L-36 do budowy obiektów drogowych. Rozdział kończą propozycje wdrożeniowe.

Rozdział 4 zawiera użyteczne wiadomości, zasady i metody dotyczące technologii i organizacji budowy obiektów inżynierskich z konstrukcji składanych. Przedstawiono tu rozwiązania stosowane przy organizacji placu budowy, budowie podpór oraz montażu konstrukcji przeszłowej mostów i wiaduktów. Szczegółowe rozwiązania technologiczno-organizacyjne (z uwzględnieniem struktury procesów, ich mechanizacji oraz organizacji zespołów roboczych) odniesiono do budowy podpór z konstrukcji składanych SPS-69B, fundamentu palowego z rur stalowych, montażu mostu DMS-65, montażu mostu drogowego z wykorzystaniem konstrukcji KD-66, budowy wiaduktów WD-80 i SWD-83. Konstrukcje te posłużyły jako przykłady analiz projektowych wykonawstwa budowlanego przedmiotowych mostów, przeprowadzonych ze wspomaganiami komputerowymi. Wykorzystano tu programy do kosztorysowania i harmonogramowania robót, a analizę nakładów i efektów oparto o własną bazę danych i wyniki badań poligonowych, obejmujących nakłady rzeczowo-czasowe na wykonanie procesów budowlano-montażowych.

W rozdziale 5 zawarto wiedzę na temat oceny techniczno-eksploatacyjnej mostów składanych. Określono zasady i scharakteryzowano możliwe do zastosowania metody oceny. Następnie omówiono metodę spadku nośności, w której to na podstawie przeprowadzonej symulacji komputerowej przebiegu procesu niszczenia dźwigara, dokonano analizy pozwalającej na opracowanie odpowiednich nomogramów do oceny nośności mostu DMS-65. Oryginalnym fragmentem przedstawionym w tym rozdziale jest zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do oceny nośności i czasu budowy mostów składanych.

Rozdział 6 obejmuje podstawowe zasady eksploatacji i utrzymania mostów składanych. Omówiono w nim wybrane czynniki uszkodzeń i degradacji poszczególnych elementów składowych mostu. Szczególnie zwrócono uwagę na problemy korozji i stan techniczny połączeń. Scharakteryzowano również zasady wykonywania przeglądów i doraźnego usuwania uszkodzeń. Rozdział kończy się

sprecyzowaniem zaleceń dla służb utrzymaniowych oraz wymagań dotyczących prowadzenia dokumentacji eksploatacyjnej.

W rozdziale 7 omówiono badania konstrukcji mostów składanych, jakie powinny być wykonywane podczas budowy oraz przy odbiorach technicznych. Zwrócono uwagę na metodykę ich prowadzenia oraz wykorzystania odpowiednich metod i technik pomiarowych. Przedstawiono określone schematy obciążeń do badań obiektów z konstrukcji mostów składanych. Opisano również metodykę analizy naprężeń i odkształceń dla wszystkich wariantów obciążeń, jaka powinna być przeprowadzana po wykonaniu pomiarów.

Problematykę związaną z metodyką planowania i realizacji obiektów mostowych przedstawiono w rozdziale 8. Zawarto w nim syntezę problemów i związków obronności państwa z funkcjonowaniem transportu drogowego. Podano również istotę planowania i metodę szybkiego odtwarzania przepraw mostowych, w tym wskaźniki czasowo-kosztowe opłacalności zastosowań mostów składanych oraz wskaźniki sprawności techniczno-organizacyjnej realizatora. Na zakończenie rozdziału zestawia się pakiety i wytyczne przyspieszające procesy planistyczno-realizacyjne budowy przepraw mostowych.

Rozdział 9 opracowany na podstawie konsultacji i materiałów udostępnionych przez Biuro Spraw Obronnych GDDKiA oraz wyników własnych analiz i doświadczeń, dotyczy gospodarowania zasobami konstrukcji mostów składanych. Określono w nim obowiązujące normatywy, tzw. zwolnień zwrotnych, w tym koszty oraz zasady pobierania, dzierżawienia i zdawania do magazynów rezerw, gdzie są przechowywane.

Rozdział 10 zawiera klasyfikację MLC wojskowych obciążeń drogowych mostów z konstrukcji składanych według wymagań i standardów NATO. Opisuje się w nim procedurę wyznaczania klas obciążeń obiektu oraz zasady jego oznakowania. Problematykę tą ograniczono do wybranych rodzajów konstrukcji składanych obciążonych ruchem jednokierunkowym i dwukierunkowym pojazdami kołowymi i gąsienicowymi.

Podręcznik kończą załączniki obejmujące katalog norm rzeczowo-czasowych do planowania organizacji budowy oraz tablice i materiały poglądowe.

Na zakończenie tego wprowadzenia w imieniu własnym i zespołu autorskiego składam serdeczne podziękowanie Generalnemu Dyrektorowi Dróg Krajowych i Autostrad mgr. inż. Edwardowi GAJERSKIEMU za sponsorowanie podręcznika, Dyrektorom Departamentu Spraw Obronnych Ministerstwa Infrastruktury płk. mgr. inż. Ryszardowi PIWOWARCZYKOWI oraz Biura Spraw Obronnych GDDKiA płk. mgr. inż. Andrzejowi LUMIE za skuteczne podjęcie czynności organizacyjnych związanych z wydawnictwem, a Prezesowi SITK RP Oddziału Warszawskiego inż. Ryszardowi DROBIKOWI za obsługę administracyjną wydania podręcznika.

Jan Marszałek

## ROZDZIAŁ 1 CHARAKTERYSTYKA KRAJOWYCH KONSTRUKCJI MOSTÓW SKŁADANYCH

### 1.1. Wiadomości ogólne o mostach składanych

#### 1.1.1. O potrzebie i użyteczności mostów składanych

Budownictwo mostowe jest bardzo starą gałęzią sztuki inżynierskiej, a sam pomysł budowy mostów w postaci przerzucania przez różnorodne przeszkody pomostu nasunęła sama natura (powalone drzewa – kładki, wysunięte bloki skalne itp.).

Już w starożytności budowa mostów obok budowli obronnych była jedną z najbardziej rozwiniętych uniejętności budowlanych ówczesnych społeczeństw. W dobie późniejszej budownictwo mostowe jest już nieodłącznym elementem komunikacji, a rozwiązania techniczne, wykorzystujące nietrwale i pracochłonne konstrukcje (drewniane, kamienne, betonowe) zastąpiono nowymi konstrukcjami (stal i metale lekkie) typu składanego, przewoźnych możliwych do szybkiego ustawienia czy też wbudowania, godnymi współczesnego poziomu wiedzy technicznej.

W obecnych uwarunkowaniach gospodarczo-obronnych Polski, trudno byłoby sobie wyobrazić pełne i sprawne funkcjonowanie łańdżowej sieci transportowej (LST) w tym szczególnie infrastruktury technicznej transportu (ITT) w sytuacjach kryzysowych czy na ewentualnym przyszłym teatrze działań obronnych, bez użycia na nich mostów składanych. Stąd też zachowanie sprawności funkcjonowania układów transportowych na określonym obszarze wymaga w odniesieniu do mostownictwa wojskowego i wojskowego budownictwa mostowego\*, umiejętnego eksploataowania obiektów już istniejących oraz zapewnienia możliwości budowy (lub odbudowy) nowych obiektów mostowych. Szereg przykładów z przeszłości oraz z dekady obecnej (omawiamy je w rozdziale 3 podręcznika), wskazuje jak ważnym czynnikiem było posiadanie i zastosowanie wojskowo-cywilne tego typu konstrukcji.

\* *Mostownictwo wojskowe i wojskowe budownictwo mostowe* to dziedziny inżynierii wojskowej zajmujące się opracowywaniem konstrukcji mostowych oraz organizacją budowy i rekonstrukcji mostów do celów militarnych. Stanowią one jednocześnie specjalny dział mostownictwa ogólnego. Ze względu na swoją specyficzną treść teorii i praktyki, własne prawa i zasady oraz metody badań, powszechnie uważa się je za wyodrębnioną i samodzielną dziedzinę wiedzy. Nie mniej jednak nie można rozdzielić budownictwa mostowego ogólnego (cywilnego) od budowy mostów wojskowych, gdyż myśl techniczno-organizacyjna przenika z jednej dziedziny do drugiej. Oznacza to, iż budownictwo mostowe wojskowe i ogólne wzajemnie się uzupełniają, wykorzystując odpowiednie rozwiązania techniczne i organizację wykonania w każdej z tych dziedzin mostownictwa.

Mosty składane są powszechnie uważane za drugi, bardziej trwałe rzut zabezpieczenia technicznego przejść mostowych jakimi dysponują nowoczesnie uzbrojone wojska. Za pierwszy rzut uważane są mosty pontonowe oraz zmechanizowane mosty towarzyszące (ZMT). Oba rzuty tych mostów wzajemnie się uzupełniają. W porównaniu z mostami pontonowymi i mostami towarzyszącymi, które charakteryzują się bardzo dużym tempem budowy, mosty składane mają następujące cechy [1, 3, 6, 7, 10]:

- dużą odporność na czynniki atmosferyczne, co wyraża się możliwością utrzymywania komunikacji w okresie zimowym, a zwłaszcza w czasie pochodu lodów oraz przy stanach powodziowych. Wynika to z możliwości stosowania dużych przeseł i solidnych, odpornych na działanie kry układów podpór;
- uniwersalność w dostosowaniu do warunków miejscowych, co wyraża się możliwościami użycia mostów składanych nie tylko na rzekach nizinnych, ale również w terenach górzystych na rzekach płytkich często o dnie skalistym i wartkim nurcie, o szybko zmieniającym się stanie wód, a także przy podwyższonych brzegach np. na uregulowanych kanałach oraz wszędzie tam, gdzie utrudnione są zjazdy do nisko usytuowanej niwelety mostów pontonowych. Należy nadmienić, że mosty składane odpowiednio usytuowane nad poziomem wody nie hamują żeglugi;
- mniejszą podatność na uszkodzenia z broni klasycznej;
- trwałość statyczną, charakteryzującą się sztywnością i pewnością pracy konstrukcji, z którą związana jest możliwość zwiększenia przepustowości ruchu w stosunku do innych rodzajów mostów wojennych;
- możliwość dostosowania do potrzeb gospodarki narodowej.

Mimo tego rodzaju dodatnich cech należy mieć na uwadze, że mosty składane nie są w stanie spełnić bezwzględnie wszystkich wymagań stawianych przez nowoczesną taktykę wojskową. Występują tu trudności np. w maskowaniu. Każdy most składany stanowi nieruchomy cel odkryty. Budowa mostu składanego wymaga koncentracji znacznych ilości sprzętu pomocniczego i środków transportowych do przewozu jego elementów składowych, co w pewnym stopniu demaskuje zamiary tworzenia ciągów dowozu zaopatrzeniowego. Występują też trudności przy budowie podpór, a także konieczność posiadania wysoko wykwalifikowanej kadry technicznej.

W całościowym jednak spojrzeniu na zagadnienia przydatności mostów składanych (a szczególnie, gdy przewidywana jest dłuższa eksploatacja przejść mostowych) można łatwo dostrzec ich zalety, stanowią bowiem jedną z najlepszych konstrukcji spełniających takie warunki [5, 18].

Do dodatnich cech mostów składanych najczęściej zalicza się:

- możliwość szybkiej odbudowy częściowo zniszczonych mostów stałych przy zastosowaniu mostów składanych o dużych przęsłach,
- większą odporność na działanie broni klasycznej,

- dużą trwałość statyczną, charakteryzującą się sztywnością i pewnością pracy konstrukcji. Związana jest z tym możliwość znacznego zwiększenia przepustowości ruchu w stosunku do innych rodzajów mostów wojennych.

Mówiąc o wadach mostów składanych wymienia się:

- trudności w maskowaniu, stanowią bowiem po ich wybudowaniu, odkryty nieruchomy cel,
- dość znaczne ciężary elementów składowych i całości konstrukcji,
- trudności z budową podpór zwłaszcza na dużych i głębokich rzekach,
- konieczność użycia w czasie budowy tych mostów na dużych przeszkodach, różnego sprzętu pomocniczego, oraz środków transportowych do przewozu konstrukcji.

Ponadto mosty składane mają cechy wytrzymałości konstrukcji stałych oraz wiele cech dodatkowych, takich jak:

- duża szybkość montażu;
- niewielka ilość różnorodnych części składowych;
- możliwość tworzenia więcej niż jednego schematu konstrukcyjnego;
- wzajemna wymiennność jednakowych elementów między sobą;
- łatwość adaptacji do warunków miejscowych;
- możliwość rozbiórki bez uszkodzeń;
- łatwość transportu za pomocą środków przewozu masowego;
- składanie w przewidziane układy bez użycia rusztowań pomocniczych;
- prostota eksploatacji m. in. samoczynne odwodnienie jezdnii.

Podstawowym tworzywem konstrukcyjnym dla mostów składanych są stale konstrukcyjne i stopowe, a także stopy aluminium [4, 6, 10, 18].

Istnieje wiele typów mostów składanych, różniących się między sobą zarówno pod względem przeznaczenia (mosty kolejowe, drogowe) jak i możliwości technicznych przekraczania rzek dużych, średnich czy małych. Związane są z tym wartości obciążeń eksploatacyjnych tych mostów, jak również wymagane rozpiętości przeseł podstawowych czy tzw. maksymalnych. W każdym typie mostu składanego istnieje przęsło o rozpiętości uznanej za najbardziej charakterystyczną. Przęsło takie nosi nazwę przęsła podstawowego, przęsło natomiast o największej możliwej rozpiętości, zbudowane z elementów składowych danego mostu nosi nazwę przęsła maksymalnego.

Pojęcie tego typu mostu składanego jest inaczej interpretowane niż mostu stałego. Za most stały uważa się określoną budowlę inżynierską przykrywającą daną przeszkodę. Budowla ta dopiero po jej zrealizowaniu otrzymuje nazwę mostu, zwykle z przydomkiem charakteryzującym materiał (mosty stalowe, żelbetowe, kamienne itp.) oraz konstrukcję (kratowe, łukowe, belkowe itp.). Pod pojęciem mostu składanego natomiast rozumie się zbiór elementów składowych, niezależnie czy będą one wbudowane w określone przęsła nad przeszkodami lub czy będą się znajdowały w magazynach, łączonych między sobą w przewidywane układy statycznie-liniowe, płaskie lub przestrzenne za pomocą odpowiednio wykonanych złącz i łączników (sworznie, trzpienie, śruby i różnego rodzaju zamki).



Elementy składowe ustroju niosącego mostu składanego uzyskuje się w wyniku podziału przęsa podstawowego płaszczyznami podłużnymi, poprzecznymi, pionowymi i poziomymi.

Przy podziale podłużnym, elementy składowe mają takie przekroje poprzeczne, że po ich ustawieniu obok siebie tworzą konstrukcję nośną przęsa. Jest to najprostszy schemat, mający zastosowanie w przęsłach wjazdowych mostów składanych.

Podział konstrukcji przęsa w kierunku poprzecznym na segmenty ma zastosowanie przy większych przęsłach ze względu na gabaryty i masę elementów składowych. Podział przęsa płaszczyznami pionowymi pozwala na otrzymanie dźwigarów głównych w postaci dwuściennych, trójściennych itp. Ponadto same pasy dźwigarów mogą być wykonywane w postaci elementów dostawianych, co również pozwala na otrzymanie pionowego podziału ich na elementy składowe.

Podział przęsa w kierunku pionowym pozwala na tworzenie tzw. pięter. W wyniku takiego podziału dźwigary mogą występować jako wielopiętrowe.

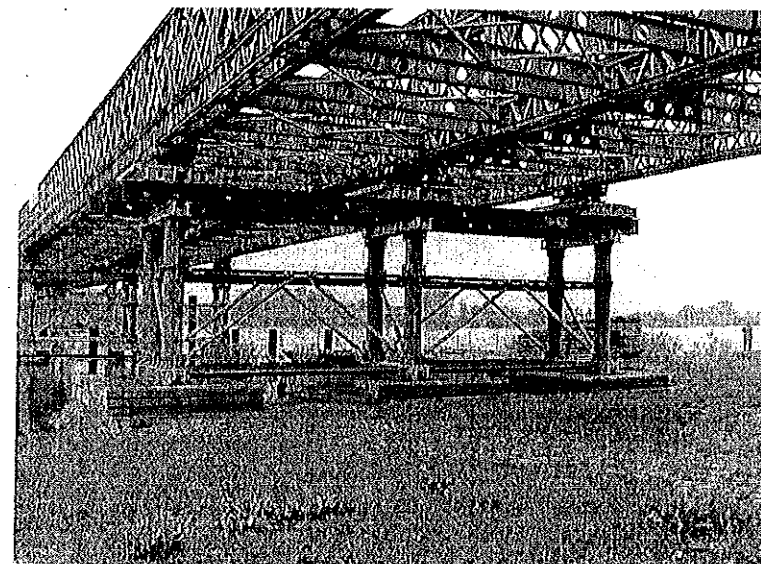
### 1.1.2. Co to jest most składany?

Mosty składane to konstrukcje inżynierskie, złożone z uprzednio przygotowanych elementów składowych o ujednoliconych dla danego typu kształtach i wymiarach, o specyficznych właściwościach statycznych, wytrzymałościowych i montażowych, spełniające określone wymagania np. wojskowego budownictwa mostowego, tj. specjalne warunki techniczne projektowania, specyfikę rozwiązań konstrukcyjnych oraz wymagania, takie jak prostota, łatwość i szybkość montażu (demonażu), łatwość adaptacji do warunków miejscowych, możliwość tworzenia różnych schematów montażowych z tych samych elementów składowych, niewielka liczba i różnorodność elementów oraz łatwość przewożenia elementów transportem kolejowym i samochodowym, w sytuacjach szczególnych zaś transportem śmigłowcowym czy transportem wodnym (rys. 1.1) [2, 5, 7, 10].

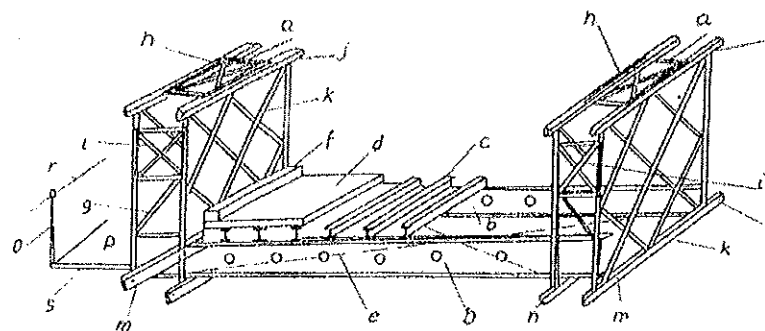
Elementy te są konstruowane jako powtarzalne i wykonywane metodami przemysłowymi z uwzględnieniem wymagań standaryzacji i typizacji, mają więc właściwości wielokrotnego ich użycia w różnych układach statycznych. Oznacza to, iż przęsa (niekiedy i podpory) przystosowane są do wielokrotnego szybkiego montażu i rozbiórki, (w różnych warunkach terenowo-wodnych i transportowo-przeładunkowych) a ponadto spełniają szereg zasadniczych warunków charakteryzujących pracę mostów stałych, jak wytrzymałość na znaczne obciążenie ruchowe, lekkość konstrukcji, ekonomia w metodach wykonawstwa i materiałach, w postaci, wzajemnej wymienności jednakowych elementów, możliwości stopniowania rozpiętości ze stosunkowo małym modułem, łatwości pasowania złącz, transportowania elementów składowych mostu, małej ilości różnorodnych części składowych, prostoty rozwiązań i nieskomplikowanej eksploatacji (rys. 1.2).

Zasadniczym materiałem elementów podstawowych mostów składanych może być każdy materiał konstrukcyjny używany w budownictwie,

a w szczególności stal wysokowytrzymała, stopy aluminiowe oraz tworzywa sztuczne.



Rys. 1.1. Widok ogólny mostu składanego



Rys. 1.2. Schemat podziału typowego mostu składanego na elementy składowe; a – dźwigar mostu, b – belka poprzeczna, c – belka podłużna, d – płyta nawierzchni, e – wiatrownica, f – krawężnik, g – tężnik ścian, h – przepona pozioma, i – przepona pionowa, j – pasy górne dźwigarów, k – krzyżulce dźwigarów, m – pasy dolne dźwigarów, n – złącza, o – słupek chodnika, p – pomost chodnika, r – poręcz, s – wspornik chodnika

Komplet mostu składanego (tzw. zestaw) stanowią znormalizowane części (niezbyt ciężkie) wraz z podstawowym usprzętowaniem, umożliwiające montowanie przęseł o różnej rozpiętości (najczęściej ok. 100 m), wysokości, rozstawie dźwigarów, dopuszczalnym obciążeniu itp.

W odróżnieniu od konstrukcji mostowych składanych, istnieją mniej doskonałe formy montażowe, określane jako:

- układy prefabrykowane (przeznaczone do użytku jednorazowego) konstrukcje przygotowane na ogół na terenie zakładu w formie podzespołów (w postaci ram, bloków pomostowych, całych kratownic), a następnie dostarczone na budowę, gdzie za pomocą ogólnie znanych metod wbudowywane są na stałe w konstrukcję,
- prowizoria konstrukcyjne czyli podzespoły, które można kilkakrotnie montować i demontować w ściśle określony kształt, odpowiadający konstrukcji stałej przy zachowaniu niezmienności kolejności montowania elementów. Podstawowym łącznikiem w prowizoriach mostowych jest śruba (np. wiele mostów składanych dawnych typów można zaliczyć do tej grupy).

Jak z powyższego wynika konstrukcje składane stanowią najwyższą formę układu montażowego.

Z uwagi na szybkość montażu, prostotę i łatwość eksploatacji, przyjęto uważać mosty składane za ustroje prowizoryczne. Pogląd ten jest jak najbardziej niesłuszny. Konstrukcje składane spełniają warunek szybkiej budowy i w razie konieczności – szybkiej rozbiórki. Ponadto okres ich pełnej eksploatacji, przy odpowiednim zabezpieczeniu, w zasadzie jest taki sam jak w wypadku stosowania konstrukcji stałych. W razie konieczności, poszczególne rozwiązania konstrukcji składanych mogą również uwzględniać wymagania architektoniczne. Nie są to więc ustroje ani prowizoryczne, ani tymczasowe.

Dzisiejsze tempo rozwoju transportu i przemysłu narzuca konieczność stosowania nowych form w budownictwie, a przede wszystkim w projektowaniu mostów, wiaduktów, hal itp. Te nowe formy muszą być dostosowane do nowych wymagań funkcjonalnych tych budowli, bowiem konstrukcje budowlane z biegiem czasu ulegają starzeniu technicznemu. Trzeba więc przebudowywać, a czasem burzyć zazwyczaj monolityczne, ciężkie, żelbetowe hale lub przęsła, co jest bardzo pracochłonne i kosztowne.

W konstrukcjach składanych nie zachodzi potrzeba wyburzania obiektu lub jego części, a istnieje tylko wymiana bądź przebudowa, która w przyszłości może być kwestią nie tylko dni, ale nawet i godzin.

### 1.1.3. Krótka historia mostów składanych

Mosty składane pojawiły się na przełomie XIX i XX wieku, w okresie rozwoju metalurgii, która stworzyła niezbędną bazę materiałową. Pierwsze konstrukcje były stosowane do odbudowy zniszczonych mostów kolejowych podczas wojny francusko-pruskiej. Udałe doświadczenia skłoniły Austro-Węgry, Rosję, Niemcy i Włochy do prac nad tymi konstrukcjami. Rozwiązania konstrukcyjne

nie tylko uwzględniały warunki militarne, lecz również i ówczesne potrzeby gospodarcze państw, w których je budowano. Do opracowania tych trudnych konstrukcji zaangażowani byli wybitni inżynierowie, tacy jak: Eifel, Kohn, Paton, Inglis, Gerbert, Bailey i wielu innych [1, 4, 10].

W 1914 roku wybuchła I wojna światowa, bardziej mobilne armie potrzebowały nowych środków przeprawowych umożliwiających szybkie przywracanie ciągów transportowych nad przeszkodami wodnymi i terenowymi zarówno w strefie taktycznej, operacyjnej jak i obszaru kraju. II wojna światowa powodowała dalszy rozwój tych konstrukcji. W konsekwencji pod koniec pierwszej wojny światowej znajdowało się, w różnych krajach europejskich łącznie, kilkadziesiąt kilometrów mostów składanych, pod koniec natomiast drugiej wojny światowej – kilkaset kilometrów.

Po doświadczeniach obu wojen światowych, kiedy stratedzy bardzo wysoko ocenili znaczenie mostów składanych, opierając swoje spostrzeżenia na konkretnych przykładach, w wielu państwach wśród konstruktorów mostów składanych rozgorzał wyścig techniki i pomysłowości.

W tym czasie Anglia bazowała na konstrukcjach mostów składanych Bailey'a, które zostały uznane przez Zachód jako jedno z dziesięciu największych osiągnięć technicznych dokonanych w czasie II wojny światowej. Ich kierunki badawcze koncentrowały się do lat pięćdziesiątych na pracach udoskalających, przede wszystkim części pomostowej i wprowadzeniu stopów aluminiowych.

W Związku Radzieckim w tym czasie został opracowany nowy most składany z elementów przestrzennych RMM-49. Inżynierowie szwajcarscy ogłosili rozwiązanie mostu składanego montowanego z kilku odmian rur, prawie że w dowolnych układach statycznych. Jego podstawą był element liniowy i przez to budowa mostu nie dorównywała szybkości montażu mostów Bailey'a (10 m/h), która wydawała się być granicą nie do przebycia.

W Stanach Zjednoczonych przystąpiono do opracowania mostu składanego ze stopów aluminiowych, chcąc w ten sposób uzyskać zmniejszenie ciężaru przęsła, który jednak okazał się niezbyt lekki i trudny w montażu.

W Polsce rozpoczęto prace nad mostami składanymi w roku 1951. Kraj nasz zakupił w latach powojennych sporo elementów mostów Bailey'a, z których zmontowano wiele mostów, w celu zastąpienia konstrukcji zniszczonych w czasie wojny na terenie całego kraju. Stosowano także poniemieckie mosty składane LZB, produkowane w ostatnich latach wojny przez zakłady Kruppa oraz odcinki mostów SKR, R, Kohna, Roth-Wagnera i ESTB. W ten sposób powstała baza, na której rozpoczęto prace badawcze. W rok później, konstruktorzy polscy odnieśli pierwszy skromny sukces, opracowując metodę sprężania mostów składanych, co w efekcie spowodowało zmniejszenie ciężaru przęseł przy żądanych rozpiętościach i nośności.

W połowie lat pięćdziesiątych powstał pierwszy nowoczesny polski drogowy most składany typu MS-54. Pozwala on na zwiększenie szybkości montażu do 20 m/h. Bariera techniczna została zatem przełamana. Jednocześnie inżynierowie czechosłowaccy opracowali nową konstrukcję mostu kolejowego, której

szybkość montażu wynosiła 10 m/h. Pojawiły się również opracowania francuskie, angielskie (odmiana aluminiowa), niemieckie (most drogowo-kolejowy).

W roku 1961 została opracowana w naszym kraju teoria pracy mostów składanych, która dała podstawę do stosowania układów belek ciągłych, co w efekcie pozwoliło na uproszczenie montażu i zwiększenie nośności przęseł. W tym czasie na rynku światowym pojawia się stal konstrukcyjna wysokowytrzymała. Pierwsze mosty z tej stali powstały w USA. W Polsce z podobnej stali powstał wiadukt składany, lżejszy od konstrukcji aluminiowych. Zakładana szybkość jego montażu wynosiła 20 m/h. Rozwiązania konstruktorów Związku Radzieckiego, w którym także nastąpił wzrost intensyfikacji badań, dały w ostatecznym wyniku mosty składane o szybkości montażu przęseł do 20 m/godz. Przemysł ZSRR rozpoczął produkcję konstrukcyjnych stali wysokowytrzymałych. Podobne gatunki stali wprowadziła do produkcji Czechosłowacja i prawie cała zachodnia Europa.

W latach 70. prowadzono w kraju prace zarówno nad konstrukcjami mostów jak i wiaduktów składanych, które mogłyby spełniać jednocześnie wymagania wojska oraz najnowsze wymagania cywilnego transportu drogowego. W wyniku tych prac skonstruowany został w latach 1965-68 drogowy most składany DMS-65, charakteryzujący się wysokimi walorami technicznymi. Osiągana szybkość montażu przęseł tego mostu, w zależności od układu konstrukcyjnego, waha się w granicach 25 do 30 m/h i należy, w klasie tego typu mostów do jednej z największych [5, 7, 9, 14, 18].

Jak z tego wynika szybkość montażu omawianego mostu jest 2 do 3 razy większa od szybkości montażu mostów składanych Bailey'a. Wykonany ze stali o podobnych właściwościach jest on bardziej wytrzymały.

Dla porównania warto podać, że przy rozpiętościach przęseł 39 m most składany DMS-65 ma nośność 600 kN, natomiast most składany Bailey'a należący jeszcze wówczas do wyposażenia NATO 400 kN. Nawierzchnia mostu DMS-65 jest ułożona z płyt ortotropowych o szerokości większej o 1 m od nawierzchni mostów Bailey'a. System transportu mostu DMS-65 odpowiada najnowszym poglądom w tej dziedzinie, a koncepcja montażu jest nie tylko wydajna, ale i technicznie prosta.

W latach sześćdziesiątych także i w ZSRR konstruktorzy mostów składanych zaprezentowali wiele różnorodnych rozwiązań konstrukcji jako drogowych mostów składanych, systemu BARM, SARM i MARM. Montaż mostów wymagał dużego udziału sprzętu pomocniczego i kompleksowej mechanizacji budów.

Badania prowadzone, zwłaszcza w Europie, nad zagadnieniami wiaduktów składanych wynikały z rozwoju motoryzacji. W wyniku tych prac powstało wiele rozwiązań także w naszym kraju.

Prace nad udoskonalaniem jak i tworzeniem nowych konstrukcji mostów składanych, z różnym nasileniem i efektami, są we wszystkich uprzemysłowionych krajach stale kontynuowane.

#### 1.1.4. Kierunki rozwiązań konstrukcyjnych

Charakterystyczne kierunki rozwiązań mostów składanych, kształtowały się w zależności od tradycyjnego schematu statycznego, który do niedawna przyjmowany był w postaci belek wolnopodpartych, do układu montażowego, w postaci belek ciągłych [2, 5, 8, 10]. Decydującym czynnikiem podziału mostów składanych jest kształt konstrukcyjny elementu podstawowego, który występuje w trzech zasadniczych odmianach:

- jako element liniowy
- w postaci elementu płaskiego
- jako element przestrzenny.

*Mosty składane z elementów liniowych.* Kierunek ten reprezentują następujące mosty składane: Roth-Wagnera, Patona, Gerbera, Inglisa, SKR-6, ESTB, Hamiltona. Mosty składane z elementów liniowych rozwinęły się w początkowym okresie kształtowania się tego rodzaju układów. Były to w zasadzie schematy różnego typu kratownic. Podział na elementy składowe dokonywany tu był na bazie spostrzeżeń, jakie zbierano przy montażu podobnych układów mostów stałych, z tym, że węzły połączeń nitowych, zastępowane były przez śruby, a czasami przez sworznie. Produkcja elementów liniowych nie nastęczała zbyt trudności wykonawczych i była realna dla ówczesnego poziomu przemysłowego. Mosty tego rodzaju mają jedną wspólną zasadniczą wadę, a mianowicie bardzo dużą ilość odmian elementów składanych i związanych z tym ilości punktów łączenia, co wymagało znacznej pracochłonności przy montażu na placach budowy. Następną wadą, to niewielkie możliwości zmiany układów przęseł w dostosowaniu do warunków miejscowych, a także brak możliwości wymiany elementów podczas pracy mostu.

*Konstrukcje mostów składanych z elementów płaskich.* Kierunek ten reprezentują następujące mosty składane: Eifla, Kohna, LZB, Bailey'a, MS 22-80. Konstrukcje mostów składanych z elementów płaskich stanowią bardziej nowoczesne układy. Powstały one w okresie nieco późniejszym niż mosty składane z elementów liniowych, gdyż wymagają do swego wytworzenia bardziej skomplikowanych metod produkcyjnych, którymi może dysponować jedynie silny przemysł metalurgiczny. Zastosowanie płaskich elementów, a następnie złącza na sworznie wpłynęło przede wszystkim na zwiększenie tempa montażu. Czas montażu np. mostów z elementów liniowych waha się w granicach 1 do 2 m/h, gdy tymczasem szybkość montażu mostów składanych z elementów płaskich wynosi 6 do 20 m/h. Liczba różnorodnych elementów składowych, zmniejszyła się w tych mostach do rzędu 10-25 sztuk, zamiast kilkudziesięciu sztuk jakie występują w mostach składanych z elementów liniowych. Stosunkowo niewielkie ciężary elementów płaskich umożliwiają stosowanie, w przypadkach awaryjnych, montażu ręcznego. Płaskie elementy umożliwiły dobieranie niewielkich przekrojów w układzie pasów elementów składowych oraz niezbyt ciężkich i łatwych w obsłudze połączeń. Obecnie elementy płaskie są wykonywane jako konstrukcje spawane. Niewątpliwie, zagadnienie tolerancji wykonawstwa i pasowania mon-

tażowego złącza jest w tym przypadku znacznie trudniejsze, lecz w sumie ciężar tego typu mostów jest mniejszy. Ważne również jest łatwe dostosowanie tego typu mostów do warunków miejscowych, przez zastosowanie układów piętrowych i wielościennech. W takich rozwiązaniach można stosować niewielkie przedziały, które przyjmuje się od 2,5 m (mosty LZB) do 3,05 m (mosty Bailey'a), a co za tym idzie, zmieniać rozpiętości przęsła przez dodawanie lub odejmowanie odpowiedniej ilości przedziałów. Z uwagi na niewielkie gabaryty i związane z tym ciężary elementów płaskich, transport ich przy pomocy masowego taboru samochodowego czy kolejowego nie nastęrcza trudności. Ogólnie utrwała się pogląd, że mosty składane z elementów płaskich należą do układów przyszłościowych.

*Mosty składane z elementów przestrzennych.* Kierunek ten reprezentuje szereg typów mostów składanych Związku Radzieckiego oraz mosty Stanów Zjednoczonych N-10 i N-20. Konstrukcje tego typu powstały w ostatniej fazie rozwoju mostów składanych, gdyż należą do najtrudniejszych w produkcji przemysłowej, a to z uwagi na wymagane tolerancje wykonawstwa przestrzennych elementów składowych. W wielu przypadkach posiadają one jednak w porównaniu z mostami składanymi z elementów liniowych i płaskich wiele istotnych zalet, z których najważniejsze to:

- mała liczba różnorodnych typów elementów składowych,
- prostota montażu w zadany układ konstrukcyjny,
- mała ilość połączeń,
- stosunkowo duża szybkość budowy,
- niewielki ogólny ciężar mostów z uwagi na wykonywanie całych bloków łącznie ze stężeniami jako układy spawane,
- znaczna sztywność założonego schematu konstrukcyjnego,
- możliwość stosowania płyt ortotropowych.

Do ujemnych cech tego rodzaju mostów zalicza się:

- niewielkie ilości schematów montażowych jakie z tego rodzaju elementów można otrzymać oraz związane z tym trudności dostosowania konstrukcji do warunków miejscowych, jak np. niemożliwość zmiany sytuowania jezdni w zależności od niwelety dróg dojazdowych, czy konieczność piętrowania dźwigarów celem uzyskania przęsła o większych rozpiętościach,
- duży ciężar elementów składowych,
- konieczność użycia do montażu ciężkich mechanizmów pomocniczych a zwłaszcza dźwigów,
- trudny transport wymagający często specjalnych środków.

W obecnych i przyszłościowych rozwiązaniach konstrukcyjno - technologicznych oraz wykonawstwie toczy się wyścig o skracanie czasu montażu i obniżanie pracochłonności traktowanych jako wiodące kryteria [5, 7, 8, 10, 18]. Spełnienie ich mogą zapewnić następujące najważniejsze kierunki rozwoju mostów składanych.

*Kierunek pierwszy* związany jest z doskonaleniem i modernizacją istniejących rozwiązań konstrukcyjnych, które zmierza do radykalnego eliminowania

liczby elementów, tworzących konstrukcje tych mostów, poprzez prefabrykację elementów, stanowiących gotowe odcinki obiektów mostowych.

*Kierunek drugi* polega na doskonaleniu procesów budowy, a właściwie montażu mostów z prefabrykowanych elementów, w drodze daleko posuniętej mechanizacji a nawet pełnej automatyzacji procesów montażu.

*Kierunek trzeci*, wyznaczający wyraźny postęp w rozwoju mostów wojskowych (w tym mostów składanych), polega na stosowaniu tworzyw konstrukcyjnych - nowych materiałów o podwyższonych właściwościach fizyczno-mechanicznych i eksploatacyjnych, w szczególności stopów aluminiowych oraz nowych gatunków stali o wysokiej wytrzymałości (np. otrzymywanych w drodze ulepszenia cieplnego), nie wymagających stosowania zabiegów antykorozyjnych.

*Czwartym kierunkiem* rozwoju wojskowego budownictwa mostowego (w tym mostów składanych), chyba najważniejszym, jest nie mająca dotychczas miejsca, olbrzymia koncentracja sił i środków na prace rozwojowe i wdrożeniowe, dokonywana przez poszczególne państwa oddzielnie i coraz częściej w ramach współpracy międzynarodowej.

*Piąty kierunek* rozwoju mostów składanych (także wojskowego budownictwa mostowego) uwidacznia się w szerokim stosowaniu nowych metod obliczeń statyczno-wytrzymałościowych i bardziej adekwatnych do rzeczywistości schematów konstrukcji, m.in. uwzględnienie przestrzennej pracy konstrukcji składanej, współpracy wszystkich jej elementów, określenia stopnia sztywności połączeń i zmiennej sztywności przekrojów.

Zasygnalizowane kierunki postępu i rozwoju w dziedzinie mostów składanych mają miejsce we wszystkich współczesnych państwach i armiach. Wszelkstronne kontakty międzynarodowe i nie mająca w dotychczasowej historii łatwości przenikania informacji naukowo-technicznej, prowadzą do rozwiązań i upowszechniania poglądów i zasad wykorzystania tej specyficznej techniki w działalności gospodarczo-obronnej.

Należy przypuszczać, że kierunki rozwoju mostów składanych w naszym kraju będą się koncentrowały przede wszystkim na:

- doskonaleniu materiałów konstrukcyjnych, a zwłaszcza stopów aluminiowych i stali o wysokich wytrzymałościach jak również tworzyw sztucznych,
- optymalizacji schematów statycznych i technologii montażu,
- konstruowaniu wiaduktów składanych, zapewniających bardzo szybką budowę dwupoziomowych skrzyżowań dróg dowozowych w celu usprawnienia przerzutów operacyjnych wojsk i zaopatrzenia,
- problemie podpór składanych, których budowa do chwili obecnej nie nadąża jeszcze za szybkością montażu przęsła, a ponadto jest zbyt pracochłonna,
- zwiększaniu mechanizacji budów.

Jako przykład kierunku rozwojowego mostów składanych, a zwłaszcza podpór, można tu wymienić prace nad skonstruowaniem podpór kroczących, za pomocą których można by zdalnie naprowadzać zmontowane w ukryciu mosty na przeszkodę, jak również zmieniać ich usytuowanie. Są to prace wybiegające daleko w przyszłość, można powiedzieć - aż do granic fantastyki. Istnieje jednak

nadzieja, że te wszystkie poruszone problemy, urealni i rozwiąże wychowane przez nas nowe pokolenie konstruktorów wojskowych.

## 1.2. Charakterystyka zasobów konstrukcji mostów składanych

Warunkiem koniecznym realizacji procesu transportowego jest sprawność LST oraz każdego ze składowych obiektów (urządzeń) ITT, wchodzących w skład ciągu transportowego. Jest więc oczywiste, że od *podatności użytkowej* obiektów i urządzeń LST/ITT zależy efektywność całego procesu transportowego [5, 7, 8, 9].

Zniszczenie lub poważne uszkodzenie przynajmniej jednego z urządzeń czy obiektów LST/ITT uniemożliwia lub znacznie utrudnia realizację procesu transportowego. Ocenia się, że najbardziej narażone na zniszczenia, a jednocześnie bardzo pracochłonne będzie przygotowanie i utrzymanie żywotności ITT, w tym szczególnie dużych węzłów drogowych i przejść mostowych. Przywracanie przejezdności dokonuje się w wyniku procesu realizacji przerwanej połączenia poprzez osłonę techniczną, dublowanie, odtwarzanie itp.

Sposób i zakres wykonania zadań osłony technicznej LST/ITT zależą będzie od stopnia zagrożenia państwa, czasu jakim będzie dysponować na przygotowanie się do obrony oraz stopnia uprzedzającego - pokojowego przygotowania infrastruktury terenowej kraju do prowadzenia działań operacyjnych. Stąd też jednym z ważniejszych elementów przygotowania osłony technicznej LST/ITT jest odpowiednie rozlokowanie rezerw oraz ich właściwa konserwacja.

W resorcie infrastruktury w ramach rezerw państwowych utrzymuje się specjalne, wyodrębnione zasoby surowców, materiałów, konstrukcji (mosty składane, estakady itp.), maszyn i urządzeń oraz innych wyrobów niezbędnych do realizacji nałożonych na resort zadań obronnych. Tworzenie i utrzymanie rezerw powinno uwzględniać strategię obronną państwa, plany i potrzeby mobilizacyjne. Rezerwy łągodzą a nawet eliminują skutki sytuacji kryzysowych i decydują o potencjale gospodarczo - obronnym państwa.

Obecnie znajduje się na składach (otwartych i zamkniętych o różnym stopniu utrzymania i konserwacji) kilka kilometrów różnego rodzaju konstrukcji mostów (wiaduktów i estakad) składanych. Najbardziej przydatne wydają się w tym przypadku wojskowe konstrukcje składane, których zastosowanie „cywilne” staje się coraz szersze. Używane i sprawdzone przez wojsko w warunkach polowych, umożliwiają po odpowiedniej adaptacji ich zastosowanie w gospodarce narodowej (por. rozdział 3).

Istotnego znaczenia, przy niewystarczającej ilości tych konstrukcji oraz specyficznych warunków ich wykorzystania, nabiera konieczność prowadzenia prac projektowo - przygotowawczych nad zmodernizowaniem i bardziej uniwersalnymi wariantami wykorzystania techniczno - technologicznego, zapewniającego szybką budowę (odbudowę, osłonę techniczną) interesujących nas obiektów LST/ITT (por. rozdziały 4 i 5).

Odtworzenie przejścia mostowego przez przeszkodę terenowo-wodną polega na zastosowaniu konkretnej konstrukcji mostu składanego oraz wykonaniu przedsięwzięć (zadań, i robót), które w rezultacie pozwolą na umożliwienie ruchu (transportu) na drugi brzeg pomimo zniszczenia lub uszkodzenia mostu. Mówiąc prościej jest to uruchomienie tymczasowego mostu - wiaduktu objazdowego aż do chwili odbudowy zniszczonego mostu stałego.

## 1.3. Podział mostów składanych

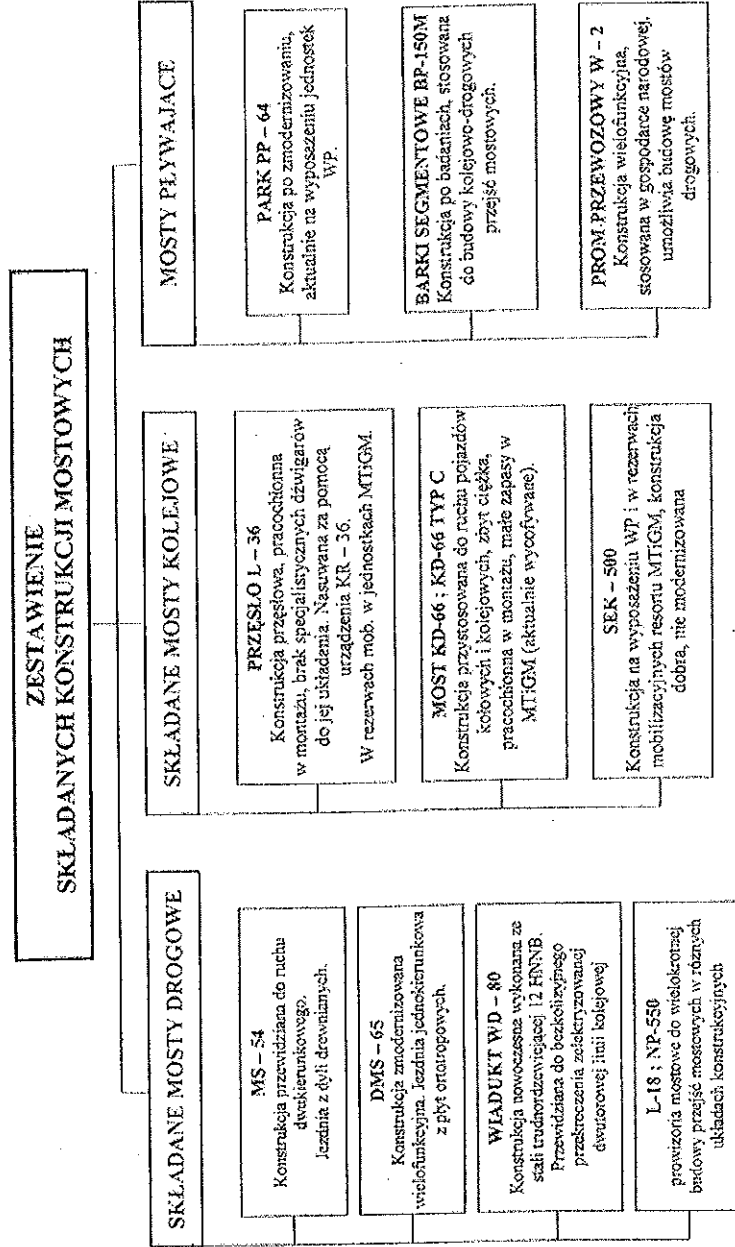
Celem podziału mostów składanych (specyficznej klasyfikacji) jest ustalenie i uporządkowanie kryteriów i cech, które je charakteryzują, dając tym samym wyobrażenie o zewnętrznym wyglądzie systemie, przeznaczeniu, konstrukcji mostu itp. Uporządkowanie to jest konieczne ze względu na różnorodność budowl mostowych [5, 7, 8, 9, 10].

Oczywiście podział ten nie może być przeprowadzony drobiazgowo, byłoby to zbyt uciążliwe a w konsekwencji mało użyteczne. Istotą proponowanego tu podziału jest pewnego rodzaju przegląd rozwiązań znanych i stosowanych, jako punkt wyjścia do poszukiwań nowych i lepszych. W tabelicy 1.1 przedstawiono zestawienie składanych konstrukcji mostowych stosowanych w kraju.

Zawsze jednak podział mostów składanych według cech (różniących i wspólnych) następuje na podstawie pewnych kryteriów, przyjmujących za punkt wyjścia: charakter konstrukcji nośnej oraz usytuowanie mostów, przewidywane rodzaje obciążeń ruchomych (tj. kolejowych, drogowych lub mieszanych), transport i przeładunek a także szybkość budowy oraz ramowy czas eksploatacji.

W praktyce wyróżnikami podziału - klasyfikacji mostów składanych są przede wszystkim: typ konstrukcji, możliwość zastosowania w konkretnej sytuacji, warunki realizacyjne, wymagana przepustowość oraz zapewnienie skrajni i czasu jego eksploatacji.

Postęp techniczny w zakresie nowych rozwiązań mostów składanych jest znaczny gdyż, niezależnie od celów militarnych, konstrukcje te mają w okresie pokoju duże zalety użytkowe. W zależności od przeznaczenia różnią się mosty drogowe, kolejowe i kolejowo-drogowe. Wymienione mosty składane buduje się na podporach stałych (zawierających fundament), podporach składanych i tymczasowych podporach palowych (wykonywanych z pali drewnianych lub stalowych). W zależności od położenia jezdni (pomostu) względem konstrukcji nośnej wyróżniamy mosty składane: z jezdnią górną (z jazdą górą), z jezdnią dolną (z jazdą dołem) lub z jezdnią pośrednią. Pod względem układu nośnego różnią się mosty składane o przęsłach wolnopodpartych i ciągłych. Wyróżnia się również mosty składane w zależności od przeznaczenia i faktycznego ich usytuowania w strefie (obszarze) działania związków taktycznych lub operacyjnych, przewidywanego obciążenia oraz czasu eksploatacji.



UWAGA. Charakterystyki techniczno-eksploatacyjne ww konstrukcji podane są w instrukcjach, albumach, encyklopediach itp. Rozwiązania konstrukcyjne prezentowane wyżej z założenia projektoro-wykonawczego zapewniają maksymalne tempo budowy (montażu), dużą odporność na celowe destrukcyjne oddziaływania, szybka naprawa powstałych uszkodzeń, ograniczenie prac wykonywanych bezpośrednio na przeszkodzie wodnej bądź terenowej, szeroki front robót, preferują mechanizację prac z jednoczesnym zastąpieniem montażu (demontażu) ręcznego transportowanie poszczególnych elementów

Tablica 1.1

Wykorzystanie wojskowych konstrukcji składanych dla potrzeb eksploatacji w warunkach cywilnych wymaga przede wszystkim dokładnej znajomości ich charakterystyk techniczno-technologicznych. Występujące tu trudności polegają głównie na uwzględnieniu wielu bardzo różnych żądań, potęgowanych brakiem ogólnodostępnych instrukcji (po części zdezaktualizowanych i zdekompletowanych), katalogów nakładów rzeczowo-czasowych oraz standardowych rozwiązań lokalizacyjno-organizacyjnych.

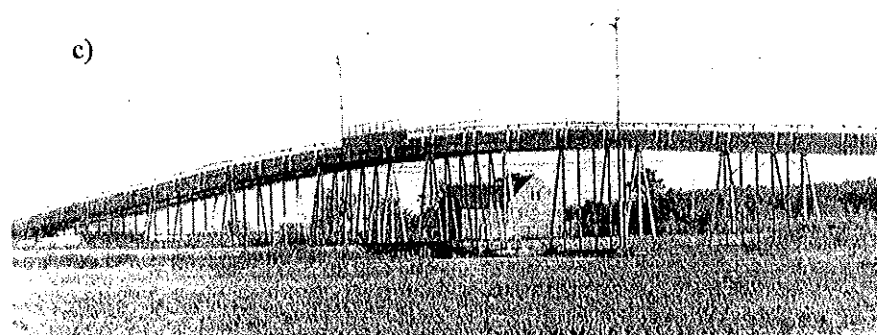
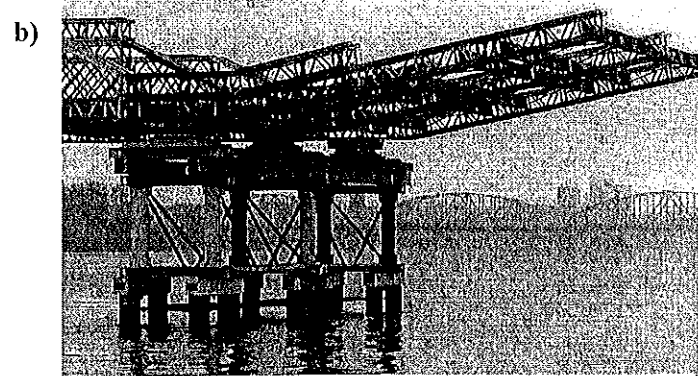
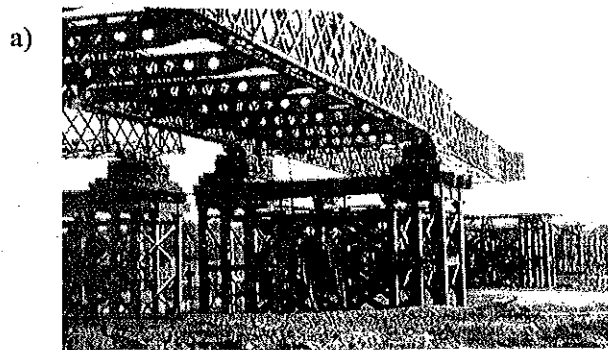
Wybór najwłaściwszego (racjonalnego) rozwiązania przejścia przeszkody terenowo-wodnej następuje na podstawie różnych analiz: przestrzennej, transportowej, konstrukcyjno-materiałowej, ekonomicznej, architektonicznej, mechanicznej czy wreszcie wykonawczej. W każdej z wymienionych analiz, jest jak widać, rozpatrywany inny zakres zagadnień, niemniej jednak analizy te są ze sobą ściśle związane. Stąd też dążenie do otrzymania rozwiązań najlepszych nie jest łatwe i wymaga ciągłych udoskonaleń w zakresie projektowania i wykonawstwa budowli mostowych. W konsekwencji chodzi o to, aby zaprojektować, zbudować i eksploatować most (wiadukt bądź estakadę), który się nie zawali, ale jednocześnie będzie to most tani.

Znacznym ułatwieniem planistyczno-realizacyjnym (w sytuacji projektowania adaptacyjnego, skróconego projektowania wykonawczego czy wariantowania ofertowego) powinna być znajomość rozwiązań techniczno - konstrukcyjnych (w tym szczególnie zalet), możliwych do zastosowania zestawów składanych konstrukcji mostowych, których zbiór przedstawiają rysunki 1.3, 1.4 i 1.5.

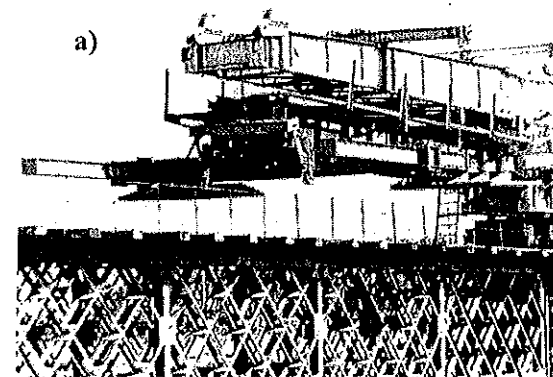
- *Drogowe metalowe mosty składane (DMMS)* tj. MS-54, DMS-65 wraz z SPS-69B, L-18 i NP-550 oraz MS-2280 (wycofany z rezerw i dyspozycji centralnych) – przykłady na rys.1.3 a, b;
- *Metalowe składane wiadukty drogowe (MSWD)* tj. WD-80 i SWD-83 oraz WD-69, i WD-75 (wycofane z rezerw i częściowo zdekompletowane) – rys.1.3c.
- *Kolejowe metalowe mosty i estakady składane (KMMS)* tj. L-36, KD-66C i SEK-500 oraz REM-500 (zdekompletowana) – rys.1.4;
- *Mosty pływające (barki pontonowe)* tj. BP-150M, W-2, PP-64, PM-71

Uwaga:

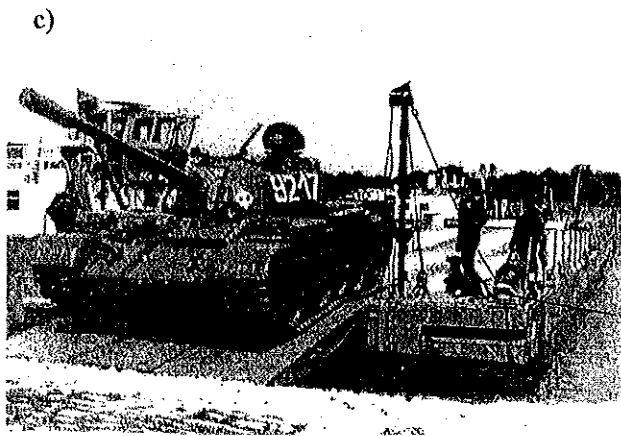
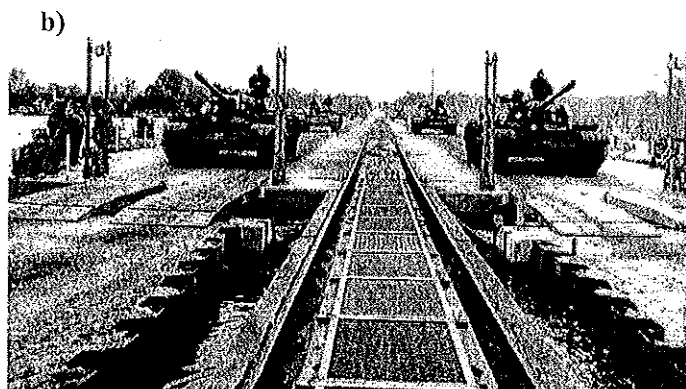
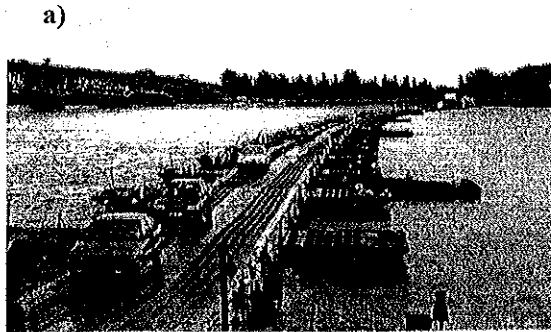
Szczegółowe opisy techniczne oraz budowy i eksploatacji przedstawionych konstrukcji, znajdują się w instrukcjach (najczęściej do użytku służbowego bądź niejawnym), podanych w spisie literatury.



Rys. 1.3. Składane mosty i wiadukty drogowe  
a) MS-54; b) DMS-65; c) WD-80



Rys. 1.4. Składane mosty i wiadukty kolejowe  
a) Przęsło L-36; b) KD-66; c) SEK-500



Rys. 1.5. Mosty pływające

a) Park pontonowy PP-64; b) Barki pełnopokładowe BP-150; c) Prom W-2

## 1.4. Charakterystyka wybranych konstrukcji składanych

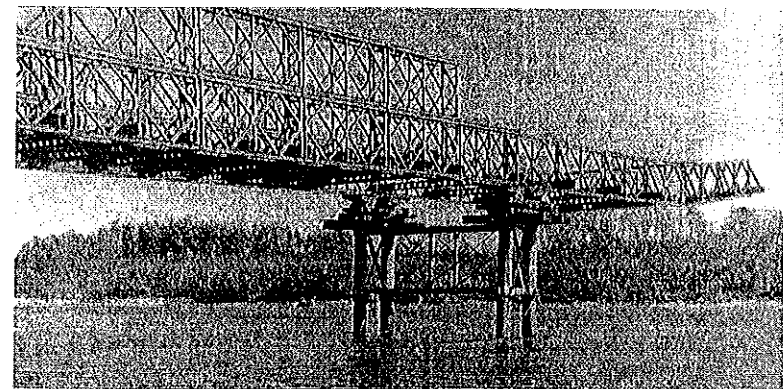
Charakteryzując podstawowe typy konstrukcji mostów składanych oparto się na założeniach i wymaganiach obronnych i gospodarczych, które jednoznacznie określają cel i zakres ich wykorzystania. Stąd w niniejszym podręczniku przedstawia się jedynie zestawy konstrukcji mostów składanych znajdujące się w rezerwach państwowych mobilizacyjnych, niekiedy czasowo przekazywane do dyspozycji jednostek inżynieryjno-komunikacyjnych. Omawiane zestawy mostów składanych, w tym ich konstrukcja, skład zestawów, osprzęt, sposoby montażu i przewozu są ogólnie znane, a jednostki posiadają praktyczne doświadczenia w budowie i eksploatacji [7, 8, 9, 10, 18].

W dalszych charakterystykach ważniejszych konstrukcji mostów składanych (traktowanych jako pakiet sygnałny) został przyjęty pewien układ uporządkowania, np. według danych techniczno-eksploatacyjnych, widoku z boku i przekroju poprzecznego, zestawienia elementów oraz przeznaczenia i zastosowania.

### 1.4.1. Drogowe metalowe mosty składane (DMMS)

#### 1.4.1.1. Zestaw drogowego mostu składanego typu MS-22-80.

Most MS-22-80 stanowi zmodernizowaną wersję mostu Bailey'a. Konstrukcja historyczna i wzorcowa, wielokrotnie stosowana w sytuacjach wojskowych i gospodarczych, na której kolejne pokolenia mostowców weryfikowały i doskonaliły swoje inżynieryjno-organizatorskie umiejętności (rys.1.6) [8, 11].

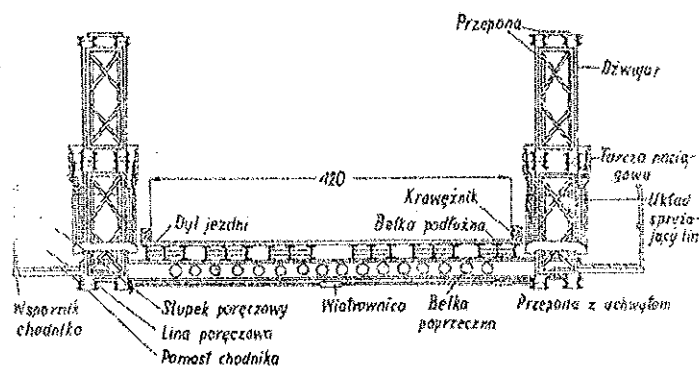


Rys.1.6. Widok ogólny mostu MS-2280

W wyniku modernizacji zwiększono szerokość jezdni oraz dzięki zastosowaniu odpowiedniego stężenia, nośność mostu. Podstawową jednostką mostu jest jeden zestaw umożliwiający wybudowanie 100 m mostu. Dzieli się on na 33



przedziały o długości 3,05 m, wysokości 3,1 m i szerokości jezdni 4,20 m (rys.1.7). Ze sprzętu MS-22-80 można przy użyciu większej liczby zestawów (lub części zestawów) budować mosty dłuższe lub krótsze. Jako zasadę przyjmuje się w moście MS-22-80 system ciągły (belka ciągła).



Rys. 1.7. Przekrój dźwigara mostu MS-2280 w układzie sprężonym

Mosty budowane z tych zestawów mają charakter manewrowy, zapewniają jednokierunkowy ruch pojazdów mechanicznych. Dotychczas most typu MS-22-80 był budowany na większych przeszkodach wodnych. Nośność mostu z zestawu MS-22-80 zależy od układu dźwigarów i rozpiętości przęseł oraz może wahać się od 9 do 80 T obciążenia gąsienicowego. Biorąc za podstawę konieczność przepuszczenia po moście różnych typów pojazdów wojskowych i cywilnych, przyjęto, że most powinien mieć nośność 400 kN.

Przy takim obciążeniu ruchomym i założeniu ciągłego systemu konstrukcji przęsłowej mostu MS-22-80 spośród wielu możliwych wariantów przyjęto:

- układ dwuścienny, dwupiętrowy – 2/2;
- rozpiętość przęsła  $l = 39,65$  m.

W dalszych rozważaniach przyjęto dla uproszczenia, że  $l = 40$  m. Taką rozpiętość przęsła przyjęto jako modułową, a więc ogólna długość mostu ( $L$ ) stanowi wielokrotność rozpiętości jednego przęsła ( $l$ ).

Konstrukcja przęseł typu 2/2 jest w zasadzie najbardziej odpowiednią, gdyż uzyskana tu rozpiętość przęsła jest stosunkowo duża, nie następuje większych trudności w montażu, a jednocześnie ma niewielką strzałkę ugięcia, co wpływa dodatnio na sztywność mostu. W przypadku konieczności dopasowania się do ogólnej długości mostu (przeszkody wodnej) można nie zmieniając konstrukcji zastosować mniejsze rozpiętości przęseł końcowych (brzegowych). Wreszcie, jeśli zachodziłaby konieczność zwiększenia nośności mostu, można stosując ten sam układ 2/2, a zmniejszając rozpiętość przęseł do  $l = 30,50$  m przepuszczać obciążenie 600 kN, lub przy  $l = 24,40$  m obciążenie 700 kN. W tabelicy 1.2 przedstawiono zestawienie podstawowych elementów mostu MS-2280.

Tablica 1.2

Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		długość (mm)	szerokość (mm)	wysokość (mm)	masa (kg)
1	Składnik kraty 	3150	180	1550	258
2	Belka poprzeczna 	6000	115	320	238
3	Wiatrownica Przepona do łączenia sekcji 	4600	60	60	30
4		1250	40	460	18
5	Belka podłużna środkowa 	3050	102	560	83
6	Belka podłużna skrajna 	3050	102	560	86
7	Dyl jezdni 	4500	50	220	30

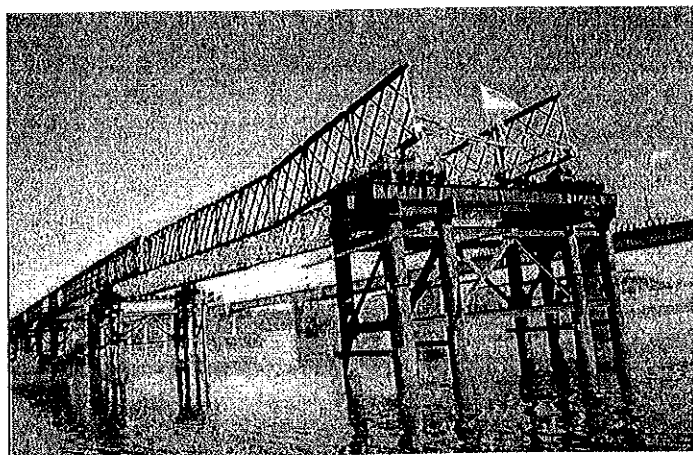
#### 1.4.1.2. Zestaw drogowego mostu składanego typu MS-54

Konstrukcja mostu jest kompletowana w zestawy umożliwiające budowę 108 m mostu, podzielona na 34 przedziały po 3,16 m każdy. Biorąc kilka zestawów (lub ich części) budować można mosty dłuższe lub krótsze. Mosty MS-54 buduje się również w systemie ciągłym. Wychodząc jak poprzednio z ustaleń etatowych i analizy warunków budowy DMMS można stwierdzić, że most typu MS-54, budowany będzie na obszarze kraju, głównie przez takie rzeki jak Wisła, Warta, Odra. Z zestawu mostu MS-54 buduje się mosty dwukierunkowe pod obciążenie gąsienicowe 400 kN lub jednokierunkowe pod obciążenie gąsienicowe 400+800 kN (rys.1.8, rys.1.9, rys.1.10 oraz tabl.1.3) [8, 9, 12].

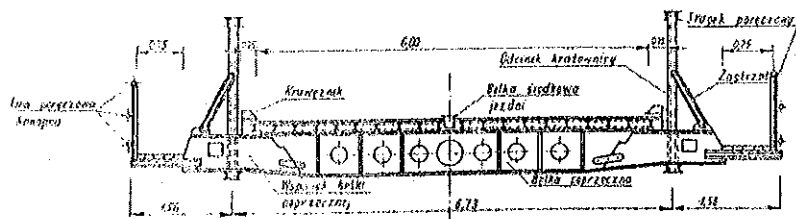
Podstawą przyjęcia odpowiedniej konstrukcji przęsłowej w moście typu MS-54 są te same założenia dotyczące obciążeń, co przy moście MS-22-80. Dlatego też, mimo że może tu występować różny układ dźwigarów głównych, różne rozpiętości przęseł i pod różne obciążenia, jako zasadnicze do dalszych rozważań przyjęto:

- obciążenie gąsienicowe 400 kN dla mostu dwukierunkowego,
- układ dźwigarów głównych dwuścienny jednopiętrowy – 2/1,
- rozpiętość przęsła  $l = 39,67$  m (a więc jak poprzednio dla MS-22-80  $l = 40$  m).

Dobór tej samej rozpiętości przęseł w moście MS-22-80 i w moście MS-54 podyktowany jest również chęcią zachowania modułu mostu i ułatwia odpowiednie porównania w dalszej części podręcznika, a także wariantowanie ogólnej długości mostów.

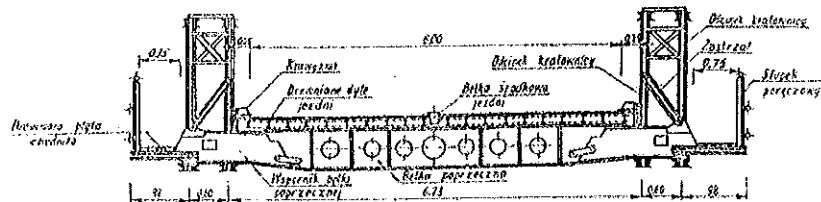


Rys. 1.8. Widok ogólny mostu MS-54 w trakcie nasuwania na podpore



Rys. 1.9. Przekrój poprzeczny mostu MS-54 w układzie ścian pojedynczych

Podobnie jak i w poprzedniej konstrukcji przęsłowej tak i tu istnieje możliwość zmiany długości przęseł końcowych bez zmiany układu dźwigarów, a także w razie konieczności zwiększenia nośności mostu, zachowania tego samego układu dźwigarów głównych, a zmiany rozpiętości przęseł lub zastosowanie.



Rys. 1.10. Przekrój poprzeczny mostu MS-54 w układzie ścian podwójnych

Tablica 1.3

Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		długość [mm]	Szerokość [mm]	Wysokość [mm]	masa [kg]
1	Przęsłowy odcinek kratowy 	3250	228	2460	550
2	Podporowy odcinek kratowy 	1750	228	2460	485
3	Tężnik 	560	5	680	13
4	Wspornik belki poprzecznej 	1822	240	798	144
5	Belka poprzeczna 	5920	240	675	521
6	Końcowa belka poprzeczna (ulepszona) 	8229	436	400	524
7	Wiatrowalca 	4243	30	30	35
8	Belka podłużna 	3140	400	234	135

Most MS-54 jest w zasadzie mostem dwukierunkowym. Jeśli zachodziłaby konieczność przepuszczenia pojazdów gąsienicowych o ciężarze 400 ÷ 800 kN, ewentualnie pojazdów kołowych o ogólnym ciężarze 300 kN, wówczas istnieje możliwość ich ruchu (bez zmiany układu i rozpiętości przęseł) w osi mostu, (a więc wtedy most jest eksploatowany jako jednokierunkowy).

Należy wówczas tylko przestrzegać następujących zasad ruchu pojazdów po moście:

- pojazdy gąsienicowe powinny zachowywać odstępy 50 m;
- równocześnie na jednym przęśle mogą znajdować się maksymalnie dwa ciężkie pojazdy kołowe.

### 1.4.1.3. Zestaw drogowego mostu składanego typu DMS-65

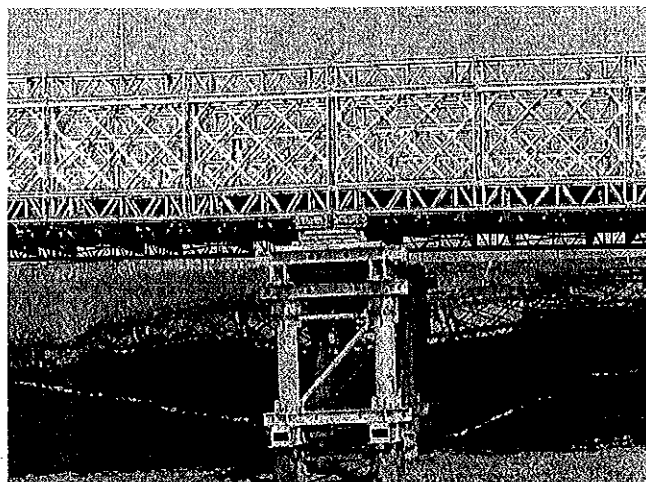
Zestaw jest przeznaczony do szybkiej i wielokrotnej budowy i odbudowy zniszczonych (uszkodzonych) wysokowodnych mostów o różnej długości na dowolnych podporach, na wojskowych drogach samochodowych.

Most DMS-65 (rys.1.11) może być stosowany również w gospodarce narodowej do szybkiej budowy tymczasowych i półstałych mostów, na drogach, jako rusztowania, konstrukcje itp. Dla celów praktycznych, przyjęto umownie określoną długość mostu w układzie podstawowym (łącznie z podporami i niezbędnym wyposażeniem w ręczny sprzęt montażowy) nazywać zestawem. W zestaw wchodzi: konstrukcja przęsłowa w układzie podstawowym o łącznej długości 99 m + 6 m w układzie przęseł wjazdowych, (przy wskaźniku zmiany długości przęseł, co 3m) razem 105m; trzy podpory SPS-69B Nr 5 o wysokości nadbudowy po 6,15 m każda (od głowicy pola do górnej powierzchni płyty podłożyskowej); elementy i sprzęt montażowy. Zestaw mostu znajduje się na wyposażeniu jednostek drogowo-mostowych WP [5, 7, 8, 9, 14, 18].

Jako zasadę przyjmuje się, że most typu DMS-65 będzie systemem ciągłym (tzw. belka ciągła). Mosty budowane z tych zestawów mają charakter manewrowy, umożliwiają jednokierunkowy ruch pojazdów. Nośność mostu wynosi wtedy 600 kN pod obciążenie gąsienicowe i 300 kN pod obciążenie kołowe


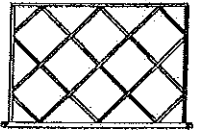



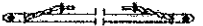
Przęsła mostu DMS-65 mogą być montowane jako belki wolnopodparte, lub jako belki ciągłe. W zależności od tego rozpiętość przęseł w układzie podstawowym pod obciążenie kołowe 800T (przy odpowiednich odstępach) może wynosić:

- jako belki wolnopodparte 33 m;
- jako belki ciągłe (przęsła skrajne 33 m, przęsła wewnętrzne 39 m).



Rys.1.11. Widok na konstrukcję mostu DMS-65

Tablica 1.4

Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		długość [mm]	szerokość [mm]	wysokość [mm]	masa [kg]
1	Kratownica przestrzenna 	3130	680	600	446
2	Kratownica płaska 	3130	200	2000	320
3	Teżnik 	1550	73	578	28
4	Belka poprzeczna 	5020	190	400	290
5	Płyta pomostu 	1980	984	195	222
6	Wiatrownica 	2874	70	90	15

Elementy mostu są tak rozwiązane, aby można było montować z nich różne układy konstrukcji podpór, przęseł i jezdni. Zestawienie podstawowych elementów konstrukcyjnych przedstawia tablica 1.4. W tablicy 1.5 przedstawiono możliwe warianty układów konstrukcyjnych wykonywanych z konstrukcji mostu DMS-65.

Z tych możliwych układów konstrukcyjnych wybrany został układ najprostszy, najczęściej stosowany i jednocześnie najbardziej odpowiadający wymaganiom wynikającym z przeznaczenia mostu. Ten układ określony został jako podstawowy, przebadany pod względem wytrzymałościowym i eksploatacyjnym.

Most w tym układzie jest przeznaczony dla ruchu jednokierunkowego z jezdnią dołem o szerokości 4,2 m, posiada dwustronne chodniki szer. 0,75 m na zewnątrz dźwigarów. Dźwigary dwuścienne o rozstawie ścian 0,50 m i osiowym rozstawie 5,40 m. Całkowita wysokość dźwigarów 2,60 m, niweleta jezdni 0,8 m (liczonej względem dolnej krawędzi dźwigarów). Maksymalna rozpiętość przęseł wolnopodpartych 39 m, natomiast maksymalna rozpiętość przęseł ciągłych: środkowych – 45 m, skrajnych – 39 m. Szybkość jazdy po mieście pojazdów kołowych do 40 km/h, pojazdów gąsienicowych do 30 km/h.

Tablica 1.5

Schemat przekroju poprzecznego	Nazwa układu konstrukcyjnego	Parametry eksploatacyjne		
		Rozpiętość [m]	Klasa obciążenia	Schemat statyczny
	podstawowy	33	B	belka ciągła
		39	C	belka ciągła
		33	C	belka wolnopodparta
	wzmocniony nakładką	42	C	belka ciągła
		36	C	belka wolnopodparta
	z jezdnią górą	42	C	belka ciągła
	trzy-dźwigarowy z dwiema jezdniami	36	C	belka ciągła
		30	C	belka wolnopodparta
	z poszerzoną jezdnią wzmocniony nakładką	33	C	belka ciągła
		27	C	belka wolnopodparta
	przęsło wjazdowe	6	B, C	belka wolnopodparta
	przęsło wjazdowe z podwójnych krat przeszlennych	9 + 12	B, C	belka wolnopodparta

1.4.1.4. Konstrukcja podpór

Scharakteryzowane zestawy drogowych mostów składanych mogą być montowane na różnych typach podpór pośrednich. Wybór właściwego rozwiązania konstrukcyjnego podpór dla tych mostów jest zagadnieniem o kapitalnym znaczeniu. Z analiz tego zagadnienia wynika, że przy ich budowie racjonalne będzie stosowanie następujących rozwiązań konstrukcyjnych podpór [8, 9, 10, 18]:

- stalowych podpór rurowych SPR,
- stalowych podpór składanych na drewnianym ruszcie palowym lub stawianym bezpośrednio na gruncie (SPS/R),
- stalowych podpór składanych montowanych z etatowego sprzętu mostowego lub materiałów podręcznych na podporach pływających – barkach (SPS/B),
- drewnianych podpór palowych (DPP).

a) Podpory typu SPR

Stalowa podpora rurowa (rys.1.12) składa się z 4 rur o średnicy  $\Phi 400\text{mm}$ . Do stężenia podpory wykorzystuje się elementy konstrukcji przęsłowej zestawu mostowego typu MS-22-80 lub MS-54. Podpora tego typu ma charakter uniwersalny i może być stosowana w zasadzie niemal w każdych warunkach terenowych. Podstawowym walorem podpory SPR jest stosunkowo wysokie tempo jej budowy pozwalające w konsekwencji, przy realizacji mostów MS-22-80 i MS-54 zharmonizować w czasie procesy budowy podpór z procesami montażu konstrukcji przęsłowej.

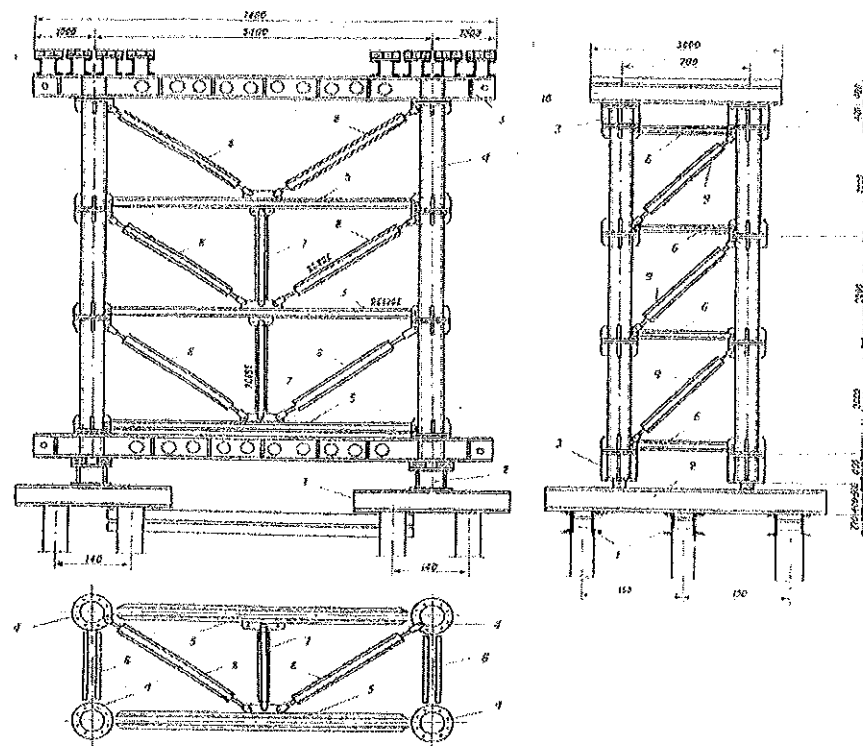
b) Podpory typu SPS/R

Składana podpora stalowa wykonana może być z elementów podpory SPS-69B (rys.1.13, rys.1.14 oraz tabl.1.6), elementów konstrukcji przęsłowej zestawu mostowego MS-22-80, ewentualnie standardowych profili walcowanych lub rur. Stanowiąc ona może podporę brzegową – posadowioną bezpośrednio na gruncie oraz podporę pośrednią – posadowioną na przygotowanym uprzednio fundamencie w postaci rusztu palowego, ewentualnie podpory pływające – barki. Wysokość podpory wraz z rusztem palowym nie może w zasadzie przekraczać 12m, a wysokość podpory właściwej – nadbudowy 9m. Stosowanie tych podpór jest racjonalne głównie przy posadowieniu ich bezpośrednio na gruncie oraz jako nadbudowa podpór pływających – barek. Przy posadowieniu tych podpór na ruszcie palowym tracą one swoje walory użytkowe, gdyż wydłuża się znacznie czas ich budowy.

c) Podpory typu SPS/B

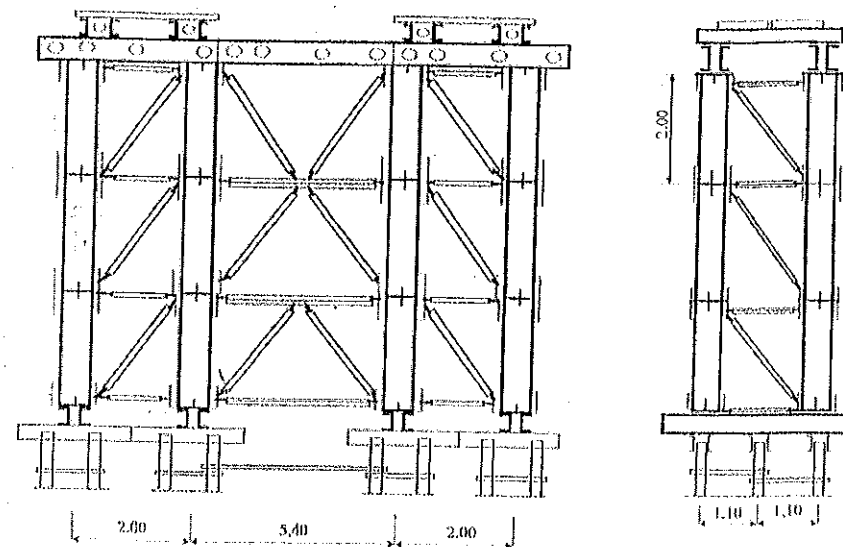
Podporę typu SPS/B stanowi barka rzeczna odpowiednio zabudowana i przystosowana do eksploatacji jako podpora pływająca mostu MS-22-80 lub MS-54. Zabudowę barki stanowi stalowa podpora składana zmontowana z elementów konstrukcji przęsłowej zestawu mostowego typu MS-22-80 lub elementów stalowej podpory składanej typu SPS-66 bądź SPS-69. Należy podkreślić, że eksploatowane obecnie barki rzeczne, z wyjątkiem wersji BP-290, nie mogą być obciążone siłami skupionymi działającymi bezpośrednio na ich dna. Stąd wystę-

pują określone komplikacje przy rozwiązaniach konstrukcyjnych ich zabudowy. Stosowanie podpór SPS/B jest szczególnie właściwe przy budowie mostów na przeszkodach wodnych charakteryzujących się dużymi głębokościami ewentualnie małymi nośnościami gruntów dna lub zbyt dużą ich spoiistością.

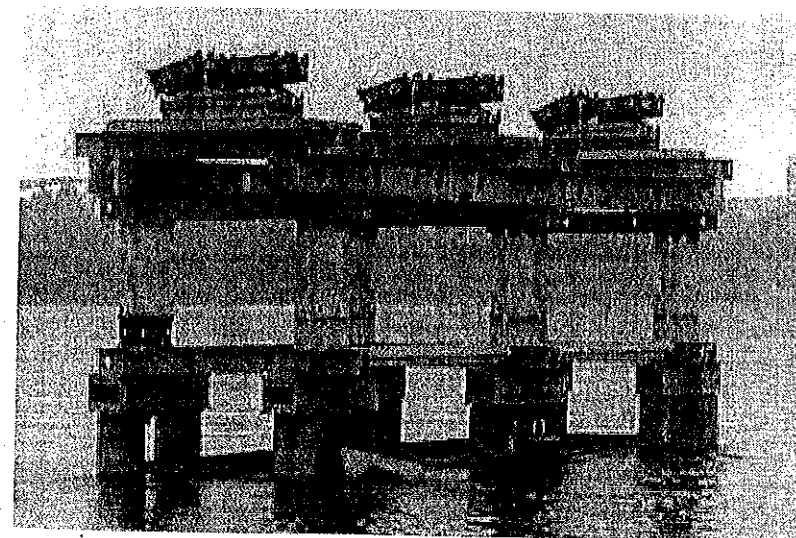


Rys.1. 12. Składana podpora rurowa na palach drewnianych a) widok wzdłuż mostu; b) widok z boku; c) układ stężeń i słupów; 1-oczep pali, 2-belka poprzeczna, 3-belka podłużna, 4-element rurowy słupa, 5-rygiel podłużny, 6-rygiel poprzeczny, 7-rozpórka rygli, 8,9-stężenia pionowe, 10-belka podłużyskowa

Dużym walorem tego typu podpór jest stosunkowo wysokie, możliwe do osiągnięcia tempo ich budowy. Mankamentem natomiast ograniczone możliwości ich stosowania ze względu na trudności w niektórych sytuacjach w pozyskaniu niezbędnej ilości sprawnych eksploatacyjnie barek rzecznych.




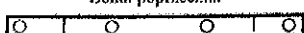
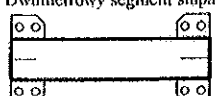
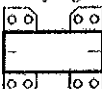



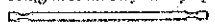
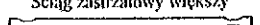
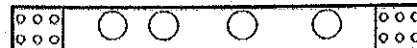
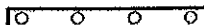
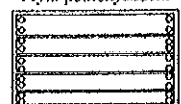
Rys.1.13. Podpora SPS pod konstrukcję mostu MS-54



Rys.1.14. Widok ogólny podpory SPS-69B pod konstrukcję mostu DMS-65 w układzie trójdzwigarowym

Zestawienie podstawowych elementów konstrukcyjnych podpory SPS-69B przedstawiono w tablicy 1.6.

Tablica 1.6

Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		dlugość [mm]	szerokość [mm]	wysokość [mm]	masa [kg]
1	Oczep pali 	2200	510	400	260
2	Belka poprzeczna 	3000	410	260	341
3	Dwumetrowy segment słupa 	2000	606	606	242
4	Jednometrowy segment słupa 	1000	606	606	151
5	Głowica słupa 	345	909	909	52
6	Rozpórka poprzeczna 	1494	120	120	26
7	Rozpórka podłużna 	4934	200	200	178
8	Ściąg zastrzałowy mniejszy 	2190	108	108	50
9	Ściąg zastrzałowy większy 	2790	108	108	58
10	Segment belki podłużnej 	4640	310	400	550
11	Belka podłożyskowa 	3000	700	260	337
12	Płyta podłożyskowa 	1770	1144	100	216

#### d) Podpory typu DPP

Drewniana podpora palowa o rozwiązaniu standardowym składa się z 12 ÷ 20 pali  $\Phi 30 \div 40$  cm, bez skomplikowanych wcięć i wrębów oraz pracochłonnych stężeń podwodnych. Jest to tradycyjna i powszechnie dotychczas stosowana podpora w mostownictwie wojskowym. Charakteryzuje się ona dużą prostotą konstrukcji. Wadą tej podpory jest jednak stosunkowo długi czas jej budowy.

Przy zaproponowanej technologii oraz racjonalnym doborze sił i środków technicznych do budowy podpór orientacyjny czas ich wykonania powinien się zamknąć w przedziale:

- SPS – 5 godz. 30 min ÷ 6 godz.,
- SPS/R – 16 godz. ÷ 25 godz.,
- SPS/B – 7 godz. 30 min ÷ 8 godz.,
- DPP – 32 godz. ÷ 50 godz.

Zestawienie porównawcze syntetycznych charakterystyk techniczno-organizacyjnych DMMS i podpór składanych przedstawia tablica 1.7.

#### 1.4.1.5. Konstrukcja z prowizorii mostowych L-18

##### a) Przeznaczenie oraz charakterystyka konstrukcji

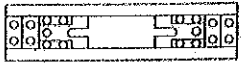
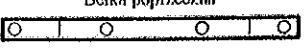
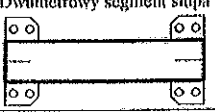
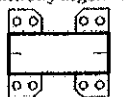
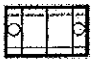


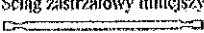
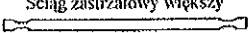
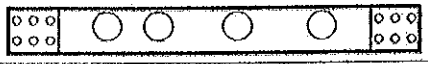
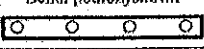
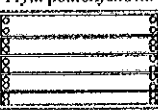
Konstrukcja L-18 jako prowizorium mostowe przeznaczona jest do wielokrotnej budowy tymczasowych mostów drogowych, znajdujących się na ciągach dróg o znaczeniu obronnym, w sytuacjach kryzysowych jako obiekty tymczasowe [3, 5, 10, 17].

Z konstrukcji L-18 można budować mosty jedno – lub wielopręsłowe o układzie belek wolnopodpartych. Podstawowym jednak układem jest jedno przęsło. Stąd przęsło to jest stalowym mostem drogowym, wielodźwigarowym, z dwukierunkową jezdnią drewnianą o szerokości 6,0 m i krawężnikami 2/0,5 m lub ewentualnymi chodnikami 2/1,25 m (rys. 1.15).

Konstrukcja z prowizorii mostowych L-18 składa się z dźwigarów w postaci blachownic dwuteowych o długości 18 m, stężonych ceownikami zinnogiętymi MC-300 oraz poprzecznikami stalowymi 2NC-140, teowników T-100 wraz ze śrubami, poręczy stalowych oraz pomostu drewnianego, poprzecznic, dyliny dolnej i dyliny górnej (rys. 1.16). Ustalono dwa typy (zestawy) tej konstrukcji zależne od obciążenia: dla obciążenia T – 80 i dla obciążenia T – 60. Zestawy te różnią się pomiędzy sobą tylko zmiennym rozstawieniem belek głównych, a więc różną ilością belek i różną długością tężników poprzecznych. Przy obciążeniu T-80 stosuje się 8 belek głównych w rozstawie  $b = 0,80$  m, przy obciążeniu T-60 6 belek w rozstawie  $b_1 = 1,10$  m.

Zestawienie podstawowych elementów konstrukcyjnych podpory SPS-69B przedstawiono w tablicy 1.6.

Tablica 1.6

Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		dlugość [mm]	szerokość [mm]	wysokość [mm]	masa [kg]
1	Oczep pali 	2200	510	400	260
2	Bełka poprzeczna 	3000	410	260	341
3	Dwumietrowy segment słupa 	2000	606	606	242
4	Jednomietrowy segment słupa 	1000	606	606	151
5	Głowica słupa 	345	909	909	52
6	Rozpórka poprzeczna 	1494	120	120	26
7	Rozpórka podłużna 	4934	200	200	178
8	Ściąg zastrzałowy mniejszy 	2190	108	108	50
9	Ściąg zastrzałowy większy 	2790	108	108	58
10	Segment belki podłużnej 	4640	310	400	550
11	Bełka podłożyskowa 	3000	700	260	337
12	Płyta podłożyskowa 	1770	1144	100	216

#### d) Podpory typu DPP

Drewniana podpora palowa o rozwiązaniu standardowym składa się z 12 + 20 pali  $\Phi 30 + 40$  cm, bez skomplikowanych wcięć i wrębów oraz pracochłonnych stężeń podwodnych. Jest to tradycyjna i powszechnie dotychczas stosowana podpora w mostownictwie wojskowym. Charakteryzuje się ona dużą prostotą konstrukcji. Wadą tej podpory jest jednak stosunkowo długi czas jej budowy.

Przy zaproponowanej technologii oraz racjonalnym doborze sił i środków technicznych do budowy podpór orientacyjny czas ich wykonania powinien się zamknąć w przedziale:

- SPS – 5 godz. 30 min ÷ 6 godz.,
- SPS/R – 16 godz. ÷ 25 godz.,
- SPS/B – 7 godz. 30 min ÷ 8 godz.,
- DPP – 32 godz. ÷ 50 godz.

Zestawienie porównawcze syntetycznych charakterystyk techniczno-organizacyjnych DMMS i podpór składanych przedstawia tablica 1.7.

#### 1.4.1.5. Konstrukcja z prowizorii mostowych L-18

##### a) Przeznaczenie oraz charakterystyka konstrukcji

Konstrukcja L-18 jako prowizorium mostowe przeznaczona jest do wielokrotnej budowy tymczasowych mostów drogowych, znajdujących się na ciągach dróg o znaczeniu obronnym, w sytuacjach kryzysowych jako obiekty tymczasowe [3, 5, 10, 17].

Z konstrukcji L-18 można budować mosty jedno – lub wieloprzęsłowe o układzie belek wolnopodpartych. Podstawowym jednak układem jest jedno przęsło. Stąd przęsło to jest stalowym mostem drogowym, wielodźwigarowym, z dwukierunkową jezdnią drewnianą o szerokości 6,0 m i krawężnikami 2/0,5 m lub ewentualnymi chodnikami 2/1,25 m (rys.1.15).

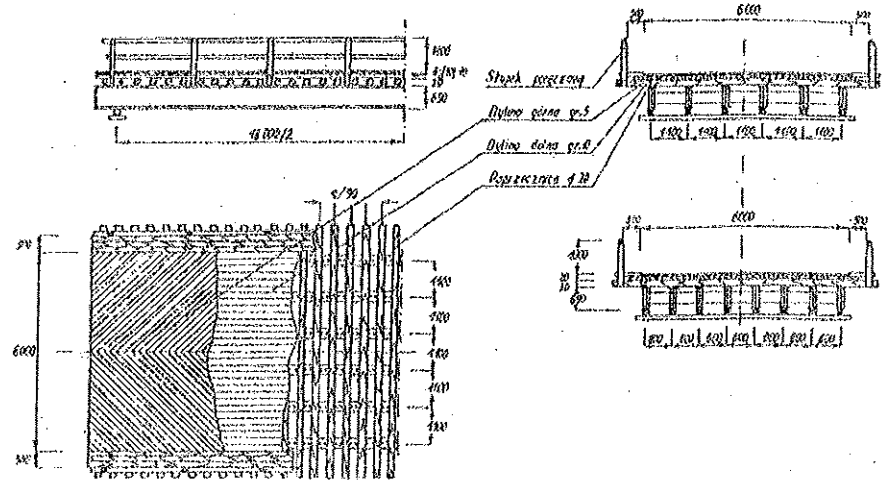
Konstrukcja z prowizorii mostowych L-18 składa się z dźwigarów w postaci blachownic dwuteowych o długości 18 m, stężonych ceownikami zimnogiętymi MC-300 oraz poprzecznikami stalowymi 2NC-140, teowników T-100 wraz ze śrubami, poręczy stalowych oraz pomostu drewnianego, poprzecznic, dyliny dolnej i dyliny górnej (rys.1.16). Ustalono dwa typy (zestawy) tej konstrukcji zależne od obciążenia: dla obciążenia T – 80 i dla obciążenia T – 60. Zestawy te różnią się pomiędzy sobą tylko zmiennym rozstawieniem belek głównych, a więc różną ilością belek i różną długością tężników poprzecznych. Przy obciążeniu T-80 stosuje się 8 belek głównych w rozstawie  $b = 0,80$  m, przy obciążeniu T-60 6 belek w rozstawie  $b_1 = 1,10$  m.

## A. KONSTRUKCJA PRZEŚŁOWA

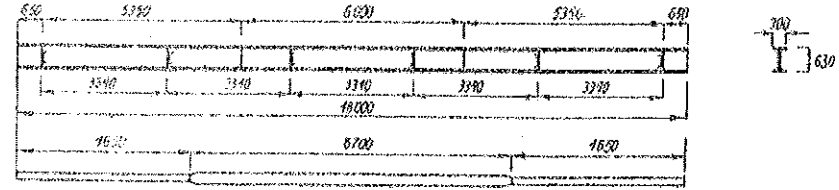
Typ mostu składanego:		MS-54	MS-22-80	DMS-65
1.	Obciążenie (w tym podstawowe)	60 - 80 ton	40 - 60 ton	30 - 80 ton
2.	Układ konstrukcji mostu	dwudźwigarowy 2/1 kratownicowy ciągi	dwudźwigarowy 2/2 kratownicowy ciągi	dwudźwigarowy 2/1 kratownicowy ciągi
3.	Położenie jezdni	dołem (dwukierunkowy)	dołem (jednokierunkowa)	dołem i góra
4.	Wymiary podst. Elementu konstrukcji	kratownica 3,0 x 2,3 m	kratownica 3,05 x 3,1 m	jedno i dwukierunkowa dźwigar kratowy 3,13 x 2,0 (3,13 x 0,6)
5.	Element konstrukcji najcięższej	kratownica płaska 550 kg	kratownica płaska 258 kg	kratownica przestrzenna 446 kg
6.	Długość dzioba montażowego	9 - 15 m	18 - 27 m	12 m
7.	Długość przęsła (w tym podst.)	60	39,62	24
8.	Wielkość zestawu podstawowego	108 m	100 m	105 m
9.	Ciążar 1m konstrukcji	1776 - 2213 kg	1300 - 1430 kg	1578 - 2199 kg
10.	Technologia montażu (budowy)	M; M-R	R; M; M-R	R; M; M-R
11.	Podstawowy zespół montażowy	4 + 8 + 66 ludzi	4 + 8 + 62 ludzi	3 + 8 + 45 ludzi
12.	Front robót	24 + 33 m	27 + 36 m	24 + 30 m
13.	Sposób wprowadzania konstrukcji przęsła	nasuwanie do 280 m	nasuwanie do 400 m	nasuwanie do 600 m
14.	Orientacyjny czas montażu przęsła	120 - 200 min.	150 - 180 min.	108 - 120 min.

## B. PODPORY

	DPP	SPR	SPS/B	SPS-69B; SPS/R
1.	Wysokość podpór (w tym podst.)	$h \leq 4 - 4,5$ m; $H=8-12$ m	$h \leq 7$ m; $H$ - dowolnie	$h=2-4$ m; $H=4-12$ m
2.	Ustrój podpory (struktura)	8-20 pali (ramy, jarzma)	2 - 4 stopy (układ ram)	8/12 pali + 4 stopy (rury) (ruszt palowy + nadb.)
3.	Środki mechaniczne prac (wiodące)	DB-240; ZBP na PTS	dźwig 3/6 - tonowy	KP - 2; BC - 11 lub palownica+ dźwig 6/10t
4.	Skład zespołu do budowy	1 + 3 + 32 ludzi	2 + 4 + 24 ludzi	1 + 3 + 21 ludzi
5.	Orientacyjny czas budowy poj. podpory	30 - 34 godz.	6 - 10 godz.	8 - 10 godz. 18 - 20 godz.



Rys. 1.15. Układ przęsła z prowizorii mostowych L-18



Rys. 1.16. Belka główna L-18

## b) Podstawowe parametry mostu

- nośność mostu wg kl. „C” na obciążenie pojedynczym pojazdem o całkowitej masie wynosi 300 kN,
- rozpiętość podporowa przęsła  $l = 16,70$  do  $17,50$  m
- długość całkowita przęsła  $l_0 = 18,0$  m
- szerokość mostu w świetle poręczy =  $7,0$  m
- szerokość jezdni =  $6,0$  m
- spadek poprzeczny =  $0$  ‰
- rozstaw dźwigarów  $n = 7 \times 80$  cm, co wynika z długości tężników NC-300.

Uwaga. Obliczenia statyczne belek L-18 dla obciążeń kl. „B” wykazały przekroczenie naprężeń w belkach skrajnych.



Łączna masa konstrukcji stalowej L-18 wynosi : dla obciążenia T-80, 27584 kg, dla obciążenia T-60, 20402 kg. Największa masa jednostkowa głównych elementów (belki głównej) wynosi 3229 kg.

Dla podparcia końców przęseł mostu L-18 można budować podpory drewniane lub składane stalowe bądź układać na ławach betonowych lub bezpośrednio na gruncie. Przęsła L-18 można opierać także na podporach mostów stałych, po uprzednim dostosowaniu ich do ustawienia łożysk.

Montaż konstrukcji (którą pobiera się ze składowisk, tzw. rezerw państwowych specjalistycznych, danego Zarządu Dróg) przeprowadza jednostka wykonawcza (wyznaczone przedsiębiorstwo uczestniczące w osłonie dróg obronnych) w uzgodnieniu z GDDKiA w Warszawie.

Szczegółowy wykaz potrzebnych elementów stalowych, drewnianych i łączników – ilość, rodzaj, wymiary, ciężar podano na rysunku oraz zestawieniach elementów stalowych (tabl.1.8) i drewnianych (tabl.1.9).

Tablica 1.8.

Nr elementu	Nazwa	Ciężar kg	Ilość szt.	Razem kg
W 1	Dźwigar L-18	3229	8	25832
W 2	Tężnik	22	42	924
W 3	Łożysko	20	16	320
W 4	Poprzecznicza	270	20	5400
W 5	Teownik	61	14	854
W 6	Poręcz	112	8	896
W 7	Poręcz	50	2	100

Razem 34326 kg

Tablica 1.9.

Nr elementu	Nazwa	Wymiary cm	Długość cm	Ilość	
				szt	m <sup>3</sup>
A 1	Dylina dolna	10 x 20	276,5	192	10,6
A 2	Dylina dolna	10 x 20	162	32	1,1
A 3	Dylina dolna	10 x 20	68	32	0,4
A 4	Dylina górna	gr 5	350		6,7
A 5	Belka podchod.	12 x 12	56,5	22	0,2
A 6	Belka podchod.	12 x 12	50	22	0,2
A 7	Pokład chodn.	5 x 16,5	369		0,95

Razem 20,15 m<sup>3</sup>

#### 1.4.1.6. Konstrukcja z prowizorii mostowych NP-550<sup>1</sup>

##### a) Przeznaczenie i charakterystyka konstrukcji

Konstrukcja NP-550 jako prowizorium stalowego mostu drogowego, przeznaczona jest do zmechanizowanej, szybkiej i wielokrotnej budowy (odbudowy i osłony technicznej) drogowych obiektów inżynierskich, znajdujących się na drogach publicznych oraz wyznaczonych drogowych ciągach transportowych o znaczeniu obronnym, osłanianych przez Zarząd Dróg [8, 10, 16].

Z konstrukcji NP-550 można budować mosty jedno lub wieloprzęsłowe o układzie belek wolnopodpartych. Podstawowym jednak układem jest jedno przęsło, wielodźwigarowe z dwukierunkową jezdnią drewnianą o szerokości 6,0 m i krawężnikami 2/0,5 m lub ewentualnymi chodnikami 2/1,25 m.

##### b) Podstawowe parametry mostu

Konstrukcja z prowizorii mostowych NP-550 składa się z właściwie przystosowanych zestawów przęseł mostowych o dł. 15,8 m, wykonanych ze składowych elementów belek stalowych walcowanych (o parametrach zgodnych z PN-91/H-93407) wzmocnionych tężnikami i łącznikami, na których układa się wyłącznie drewnianą nawierzchnię mostową szerokości 6,0 m, spełniającą warunki użytkowe obciążeń ruchomych klasy „C” wg PN-85/S-10030.

Belki walcowane przeznaczone do budowy mostów tymczasowych powinny zostać każdorazowo sprawdzone pod względem geometrycznym oraz stopnia korozji, a ewentualne załamania, zwichrowania i ubytki stali usunięte. Maksymalna strzałka ugięcia nie powinna przekraczać 45 mm (przy długości teoretycznej przęsła  $L_t = 14,5$  m).

Dostosowanie konstrukcji stalowej przęsła do wymagań obciążenia użytkowego klasy „C” wymaga zmniejszenia rozstawu (w kierunku poprzecznym) belek walcowanych do 1,15 m, skrócenia tężników poprzecznych (z blachy 70x500 mm) do 1,11 m, zwiększenia liczby belek w przęsle do 7 sztuk, zwiększenia liczby tężników poprzecznych do 24 sztuk oraz zwiększenia liczby łożysk płaskich do 14 szt.

Łączna masa konstrukcji stalowej NP-550 wynosi 20508 kg, a objętość konstrukcji drewnianej 34 m<sup>3</sup>. Największa masa jednostkowa belki stalowej walcowanej wynosi 2640 kg.

Podparcie końców przęseł NP-550, montaż konstrukcji oraz prace transportowe i ładunkowe wykonuje się podobnie jak w konstrukcji L-18.

Szczegółowy wykaz potrzebnych elementów stalowych, drewnianych oraz łączników podano w tablicach 1.10 i 1.11.

<sup>1</sup> *Prowizorium to prefabrykowana konstrukcja umożliwiająca szybkie sposoby wzmocnienia i odbudowy obiektów inżynierskich przy użyciu ogólnie dostępnych – podręcznych materiałów i sprzętu, siłami zespołów ludzkich, w których może być ograniczona liczba fachowców mostowych.*

Okres przydatności prowizorycznej przeprawy mostowej otwartej dla ruchu z konstrukcji L-18 i NP-550 zależy od charakterystyki ruchu, któremu służy przeprawa, od rodzaju przeszkody, którą przeprawa przekracza oraz od prognozowanego terminu zastąpienia prowizorycznej przeprawy bądź stałej tymczasowym obiektem mostowym.

Tablica 1.10

Stal walcowana i łączniki I - II					
Lp	Elementy konstrukcji stalowej	Przekrój mm	Długość m	Sztuk	Masa kg
1	Belka stalowa walcowana	I-NP-550	15,80	7	18470
2	Kątowniki tężników	L90x90x9	0,30	56	204
3	Tężniki	Ø 7x500	1,110	24	731
4	Śruby	M-16	0,05	192	20
5	Śruby ciesielskie	Ø 12	0,30	28	74
6	Śruby ciesielskie	Ø 12	0,45	28	111
7	Śruby ciesielskie	Ø 12	0,40	252	894
Ogółem masa kg					20508

Tablica 1.11

Lp	Elementy konstrukcji drewnianej	Przekrój mm	Długość m	Sztuk	Objętość m <sup>3</sup>
1	Poprzecznice	Ø 28	4,75	40	11,70
2	Dylina dolna	Ø 15x12	15,80	38	10,81
3	Dylina górna	Ø 5x7,64	15,80	-	6,04
4	Belki skrajne	Ø 18x14	15,80	2	0,80
5	Belki podchodnikowe	Ø 12x12	1,40	52	0,61
6	Chodnik	Ø 5x1,25	15,80	2	1,98
7	Słupki poręczy	Ø 14x14	1,60	14	0,44
8	Pochwył	Ø 14x14	15,80	2	0,62
9	Przeciagi	Ø 8x12	15,80	6	0,91
Razem drewno ok.					34,00

## 1.4.2. Metalowe składane wiadukty drogowe (MSWD)

### 1.4.2.1. Wiadukt drogowy WD-69

Składany wiadukt drogowy WD-69 może być montowany jako wiadukt, most lub estakada. Elementy zestawu przygotowane są jako komplet z etatowymi podporami, na których może być wykorzystywana przy płytkich rzekach do 1,5m. głębokości wody, a przy wyrównanym dnie do 3m głębokości (rys.1.17, rys.1.18 oraz rys.1.20) [4, 9, 10].

Charakterystyka techniczna (dla układu podstawowego):

- długość całkowita 143,48 m;
- szerokość jezdnii 4,20 m;
- rozpiętość przęseł głównych 12,0;

- rozpiętość przęseł wjazdowych 6,0 m;
- maksymalne pochylenie podłużne 8 %;
- niweleta jezdnii względem dolnych krawędzi dźwigarów 900 mm;
- moduł zmiany długości przęseł 3,0 m;
- maksymalna nośność:

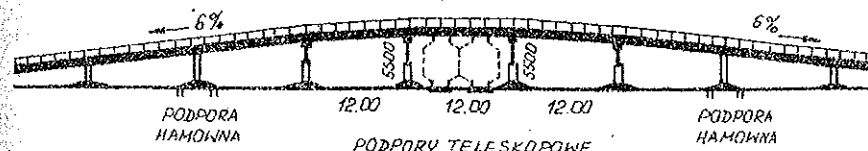
600 kN – dla pojazdów gaśnicowych;

300 kN – dla pojazdów kołowych;

- średni czas montażu wiaduktu ok. 10 godz.;
- materiał zasadniczych elementów stal 18G2A;
- minimalna nośność gruntu pod stopą fundamentową 0,12 MPa.

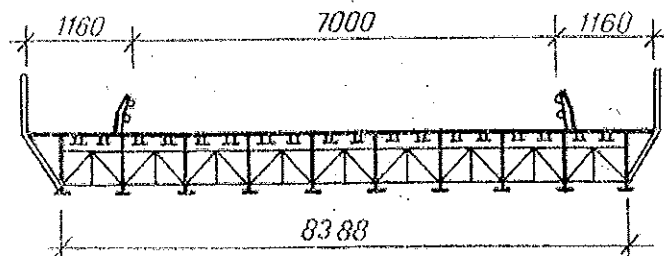
### 1.4.2.2. Wiadukt drogowy WD-75

Wiadukt drogowy cechujący się uniwersalnością, prostotą i szybkością montażu. Elementy wiaduktu wykonano ze stali 18G2A. Układ wiaduktu w profilu podłużnym umożliwia przejście nad drogami oraz torami kolei normalnotorowej, usytuowanymi w terenie równinnym, falistym lub w wykopach z zachowaniem odpowiedniej skrajni drogowej i kolejowej [4, 7, 8, 10].

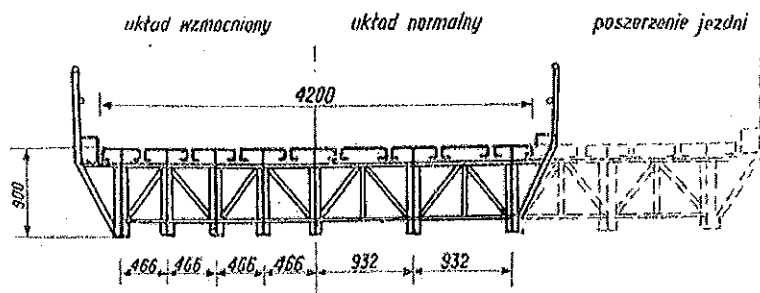


Rys.1.17. Schemat konstrukcji wiaduktu

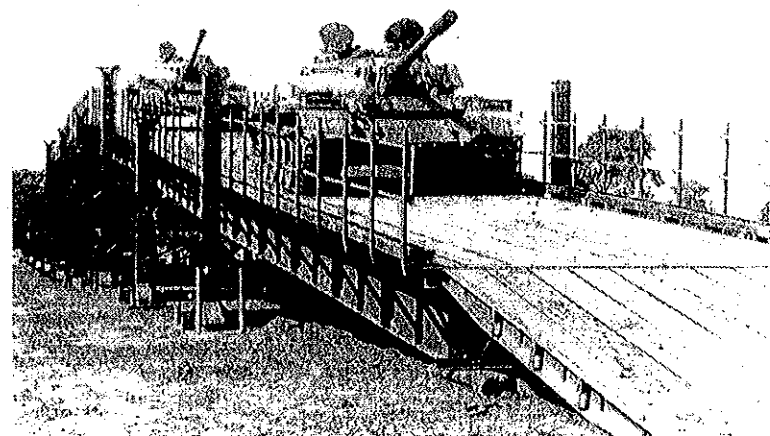
Wiadukt zbudowany jest z powtarzalnych przęseł, które występują zarówno na dojazdach, jak i nad przekraczaną przeszkodą (podporą). Dzięki zastosowaniu podpór teleskopowych istnieje możliwość dostosowania wiaduktu do niwelety przy zastosowaniu maksymalnego spadku podłużnego wynoszącego 6%. Możliwe do uzyskania łuki pionowe osiągają wartości: 500 m – dla łuków wklęsłych, 1000 m – dla łuków wypukłych. Typowe rozpiętości przęseł wynoszą 12 m z modułem zmiany wynoszącym 3 m. Przęsła wiaduktu składają się z blachownicy, płyty jezdnii, stężeń i prętów wiatrownicy. Wiadukty mogą być budowane w układzie normalnym i wzmocnionym z możliwością poszerzenia jezdnii z 4,2 do 7,0 m. Asfaltowa nawierzchnia wiaduktu nie wymaga spadków poprzecznych ponieważ jest to nawierzchnia samoodwadniająca się i samoodśnieżająca (rys.1.19).



Rys.1.18. Konstrukcja przęsłowa wiaduktu WD-69



Rys.1.19. Konstrukcja przęsłowa wiaduktu WD-75



Rys.1.20. Widok wiaduktu WD-69

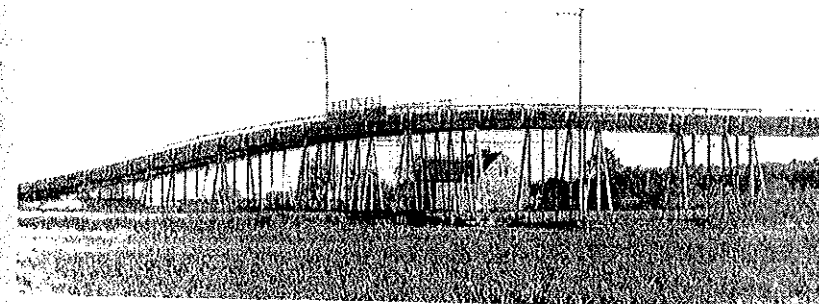
Płyty podpór mogą być ustawiane na gruncie oraz na nawierzchniach ulic. Na płytach opierają się teleskopowe słupy podtrzymujące oczep z łożyskami rolkowymi. Taki układ podpory zezwala na odpowiedni dobór wysokości podpory, jak i łatwe jej ustawienie w pionie. W zależności od szerokości przęseł dostawia się do podpór odpowiednią liczbę słupów.

Rozwiązanie konstrukcyjne podpór umożliwia montaż wiaduktu w dolnym położeniu, a następnie podniesienie go do założonej wysokości przez podciągnięcie rygli górnych. Podnoszenie konstrukcji odbywa się przy użyciu wciągarek ręcznych o udźwigu 15 kN. Nośność podłoża pod płytą fundamentową musi wynosić minimum 0,12 MPa.

Wiadukty WD-69 i WD-75 to dzieła polskich inżynierów mostowców, podobnie jak most MS-2280 stanowią wzorcowe, wielokrotnie wykorzystywane i doskonałe rozwiązania konstrukcyjno-eksploatacyjne w szybkim dublowaniu i odtwarzaniu przejść mostowych.

#### 1.4.2.3. Wiadukt drogowy WD-80

Wiadukt ten przeznaczony jest do bezkolizyjnego przekraczania zelektryfikowanej dwutorowej linii kolejowej lub drogi do kąta skrzyżowania wynoszącego 60°. Konstrukcja może być użyta także do przekraczania niewielkich rzek i kanałów oraz budowy wiaduktów nad liniami kolejowymi wielotorowymi przy indywidualnym zaprojektowaniu układu wiaduktu (rys.1.21) [4].



Rys.1.21. Widok ogólny wiaduktu WD-80

#### Charakterystyka techniczna:

- ustrój nośny - stalowe belki skrzynkowe sprężone;
- podpory - rurowe, stalowe, segmentowe;
- stal - nierdzewna;
- długość całkowita 185 m;
- rozpiętość przęseł głównych 15 m;
- rozpiętość przęseł dziobowych 10 m;

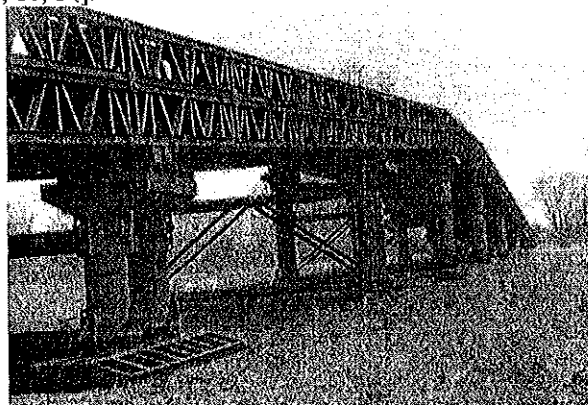
- prędkość poruszania się:
  - pojazdów samochodowych 40 km/h;
  - pojazdów gąsienicowych 25 km/h
- przepustowość:
  - pojazdów samochodowych 3000 poj/h;
  - pojazdów gąsienicowych 700 poj/h;
- tempo montażu 15 m/h;
- szerokość jezdni i masa całkowita:
  - 4,20 m 1990 kN;
  - 7,0 m 3540 kN.

Wiadukt WD-80 jest konstrukcją nowoczesną gwarantującą dużą dokładność montażową, który może być wielokrotnie składany i rozbierny. Do walorów techniczno-użytkowych wiaduktu należą:

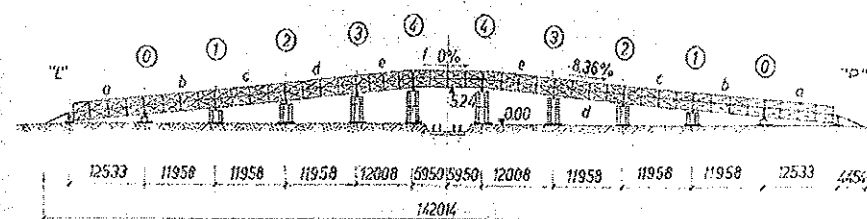
- duża szybkość montażu;
- lekkość elementów montażowych;
- małe zróżnicowanie elementów;
- prostota połączeń;
- uniwersalność elementów;
- możliwość dostosowania do wszystkich warunków;
- możliwość zmian konstrukcyjnych;
- możliwość użycia prostego i lekkiego sprzętu montażowego.

#### 1.4.2.4. Wiadukt drogowy SWD-83

Przeznaczony jest do szybkiej i wielokrotnej budowy dwupoziomowych skrzyżowań przy zapewnieniu pod wiaduktem skrajni drogowej lub kolejowej i przy zachowaniu układu jednokierunkowego lub dwukierunkowego (rys.1.22 i rys.1.23) [9, 10, 14].



Rys.1.22. Widok wiaduktu SWD-83



Rys.1.23. Schemat wiaduktu SWD-83

#### Charakterystyka techniczna układu podstawowego:

- prześło w spadkach podłużnych w układzie belki ciągłej;
- prześło nad drogą lub linią kolejową w układzie wolnopodpartym;
- dźwigary kratownicowe dwuszcienne;
- szerokość jezdni 4,2 m;
- całkowita wysokość dźwigarów 1,2 m;
- niweleta jezdni względem dolnej krawędzi dźwigara 0,68 m;
- rozpiętość przęsła 12 m;
- pochylenia podłużne pojazdów 8,3 %;
- nośność podłoża pod stopą fundamentową min. 0,12 MPa;
- szybkość jazdy po wiadukcie:
  - pojazdów kołowych 20 km/h;
  - pojazdów gąsienicowych 10 km/h;
- maksymalna nośność wiaduktu 600 kN;
- łączna długość konstrukcji w układzie podstawowym 142,14 m;
- 10 podpór SPS-WD o wysokościach od  $H_0 = 865$  mm do  $H_4 = 4865$  mm.

Uogólnione charakterystyki techniczne wiaduktów drogowych przedstawia tablica 1.12.

Tablica 1.12

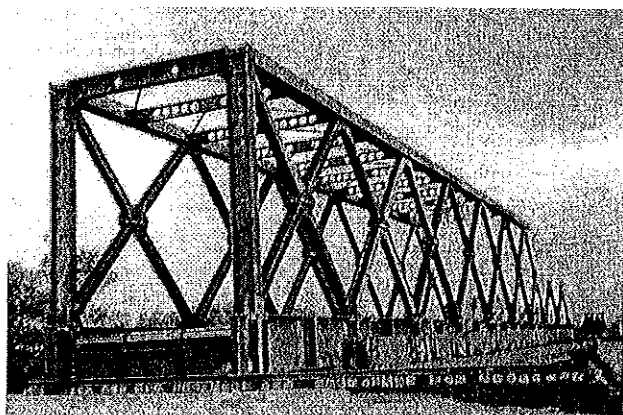
Cechy	WD-69	WD-75	WD-80	SWD-83
1	2	3	4	5
Rozpiętość przęseł głównych [m]	12	12	15	12
Rozpiętość przęseł wyjazdowych [m]	6	---	10	---
Moduł zmiany długości przęsła [m]	3	3	3	3
Pochylenie podłużne wjazdów [%]	8	6	10	8,3
Nośność gruntu pod stopą [MPa]	0,12	0,12	0,15	0,12
Szerokość jezdni [m]	4,21	4,2-7,0	4,2-7,0	4,2
Długość zestawu [m]	143,48	143,48	176,0	142,14
Podpory wiaduktów	składana	teleskopowa	plynna reg.	SPS-69C

1	2	3	4	5
Szybkość montażu [m/h]	15	13	15	7
Nośność pod obciążenie gąsienicowe [kN]	600	600	600	600
Nośność pod obciążenie kołowe [kN]	300	300	300	300
Materiał konstrukcyjny	18G2A	18G2A	---	---
Wysokość konstrukcyjna [mm]	900	---	---	680

### 1.4.3. Kolejowe mosty i estakady składane (KMMS)

#### 1.4.3.1. Składany most kolejowo-drogowy KD-66-C

Konstrukcja składanego mostu kolejowo-drogowego typu KD-66-C (rys. 1.24.) stanowi uniwersalne rozwiązanie umożliwiające szybką budowę oraz odbudowę mostów (wiaduktów) kolejowych i drogowych [8, 10, 13].

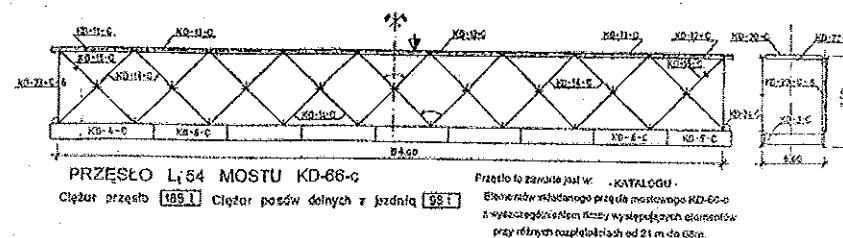


Rys.1.24. Widok ogólny mostu KD-66-C

Rozpiętość przęseł przy obciążeniu kolejowym wynosi od 18 do 66 m pod normowe obciążenie NC (rys.1.25). Przęsła wszystkich rozpiętości mogą być montowane tylko jako wolnopodparte. Przy zastosowaniu odpowiedniej nawierzchni typu ciężkiego możliwe jest przepuszczenie pojazdów samochodowych. Niemożliwy jest natomiast ruch pojazdów gąsienicowych (rys.1.26 i tabl.1.13).

Maksymalna rozpiętość przęseł w wersji drogowej uzależniona jest od klasy obciążenia oraz natężenia ruchu ciężarowego i wynosi 78 m. Mosty wykonywane według podstawowych schematów umożliwiają przepuszczenie pojazdów

o ciężarze całkowitym do 500 kN. Nawierzchnia mostu może być wykonywana jako drewniana z dyli o grubości 7 cm bądź asfaltowa grubości min. 6 cm. Wszystkie elementy przęsła oraz podpór łączone są śrubami o różnej średnicy.



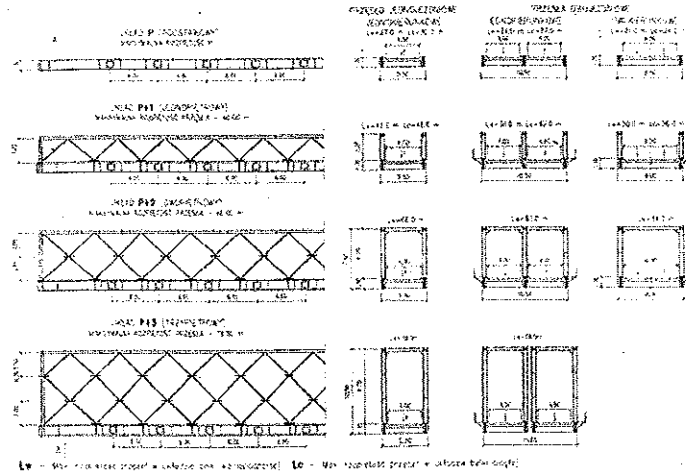
Rys.1.25. Przęsło mostu KD-66 o rozpiętości 54 m

Tablica 1.13

Lp.	Elementy	Symbol	Masa [kg]
1	Blok jezdni kolejowej	KD - 1 - C	1060
2	Belka jezdni skrajna	KD - 2 - C	108
3	Poprzecznicą	KD - 3 - C	708
4	Pas dolny l = 7,5 m	KD - 4 - C	3259
5	Pas dolny l = 4,5 m	KD - 5 - C	2090
6	Pas dolny l = 6,0 m	KD - 6 - C	2335
7	Nakładka pasa dolnego	KD - 7+10 - C	35 + 21
8	Pas górny l = 7,5 m	KD - 11 - C	2231
9	Pas górny l = 4,5 m	KD - 12 - C	1384
10	Pas górny l = 6,0 m	KD - 13 - C	1789
11	Krzyżulec podwójny	KD - 14 - C	1145
12	Krzyżulec pojedynczy	KD - 15 - C	582
13	Krzyżulec wiatrownicy	KD - 16 - C	78
14	Błachy węzłowe	KD - 17+19, 21, 24 - C	22 + 87
15	Słupek wiatrownic górnych	KD - 20 - C	193
16	Rygiel ramy oporowej	KD - 22 - C	456
17	Słup ramy oporowej 9 m	KD - 23 - C - 9	1189
18	Słup ramy oporowej 6 m	KD - 23 - C - 6	809
19	Słup ramy oporowej 3 m	KD - 23 - C - 3	396
20	Układ pomostu typu lekkiego	D - 1 - L	290
21	Śruby Ø 21,5 Ø 29,5 oraz M24	KS-1-C, KS-2-C, KS-3-C	0,5 - 1,47

Most w swym komplecie ma elementy konstrukcyjne umożliwiające montaż podpór o wysokości 12 m (stalowe podpory składane), posadowionych na ruszcie palowym (do 12 stalowych pali rurowych Ø 508 x 11 mm) lub drogowych płytach żelbetowych. Czas budowy mostu jako obiektu tymczasowego długości całkowitej 250 - 300 m, z posadowieniem palowym, wynosi 8 - 12 tygodni.

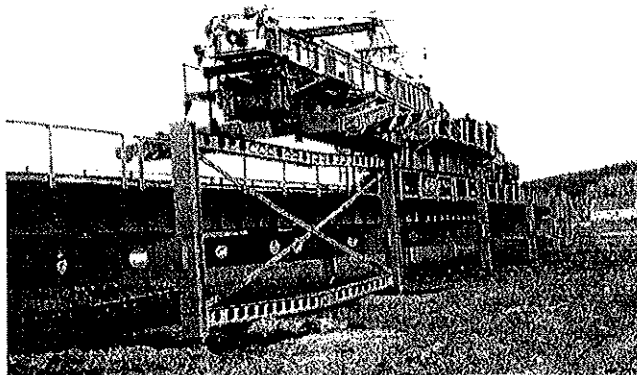
SKŁADANY MOST DROGOWY Z ELEMENTÓW PRZEŚLA TYPU KD-66-c  
ROZPIĘTIE 20,00 m



Rys.1.26. Warianty obiektów mostowych z konstrukcji KD-66

1.4.3.2. Składana estakada kolejowa SEK-500

Składana, stalowa estakada kolejowa (jako konstrukcja mostowa) przeznaczona jest do zapewnienia ciągłości ruchu kolejowego w miejscach przeszkód wodnych lub uszkodzonych czy zniszczonych wiaduktach bądź przerwanych nasypach [8, 10]. Można ją wykorzystywać do szybkiej odbudowy torów kolejowych (w miejscach, gdzie po wybuchu bombowym powstały duże wyrwy lub leje) i mostów przez szerokie lecz nie głębokie przeszkody wodne lub tereny zalewowe [8, 10]. Może ona być również wykorzystywana do budowy podejść do mostów pływających (rys.1.27, tabl.1.14 i tabl.1.15).



Rys.1.27. Estakada SEK-500 w trakcie montażu

Tablica 1.14

Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		dlugość [mm]	szerokość [mm]	Wysokość [mm]	masa [kg]
1	Dźwigar główny D-1	12510	470	1000	4137
2	Ścieżnica poprzeczna (przepasa) D-2	1370	70	660	60
3	Wspornik chodnika D-6	1400	140	1625	44
4	Płyta chodnika szkieletowa D-8	2400	130	1015	102
5	Płyta jezdni D-10	1210	45	1010	43
6	Szyta S-19	12000	125	148	612,5

Tablica 1.15

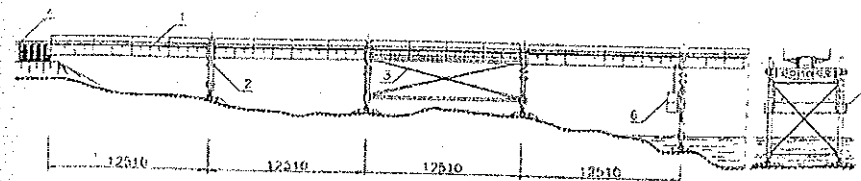
Lp	Nazwa elementu i rysunek	Wymiary gabarytowe elementu			
		dlugość [mm]	szerokość [mm]	Wysokość [mm]	masa [kg]
7	STOPA P1	3112	595	2700	980
8	SLUP L=6,0 m P1	6000	338	400	728
9	SLUP L=4,0 m P1	4080	338	400	501
10	WSPORNIK RYGLOWY P6	200	560	500	83
11	RYGIEL PODPORNY P7	7780	520	1100	1932
12	ROZPÓRKA P8	6330	338	140	250
13	ROZPÓRKA P9	7200	338	900	729
14	ŁĄCZNIK ŚTĘŻENI L=3,0 m P13	3100	28	100	40
15	ŁĄCZNIK ŚTĘŻENI L=1,0 m P14	1100	28	100	17
16	ŁĄCZNIK ŚTĘŻENI L=0,5 m P15	800	12	100	11

### Charakterystyka techniczna:

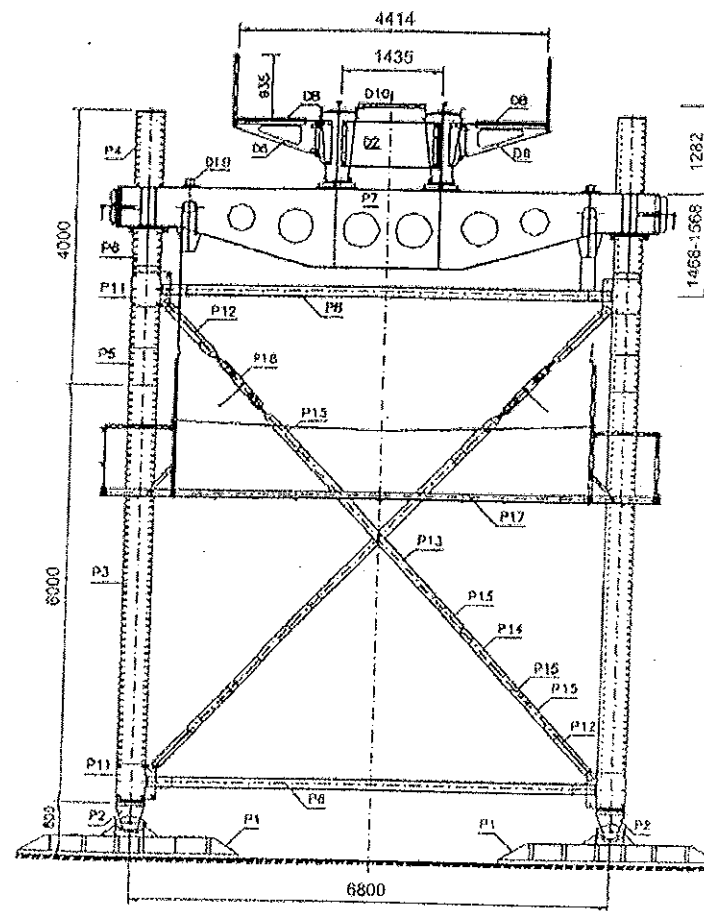
- komplet estakady (40 przęseł i 39 podpór) 500 m;
- szerokość toru 1435 mm;
- rozpiętość teoretyczna przęseł 12,51 m;
- moduł długości przęsłowego odcinka kraty 3 m;
- maksymalny spadek podłużny 30 ‰;
- minimalny promień łuku poziomego 400 m;
- elementy wykonane ze stali 18G2A i St3 m;
- wysokość podpór (od podstawy do główki szyny):
  - maksymalna  $h = 14$  m,
  - minimalna  $h = 3,06$  m;
- masa 1 m przęsła 2847 kg;
- całkowity ciężar kompletnego przęsła 12477 kg;
- dopuszczalna prędkość jazdy po moście 30 km/h;
- prędkość prądu wody przeszkód na których można budować estakadę:
  - $1 \div 1,2$  m/s;
- dopuszczalna głębokość wody w korycie przeszkody - do 3 m, przy sprzyjających warunkach (dobre dno) można budować do głębokości wody 7 m;
- elementy podporowe estakady zaopatrzone są w stopy, można je ustawić bezpośrednio na podłożu, przy dopuszczalnej wytrzymałości gruntu minimum 0,12 MPa;
- rodzaje podpór:
  - nr 1  $h = 10800 - 12800$  mm,
  - nr 2  $h = 8800 - 10800$  mm,
  - nr 3  $h = 6800 - 8800$  mm,
  - nr 4  $h = 4800 - 6800$  mm,
  - nr 5  $h = 3500 - 4800$  mm,
  - nr 6 z rozpórką P-7 P-9  $h = 3500$  mm,
  - tylko z rozpórką P-9a  $h = 1765 - 3000$  mm.

Samochody i ciągniki kołowe mogą przejeżdżać tylko w określonych przypadkach (przy całkowitym wstrzymaniu ruchu kolejowego). Należy wówczas na szynach ułożyć dyle drewniane. Poszczególne elementy estakady pod względem wymiarowym i ciężarów zostały tak zaprojektowane, że estakadę można przewozić odpowiednimi zestawami na wagonach kolejowych i samochodach ciężarowych.

Ogólny ciężar kompletu estakady wynosi 8255 kN, co stanowi 16,3 kN/m całej konstrukcji. Ciężar jednej podpory waha się od 53,29 kN do 91,87 kN przy wysokościach 3,0 - 12,7 m.



Rys. 1.28. Schemat przekroju podłużnego mostu wykonanego z konstrukcji SEK-500: 1-przęsło; 2-podpora płaska; 3-stężenia podłużne (podpora hamowna); 4-przyczółek; 5-pomost roboczy; 6-balkonik montażowy.



Rys. 1.29. Przekrój poprzeczny mostu typu SEK-500

### 1.4.3.3. Pływający most kolejowo-drogowy BP-150M

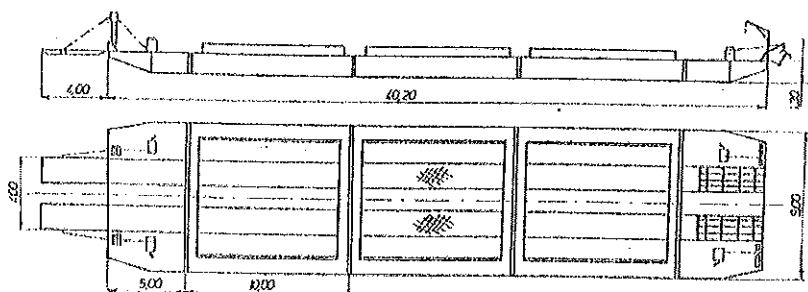
Pływający most kolejowo-drogowy przeznaczony jest do urządzenia przepraw kolejowych i drogowych przez przeszkody wodne, w miejscach wcześniej przygotowanych w rejonie między wałami (rys.1.28, rys.1.29 i tabl.1.16).

Parametry techniczne [10, 15]:

Długość części pływającego mostu	$L = 185,5 \text{ m}$
Długość całkowita mierzona pomiędzy podporami końcowymi	$L_c = 222,8 \text{ m}$
Szerokość mostu:	
a) w części środkowej	$B = 18,0 \text{ m}$
b) odcinków końcowych	$B_c = 28,3 \text{ m}$
Zanurzenie mostu nieobciążonego:	
a) w części środkowej	$T_0 = 0,25 \text{ m}$
b) odcinków końcowych na podporach pływających	$T_0 = 0,50 \text{ m}$
Zanurzenie mostu obciążonego	$T_0 = 0,65 \text{ m}$

Tablica 1.16

Oznaczenia	Wymiary główne [m]		
	barki	segmentu środkowego i skrajnego	segmentu końcowego
Długość całkowita	40,30	10,235	5,20
Długość konstrukcyjna	40,00	10,045	5,00
Szerokość całkowita	9,03	9,03	9,03
Szerokość konstrukcyjna	9,00	9,00	9,00
Wysokość w burcie	1,30	1,30	1,30
Rozstaw zaczepów:			
- wzdłuż burt		7,00	-
- na ściankach czołowych		7,00	7,00

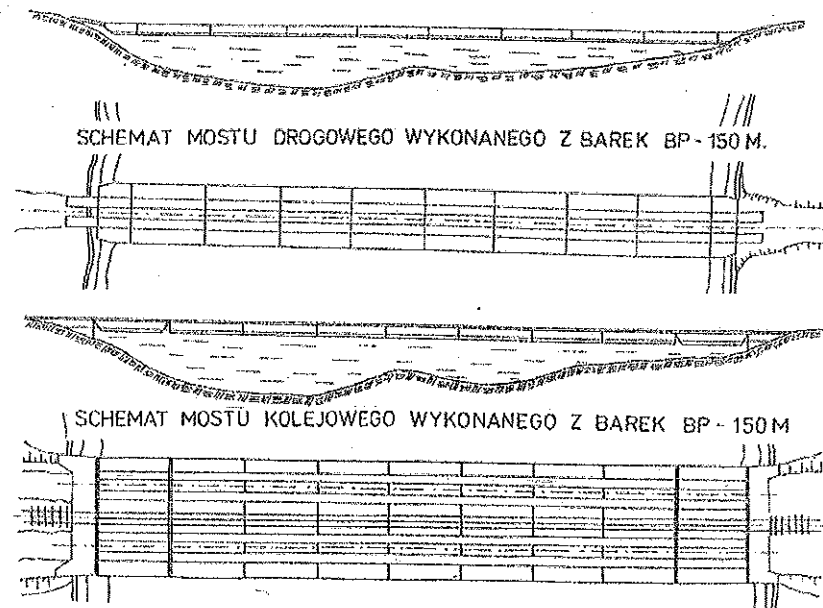


Rys.1.30. Schemat barki BP-150

Dopuszczalne obciążenie kolejowe - pociąg lekki normalny, złożony z dwóch lokomotyw sześciosiowych, o naciskach 200 kN na oś w odstępach 1,6

m oraz wagonów umieszczonych z jednej strony lokomotyw dających obciążenie równomiernie rozłożone  $p = 80 \text{ kN/m}$

Dopuszczalna prędkość pociągu	$V = 10 \text{ km/h}$
Dopuszczalna prędkość prądu wody	$V = 2,0 \text{ m/s}$
Dopuszczalne parcie wiatru	$p_w = 1 \text{ kN/m}^2$
Przedział zmienności zwierciadła wody:	$\Delta H = 0,74 \text{ m}$
Od poz. Hmin. 114,09 m (S.W 1,99 m)	
Do poz. Hmax. 114,83 (S.W 2,73 m)	



Rys.1.31. Schematy mostów z barek BP-150

Dopuszczalne obciążenie pojazdami kołowymi:

a) mostu obciążonego taborem kolejowym

$$P_{\max} = 100 \text{ kN w odstępach } 30 \div 40 \text{ m}$$

b) mostu nieobciążonego taborem kolejowym

$$V_{\max} = 30 \text{ km/h, na dojazdach do mostu i zjazdach z mostu } V = 10 \text{ km/h}$$

Dopuszczalne obciążenie pojazdami gaśnicowymi

$$P_{\max} = 600 \text{ kN}$$

Dopuszczalne prędkości pojazdów gaśnicowych na:

- części pływającej mostu  $V_{\max} = 15 - 25 \text{ km/h,}$

- wjazdach na most i zjazdach z mostu  $V = 10 \text{ km/h}$

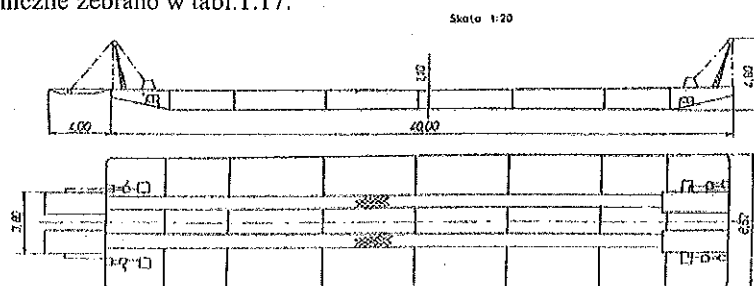
Odstęp między pojazdami  $25 - 30 \text{ m}$



#### 1.4.3.4. Promy przewozowe W-2

Pływające promy przewozowe to specjalistyczne statki bądź barki segmentowe przeznaczone do przewozu pasażerów, pojazdów osobowych, ładowych środków transportu oraz towarów przez rzeki, jeziora lub między niezbyt odległymi brzegami morskimi. Promy przewozowe w postaci pojedynczych lub zblokowanych specjalistycznych członów z barek (odpowiednio wzmocnionych i ukształtowanych wraz z pochylniami opieranymi bezpośrednio o brzegi) najczęściej z napędem niezależnym, umożliwiają przeprawę oraz budowę przejścia drogowo-mostowego, także na różnych przeszkodach wodnych.

Schematy promów W-1 i W-2 przedstawia rys.1.30, podstawowe dane techniczne zebrano w tabl.1.17.



Rys.1.32. Schemat promu W-2

Tablica 1.17

Lp.	Wyszczególnienie	Jm	W - 1	W - 2
1	Długość całkowita	m	40,20	40,00
2	Szerokość całkowita	m	9,00	8,52
3	Wysokość w burcie	m	1,30	1,10
4	Zanurzenie konstrukcyjne	m	0,90	0,70
5	Długość segmentu środkowego	m	10,00	-
6	Długość segmentu końcowego	m	5,00	-
7	Nośność	kN	1800	110
8	Ciężar całkowity	kN	1010	105
9	Zanurzenie bez obciążenia	m	0,35	0,36

### 1.5. Możliwości techniczne konstrukcji mostów składanych

Jedną z podstawowych właściwości konstrukcji mostów składanych jest szybkość ich montażu, uzależniona od wielkości montowanej konstrukcji, układu statycznego, rozwiązań konstrukcyjnych elementów składowych, organizacji budów i wielu innych czynników. Przy porównaniu z metodami montażu kon-

strukcji stałych i prefabrykowanych, szybkość montażu mostów składanych jest wielokrotnie większa [5, 7, 10, 18].

Mimo dużego tempa montażu (10-30 m/h) składanie omawianych konstrukcji nie wymaga specjalistycznych urządzeń. Czynności się powtarzają a przyuczenie do montażu trwa krótko i nie jest skomplikowane. Mosty składane mają już z góry ustalone systemy montażu. Z reguły do montażu tych konstrukcji nie trzeba używać dodatkowych elementów czy rusztowań. Mosty składane montuje się najczęściej przez nasuwanie zmontowanej na brzegu konstrukcji na przeszkodę. Wiadukty składane montuje się przez nasuwanie i podnoszenie. Montaż mostów składanych można porównać do fabrycznej produkcji taśmowej (por. rozdział 4).

Z uwagi na łatwość montowania poszczególnych elementów składowych między sobą, trzeba dostarczyć na plac budowy duże ich ilości w stosunkowo krótkim czasie. W związku z tym wymiary i ciężary tych elementów dopasowane są do typowych środków transportowych i obowiązujących przepisów drogowych. Załadunek na środki transportowe elementów mostów składanych na skutek ich niewielkich ciężarów jest stosunkowo prosty. Dodajmy także, że zastosowanie mostów składanych zmniejsza wielokrotnie pracochłonność robót niezbędnych do budowy przejść mostowych, eliminuje przez to konieczność angażowania znacznej ilości siły roboczej i daje możliwość wykorzystania jej do innych celów.

Możliwości konstrukcyjne mostów składanych pozwalają na budowę przejść przez wszystkie przeszkody wodne w postaci rzek, zalewów, bagien i jezior. W przypadku zbyt głębokiej wody (powyżej 5 m) stosuje się podpory pływające, zbudowane na bazie barek lub parków pontonowych. W przypadku grubej warstwy namulów i bagien sięgających do kilkunastu metrów głębokości, stosowana jest technika pali zespolonych, wpędzanych za pomocą ciężkich młotów spalinowych. Typowymi długościami drogowych mostów składanych są długości do 200 m. Odpowiada to rzekom średnim, takim jak Warta, San itp. Montaż tego rodzaju przejść nie wymaga dodatkowych urządzeń technicznych. Mosty dłuższe montuje się i nasuwa nad przeszkodę wodną odcinkami. Takie metody nie ograniczają łącznej długości budowanego mostu składanego.

### 1.6. Podsumowanie

1. Opisane konstrukcje składanych mostów i wiaduktów drogowych umożliwiają, wykonanie konstrukcji przesłowej a także podpór przy występowaniu określonych warunków geologiczno-gruntowych (bez konieczności wykonania dodatkowych robót ziemnych i fundamentowania na palach), z zastosowaniem szybkiego montażu i niewielkiej ilości sprzętu zmechanizowanego oraz środków transportowych.
2. Wszystkie konstrukcje umożliwiają przekraczanie zarówno tras ruchu kołowego, jak również zelektryfikowanych linii kolejowych. Przy zachowaniu

skrajni pod przęsłem zasadniczym nad szlakiem kolejowym oraz zastosowaniu odpowiedniego poprzecznego układu konstrukcyjnego, zapewniają szerokość jezdnii do 7,0 m. (w przypadku DMS-65 i SWD-83 są to dwie jezdnie po 4,20 m w układzie trójdźwigarowym) i umożliwiają zmianę długości przęsła o moduł wynoszący 3,0 m.

3. Konstrukcje te zapewniają nośność pod obciążenie gąsienicowe wynoszące 600 kN, a pod obciążenie kołowe 300 kN, co gwarantuje spełnienie warunków obciążenia konstrukcji obciążeniem klasy „C”.
4. Wszystkie konstrukcje charakteryzują się: wysokim tempem montażu, łatwością adaptacji do warunków miejscowych, możliwością tworzenia różnych schematów montażowych z tych samych elementów, małą różnorodnością części składowych, wzajemną wymiennością elementów, łatwością składania w przewidziane układy bez rusztowań pomocniczych, możliwością szybkiej rozbiórki, łatwością transportu przy użyciu środków transportu masowego oraz prostotą eksploatacji.

Cechy konstrukcyjne przedstawionych mostów i wiaduktów składanych są do siebie bardzo zbliżone, jednak do wykorzystania w szybkiej budowie i odbudowie obiektów inżynierskich zaleca się stosować konstrukcje mostowe typu MS-54 i DMS-65, prowizoria mostowe L-18 i NP-550 oraz konstrukcje wiaduktów drogowych WD-80 i SWD-83.

Szczególnie konstrukcje typu DMS-65 posadowione na podporach składanych typu SPS-69B pozwalają na wielofunkcyjne kształtowanie obiektów Mostowych, gwarantujące dokładność wykonania.

Konstrukcje kolejowych mostów i estakad składanych (KMMS) typu L-36, KD-66C i SEK-500 oraz mostów pływających (barek pontonowych) typu BP-150M, W-2, PP-64, PPM-71 stanowią mogą wsparcie techniczne budownictwa mostowego w sytuacjach kryzysowych.

Zawsze jednak o celowości stosowania składanych konstrukcji mostów i wiaduktów decydować powinna wieloaspektowa analiza techniczno-ekonomiczna oraz szersza współpraca cywilnych i wojskowych służb drogowo-mostowych.

## Literatura

1. Biało-brzeski T.: Mosty składane zapleczem inżynierskim komunikacji. WPT Nr 1/69, Warszawa 1969.
2. Biało-brzeski T.: Wybrane osiągnięcia w pracy naukowo-badawczej i doświadczalno-konstrukcyjnej (lata 1961-1976), WAT Warszawa 1976.
3. Biało-brzeski T.: Mosty składane w zabezpieczeniu ruchu wojsk. Przegląd OTK Nr 2/78, Warszawa 1978.
4. Biało-brzeski T.: Wiadukty składane techniczny warunek funkcjonowania ciągów drogowych. Przegląd OTK Nr 6/80, Warszawa 1980.
5. Biało-brzeski T.: Krajowe konstrukcje mostów składanych. Mosty drogowe. WAT Warszawa 1980.

6. Biało-brzeski t.: Mosty składane. PWL Nr 11/84, Warszawa 1984. Drogo-wnictwo Nr 3/76, Warszawa 1976.
7. Chałka J.: Polskie konstrukcje mostów składanych. Polskie drogi Nr 6/2003.
8. Jarzyna J.R.; Jakubowski G.: Charakterystyka techniczno-eksploatacyjna typowych konstrukcji mostów składanych. WAT (PBS 165/zał.2), Warszawa 1999.
9. Lisiak J., Młodożeniec W.: Analiza identyfikacyjna wybranych konstrukcji mostów składanych. Grant Nr T00A 03418, WAT, Warszawa 2000.
10. Encyklopedia Techniki Wojskowej, MON Warszawa 1987.
11. Instrukcja mostu składanego 22-80, MON, Warszawa 1964.
12. Instrukcja mostu składanego MS-54, Min. Kom. Warszawa 1965.
13. Praca zbiorowa: Katalog elementów składanych przęsła mostowego KD-66C, Wyd. Kol. Projekt, Warszawa 1976.
14. Instrukcja drogowego mostu składanego DMS-65. Budowa i eksploatacja. MON, Warszawa 1979.
15. Instrukcja pływającego mostu kolejowo-drogowego (BP-150M). Min. Ochr. Środ. Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, Warszawa 1990.
16. Wymagania techniczne wykonania i odbioru składanych elementów mostów tymczasowych z belek walcowych NP-550. Wyd. GDDP, Warszawa 1990.
17. Dokumentacja konstrukcji mostowej L-18. GDDKiA, Warszawa 1997.
18. Praca zbiorowa (Inż. 563/92). Mosty wojskowe. MON, Warszawa 1994.

## ROZDZIAŁ 2

### TEORIA OBLICZANIA MOSTÓW SKŁADANYCH

#### 2.1. Wiadomości ogólne

W rozdziale niniejszym przedstawiono wiedzę naukową i projektową z zakresu obliczania wojskowych mostów składanych zastosowanych do budowy obiektów komunikacji cywilnej. Zmiana charakteru eksploatacji omawianych konstrukcji z wojskowej na cywilną umożliwia wzrost prędkości poruszającego się obciążenia. Stąd praca dynamiczna tych konstrukcji z uwzględnieniem luzów montażowych w złączach jest podstawowym problemem naukowym, który nie ma swego odniesienia w dotychczasowej teorii konstrukcji inżynierskich, odnoszących się tylko do obiektów monolitycznych.

Cechą mostów składanych są luzy występujące w miejscach połączeń ich składników. Powodują one zakłócenia związku między przemieszczeniami i obciążeniami. Określenie tych zakłóceń było celem wielu publikacji i opracowań naukowych, które przyczyniły się do wypracowania metodyki obliczania tych konstrukcji. Podstawową pozycją literaturową w tym zakresie jest praca [2].

Na początku rozdziału przedstawiono analizę statyczną pracy konstrukcji składanych. Wiedza zawarta w tej części rozdziału może być wykorzystana przez inżynierów projektujących obiekty komunikacyjne z konstrukcji składanych, oraz przez studentów specjalności mostowych studiów politechnicznych. Przedstawiony materiał jest oryginalnym dorobkiem autora powstałym w Zakładzie Dróg Mostów i Lotnisk WAT. Dużą część tego rozdziału poświęcono metodom obliczania konstrukcji składanych. Rozwój tych metod scharakteryzowano na podstawie poniżej wybranych pozycji z literatury przedmiotu.

Pierwsze dogłębne opracowanie na ten temat ujęto w pracy [2], w której została przedstawiona metoda umownych przegubów. Metoda ta polegała na transformacji ciągłej belki składnikowej w belkę monolityczną gerberowską. Był to model dyskretny i stosowany tylko do rozwiązań statycznych, trudny w analizach z wykorzystaniem techniki komputerowej. Rozwijając tę metodę w pracy [3] opracowano model ciągły, w którym wykazano, że luzy montażowe powodują zmniejszanie momentów podporowych. W modelu tym każdą belkę składnikową ciągłą można sprowadzić do belek wolnopodpartych obciążonych momentami podporowymi o wartościach zależnych od wielkości luzów.

W dalszych pracach [5] i [6] zaproponowano model ciągły z zastosowaniem funkcji kompensacji momentów podporowych. Wprowadzone w tym modelu funkcje kompensacji umożliwiły stosunkowo prostą analizę komputerową wpływu luzów montażowych na nośność mostów składanych. Ugięcia w tej metodzie obliczane są w dwóch etapach:

- w pierwszym - ugięcia od obciążeń zewnętrznych,
- w drugim - ugięcia kinematyczne od wypełnienia się luzów montażowych w złączach.

Suma tych ugięć stanowi całkowite ugięcie konstrukcji składanej. Metoda ta była stosowana tylko do obliczeń statycznych.

W pracy [7] do analiz dynamicznych zastosowano metodę ciągłą z funkcjami ugięć z luzami. Ten model pozwolił bardzo efektywnie analizować pracę statyczną i dynamiczną belek składanych. Ocenę dotychczas przedstawionych modeli ciągłych podano w pracy [8]. Wszystkie wymienione dotychczas modele wymagały dwuetapowego obliczania ugięć, co było ich poważną wadą, którą wyeliminowano w modelu ciągłym o zastępczej sztywności na zginanie przedstawionego w pracach [9] i [10]. Istota tego modelu polegała na założeniu, że ugięcia belki składnikowej (kinematyczne od luzów i sprężyste od obciążenia zewnętrznego) są równe ugięciu belki monolitycznej o odpowiednio dobranej zastępczej sztywności giętej. Ta metoda pozwala już na jednoetapowe obliczanie konstrukcji składanej.

Następnie, bazując na tej metodzie przeprowadzono analizę pracy dynamicznej belki ciągłej składnikowej w opracowaniu [4], w którym to warunek zerowania ugięć na podporach wewnętrznych wprowadzono w ten sposób, że nie układano równań równowagi w miejscach podpór. W związku z tym uzyskano układ równań liniowych zredukowanych o liczbę podpór pośrednich. Była to wada o istotnym znaczeniu przy zastosowaniach dynamicznych, polegająca na pomijaniu fazy obciążenia nad podporami wewnętrznymi.

W dalszej modyfikacji tej metody nieściśłość tę skorygowano zastępując podpory pośrednie stałe, podporami o tak dobranym współczynniku podatności, że ugięcia tych podpór od obciążeń eksploatacyjnych, z inżynierskiego punktu widzenia, są prawie równe zero. Takie przyjęcie modelu pozwala na realizację obciążenia nad podporą. W ten sposób uzyskuje się tyle równań liniowych, ile jest niewiadomych ugięć. Metodę tę zastosowano w analizie przedstawianej w dalszej części podręcznika. Podstawę analizy dynamicznej stanowi praca [11,12].

Problem dynamiczny rozwiązano metodą różnic skończonych poprzez niejawną całkowanie równań ruchu. Opracowany program pozwolił na dokonywanie analizy dynamicznej belki składanej przy różnych układach obciążeń i prędkości ich poruszania się. W wyniku tych analiz opracowano nomogramy do szybkiego wstępnego określania nośności i ugięć w mostach składanych w zależności od wielkości luzów. Ustalono również algorytm korekty współczynnika dynamicznego funkcji luzów. Problem luzów w konstrukcjach składanych jest bardzo istotny, gdyż luzy montażowe w wyniku intensywnej eksploatacji znacznie się zwiększają.

W rozdziale tym przedstawiono również przykład liczbowy obliczania dźwigara składanego z konstrukcji DMS-65, tj. metodykę postępowania przy obliczaniu tego typu konstrukcji, bardzo pomocną zarówno dla inżynierów jak i studentów. Rozdział kończy się propozycją zastosowania metod komputerowych do obliczania tego typu konstrukcji przy pomocy standardowych programów metody elementów skończonych. Pokazano przebieg obliczeń programem ROBOT' 97 i NASTRAN dla wcześniej wykonanych metodą klasyczną pkt. 2.5.

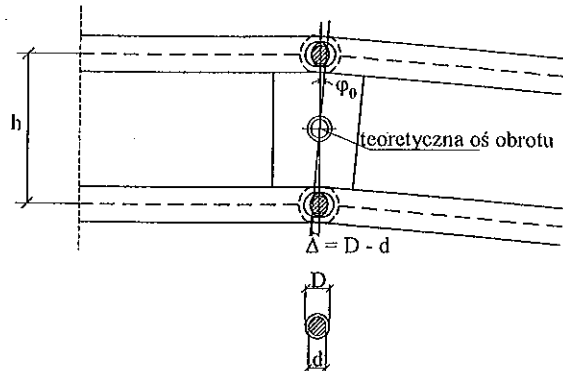
## 2.2. Analiza statyczna

W mostach składanych, ze względu na luzy eksploatacyjne występuje dwufazowa praca konstrukcji. W pierwszej fazie następuje odkształcenie konstrukcji do momentu wybrania luzów i zwarcia konstrukcji; w tym czasie nie ma przyrostu naprężeń. Dopiero w drugiej fazie po zwarciu konstrukcji następuje praca sprężysta.

### 2.2.1. Parametry luzów w obliczeniach mostów składanych

#### 2.2.1.1. Kąt załamania $\varphi_0$ między składnikami

W wyniku wypełnienia się luzów montażowych w złączach sworzniowych nastąpi obrót składników mostu względem siebie o kąt  $\varphi_0$ . Mechanizm działania złącza przedstawiono na rys. 2.1.



Rys. 2.1. Mechanizm złącza sworzniowego

Z analizy geometrycznej odkształconego złącza (rys. 2.1) wynika zależność:

$$\operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{\Delta}{\frac{h}{2}} = \frac{2\Delta}{h},$$

z której dla małych kątów, przyjmując  $\operatorname{tg} \varphi_0 \approx \varphi_0$  otrzyma się wzór w postaci:

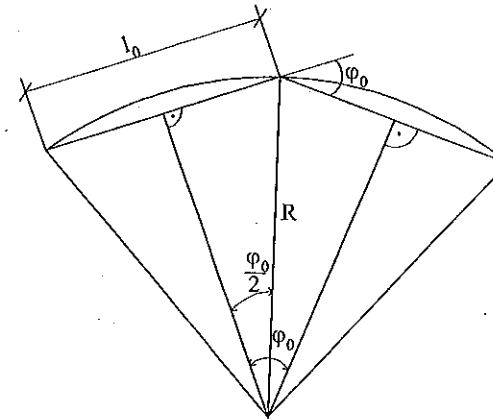
$$\varphi_0 = \frac{2\Delta}{h} \quad (2.1)$$

gdzie:  $h$  - rozstaw otworów złącza górnego i dolnego,  
 $\varphi_0$  - kąt załamania konstrukcji w złączu spowodowany luzem montażowym,  
 $\Delta = D - d$   
 $D$  - średnica otworu ucha  
 $d$  - średnica bolca

W analizach zakładany jest stały luz we wszystkich złączach, co powoduje, że zwarta konstrukcja po wybraniu luzów będzie miała kształt kołowy o promieniu  $R$ .

#### 2.2.1.2. Promień kinematycznie odkształconej konstrukcji

Na rys. 2.2 przedstawiono schematycznie załom dwóch sąsiednich elementów składanych mostu wywołanych luzem montażowym



Rys. 2.2. Schemat załomu elementów składnikowych mostu

Z rysunku 2.2 wynika zależność:

$$\frac{l_0}{2} = R \sin \frac{\varphi_0}{2},$$

z której przyjmując, że dla małych kątów  $\sin \varphi_0 \approx \varphi_0$  otrzymano wzór na obliczenie promienia odkształconego kinematycznego mostu w postaci:

$$R = \frac{l_0}{\varphi_0} \quad (2.2)$$

gdzie:  $l_0$  - długość elementu składanego.  
 Po podstawieniu do wzoru (2.2) zależności (2.1) otrzymano wzór w innej postaci, tj.

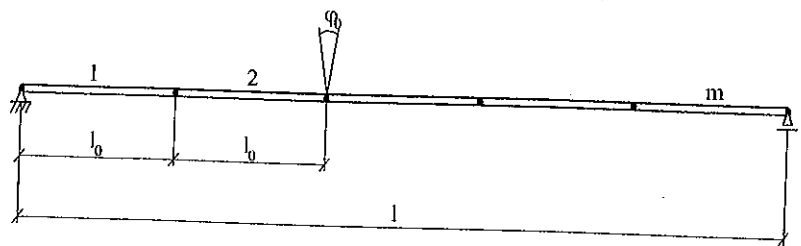
$$R = \frac{l_0 h}{2\Delta} \quad (2.3)$$

Z kolei przyjmując, że długość elementu składanego mostu  $l_0 = \frac{l}{m}$  otrzymano kolejną postać wzoru:

$$R = \frac{lh}{2m\Delta} \quad (2.4)$$

gdzie:  $l$  – rozpiętość przęsła,  
 $m$  – liczba składników w przęśle.

W celu zilustrowania wielkości promienia kołowego odkształconego kinematycznie dźwigara przedstawiono przykład odnoszący się do belki (rys. 2.3).



Rys. 2.3. Schemat dźwigara składanego

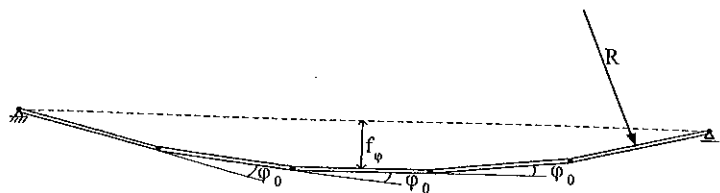
Dane:  $m = 5$ ;  $l_0 = 3$  m;  $\varphi_0 = 0,003$ ;  $h = 2$  m;  $\Delta = 3$  mm  
 Korzystając ze wzoru (2.2) i (2.3) otrzymano:

$$R = \frac{3}{0,003} = 1000 \text{ m}$$

$$R = \frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 0,003} = 1000 \text{ m}$$

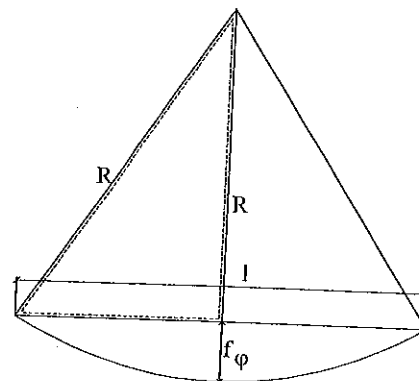
### 2.2.1.3. Ugięcie konstrukcji kinematycznie odkształconej

Dźwigar kinematycznie odkształcony wg rys. 2.3 przedstawiono na rys. 2.4.



Rys. 2.4. Kinematycznie zdeformowana belka składana

W celu wyznaczenia ugięcia konstrukcji kinematycznie zdeformowanej przedstawiono na rys. 2.5 schemat do obliczania tej deformacji.



Rys. 2.5. Schemat do obliczania ugięcia kinematycznego

Korzystając z tego schematu dochodzi się do równań:

$$(R - f)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2 = R^2$$

$$R^2 - 2Rf + f^2 + \frac{l^2}{4} = R^2$$

Przyjmując  $f^2 \approx 0$  jako małą wyższego rzędu otrzymano równanie na strzałkę ugięcia w postaci:

$$f = \frac{l^2}{8R} \quad (2.5)$$

Po podstawieniu za  $R$  wyrażenia (2.2) i  $l_0 = \frac{l}{m}$  otrzymano wartość ugięcia w postaci:

$$f = \frac{lm\varphi_0}{8} \quad (2.6)$$

Z kolei po podstawieniu  $\varphi_0$  określonego wzorem (2.1) otrzymano:

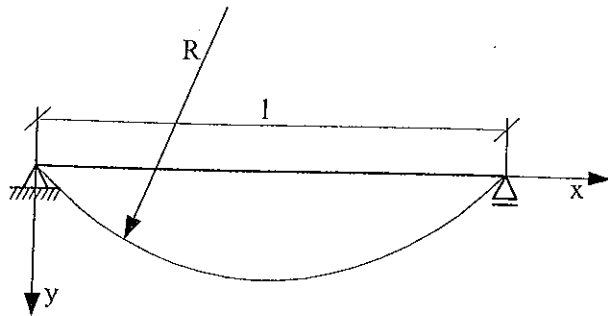
$$f = \frac{lm\Delta}{4h} \quad (2.7)$$

### 2.2.1.4. Kąt obrotu przekroju podporowego od luzów montażowych

Do wyznaczenia tego kąta wykorzystano równanie Eulera w postaci:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{R} \quad (2.8)$$

Całkując równanie (2.8) uzyskuje się krzywą zdeformowanej kinematycznie osi belki, przedstawionej na rys. 2.6.



Rys. 2.6. Wykres kinematycznie zdeformowanej osi belki

Po scałkowaniu i podstawieniu warunków brzegowych, że dla  $x = 0$  i  $x = l \rightarrow y = 0$  uzyskano równanie odkształconej kinematycznie belki w postaci:

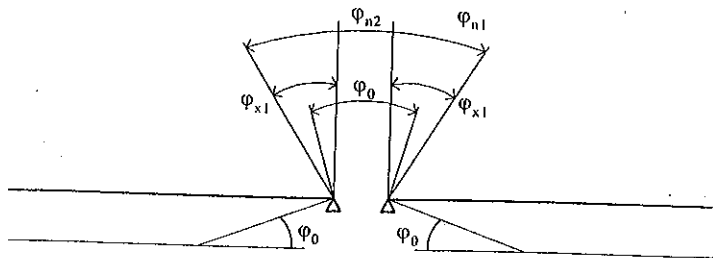
$$y(x) = \frac{x}{2R}(1-x) \quad (2.9)$$

Kąt obrotu na  $n$ -tej podporze oblicza się jako pierwszą pochodną równania kinematycznie odkształconej belki uzyskując wyrażenie:

$$\varphi_x = y'(x) = \frac{1}{R} \left( \frac{1}{2} - x \right) \quad (2.10)$$

Wzór na obliczanie kąta obrotu przekroju podporowego (rys. 2.7) będącego sumą kątów cząstkowych, wyznaczanych z wyrażenia 2.10 ma postać:

$$\varphi_{n2} = \varphi_x - \varphi_0 = (m_{sr} - 1) \varphi_0 \quad (2.11)$$



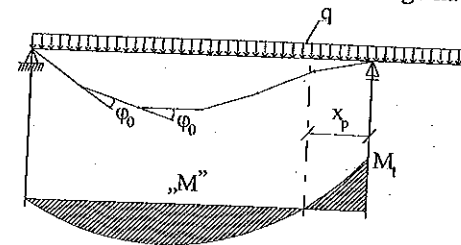
Rys. 2.7. Kąty obrotu przekroju podpory  $n$ -tej

## 2.2.2. Metody obliczania mostów składanych

### 2.2.2.1. Metoda belki Gerberowskiej

Metodę tę stosowano tylko przy obciążeniach statycznych. Jest ona skomplikowana i kłopotliwa w zastosowaniach praktycznych.

Z analiz kinematycznych odkształcenia przęseł mostu ustala się przeguby umowne zerowania się momentu zginającego. Ten element jako najtrudniejszy, sprowadza się do ustalenia parametru  $x_p$  przedstawionego na rys. 2.8.

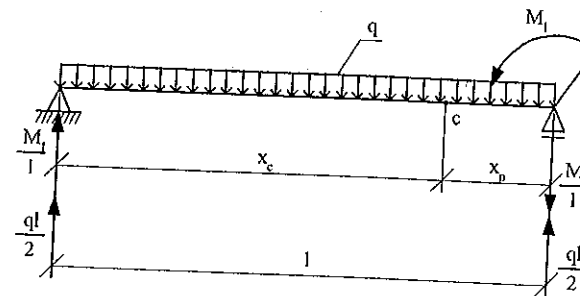


Rys. 2.8. Rozkład ugięć kinematycznych i momentów zginających dla pierwszego przęsa belki ciągłej

Po znalezieniu, z analizy geometrycznej, odkształconego przęsa parametru  $x_p$  określającego umowny przegub z równania momentów

$$M_x = \frac{M_1}{1} x + \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

oblicza się moment podporowy  $M_1$ , przyjmując, że w umownym przegubie  $M_x = 0$ . Po wyznaczeniu momentu podporowego  $M_1$  obliczenie belki (rys.2.9) prowadzi się jak w układzie bez luzów.



Rys. 2.9. Schemat pierwszego przęsa belki ciągłej

Analizę konstrukcji przeprowadza się w 2-ch etapach:

1. Oblicza się siły wewnętrzne tak jak to podano wcześniej.
2. W drugim etapie oblicza się ugięcia sumując ugięcia sprężyste i kinematyczne

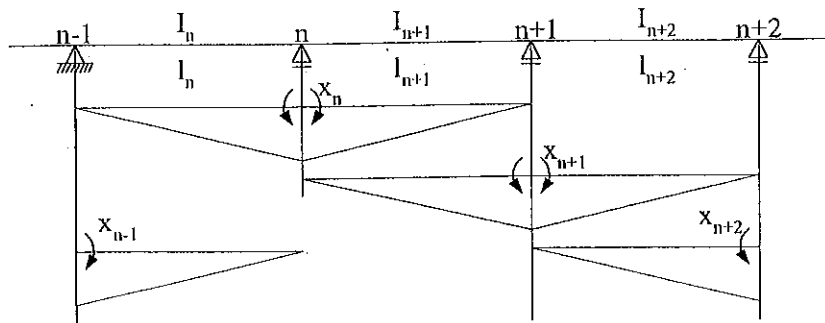
- sprężyste oblicza się od obciążenia w układzie podstawowym
- natomiast ugięcia kinematyczne oblicza się z wycinków kołowych zdeformowanej konstrukcji.

Tej metody nie proponuje się stosować, przedstawiono ją aby pokazać mechanizm pracy wieloprzęsłowej belki składanej.

### 2.2.2.2. Metoda funkcji kompensacji momentów podporowych

Dotychczasowe obserwacje pozwoliły zauważyć, że luzy powodują zmniejszanie momentów podporowych a zwiększenie przęsłowych. Punkty momentów zerowych zbliżają się do podpór. W skrajnym przypadku zwiększane luzy powodują transformację układu belki ciągłej w układ belek wolnopodpartych.

Analizę ciągłej składanej belki przeprowadzono metodą sił. Układ podstawowy wraz z momentami zginającymi od jednostkowych obciążeń nadliczbowymi niewiadomymi przedstawiono na rys. 2.10.



Rys. 2.10. Rozkład momentów jednostkowych w układzie podstawowym metody sił

Współczynniki równań kanonicznych metody sił mają wartości:

$$\delta_{nn} = \frac{1}{3} \left( \frac{l_n}{EI_n} + \frac{l_{n+1}}{EI_{n+1}} \right); \quad \delta_{n,n-1} = \frac{l_n}{6EI_n};$$

$$\delta_{n,n+1} = \frac{l_{n+1}}{6EI_{n+1}}; \quad \Delta_{1p} = \frac{R_{n,n-1}^f}{EI_n} + \frac{R_{n,n+1}^f}{EI_{n+1}}$$

Po rozwiązaniu równań kanonicznych metody sił otrzymano równanie trzech momentów (3M) w postaci ogólnej:

$$X_{n-1}I'_n + 2X_n(I'_n + I'_{n+1}) + X_{n+1}I'_{n+1} = -6 \left( \frac{I_0}{I_n} R_{n,n-1}^f + \frac{I_0}{I_{n+1}} R_{n,n+1}^f \right) \quad (2.12)$$

gdzie:  $I'_n, I'_{n-1}$  rozpiętości przęseł sprowadzone oblicza się wg wzorów:

$$I'_n = \frac{I_0}{I_n} l_n; \quad I'_{n+1} = \frac{I_0}{I_{n+1}} l_{n+1},$$

$I_0$  - dowolna porównawcza wartość momentu bezwładności przekroju dźwigara,

$R_{n,n-1}^f, R_{n,n+1}^f$  - reakcje fikcyjne na  $n$ -tej podporze mostu składanego

W przypadku stałej sztywności giętej przęseł  $I_0 = I_n = I_{n+1} = \text{const}$ , równanie (2.12) przyjmuje postać:

$$X_{n-1}l_n + 2X_n(l_n + l_{n+1}) + X_{n+1}l_{n+1} = -6R_n^f \quad (2.13)$$

gdzie:  $R_n^f = R_{n,n-1}^f + R_{n,n+1}^f$

Z kolei dla jednakowych rozpiętości przęseł  $l_n = l_{n+1} = \dots = l = \text{const}$ , równanie przyjmuje postać:

$$X_{n-1} + 4X_n + X_{n+1} = -\frac{6R_n^f}{l} \quad (2.14)$$

$$R_n^f = \bar{R}_n^f \cdot F_n \quad (2.15)$$

gdzie:  $\bar{R}_n^f$  - reakcja fikcyjna dla układu belki bez luzów,

$F_n$  - funkcja kompensacji momentów podporowych wyznaczona ze wzoru:

$$F_n = 1 - \frac{\varphi_0}{\varphi_n} \quad (2.16)$$

$\varphi_n$  - sumaryczny kąt obrotu przekroju na  $n$ -tej podporze (rys. 2.11).

$\varphi_n = \varphi_{n1} + \varphi_{n2}$

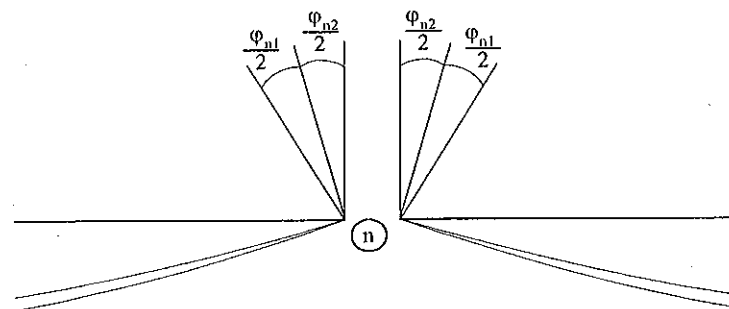
$\varphi_{n2}$  - kąt obrotu na  $n$ -tej podporze od luzów montażowych wzór (2.11)

$\varphi_{n1}$  - kąt obrotu na  $n$ -tej podporze od obciążenia zewnętrznego, wyznaczony metodą obciążeń sprężystych wynoszący

$$\varphi_{n1} = \frac{\bar{R}_n^f}{EI} \quad (2.17)$$

Ostateczny wzór na sumaryczny kąt obrotu przekroju na podporze  $n$  przyjmuje postać:

$$\varphi_n = \frac{\bar{R}_n^f}{EI} + (m_{sr} - 1)\varphi_0 \quad (2.18)$$



Rys. 2.11. Sumaryczny kąt obrotu przekroju na  $n$ -tej podporze

Wyznaczenie funkcji kompensacji momentów podporowych

Funkcję  $F_n$  poszukuje się w postaci dwumianu:

$$F_n = a_0 + a_1 \varphi_0 \varphi_n \quad (2.19)$$

Warunki brzegowe:

- 1)  $\varphi_0 = 0$  oznacza znikanie wszystkich luzów i belka składnikowa transformuje się w belkę sztywną czyli  $F_n = 1$ , co wynika ze wzoru (2.15) na reakcję fikcyjną  $\bar{R}_n^f$ ;

$$F_n = 1 = a_0 + a_1 \cdot 0 \Rightarrow a_0 = 1$$

- 2) zakładamy, że przy stałych luzach kąt obrotu kinematycznego na podporze  $n$  osiąga wartość równą całkowitemu obrotowi  $\varphi_n$ , co świadczy, że układ ciągły transformuje się w układ belek wolnopodpartych. Wówczas  $F_n = 0$  a reakcja fikcyjna  $\bar{R}_n^f = 0$ .

$$\text{Przy } \varphi_0 = \varphi_n \quad F_n = 0$$

$$F_n = 0 = 1 + a_1 \cdot \varphi_n^2 \Rightarrow a_1 = -\frac{1}{\varphi_n^2}$$

Podstawiając wyznaczone stałe do wyrażenia (2.19) otrzymuje się funkcję kompensacji w postaci:

$$F_n = 1 - \frac{\varphi_0}{\varphi_n} \quad (2.20)$$

Zastosowanie wzorów do obliczania belek składanych

Wывód dotyczy belki ciągłej o stałej sztywności i jednakowych przęsłach. Wówczas równanie 3M ma postać:

$$M_{n-1} + 4M_n + M_{n+1} = -\frac{6R_n^f}{l} \quad (2.21)$$

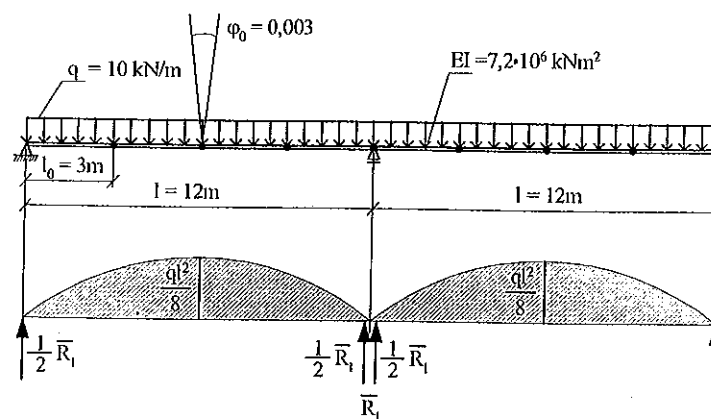
gdzie:  $R_n^f = \bar{R}_n^f \cdot F_n$

$$F_n = 1 - \frac{\varphi_0}{\varphi_n}$$

$$\varphi_n = \frac{\bar{R}_n^f}{EI} + (m_{sr} - 1) \varphi_0$$

### Przykład 1.

Zadanie polega na obliczeniu rozkładu momentów zginających dla belki składanej (rys. 2.12) przy zastosowaniu metody funkcji kompensacji momentów podporowych.



Rys. 2.12. Przykład układu podstawowego belki dwuprzęsłowej

Moment podporowy:

$$0 + 4M_1 + 0 = -\frac{6R_1^f}{l} \Rightarrow M_1 = -\frac{3}{2} \frac{R_1^f}{l}$$

$$R_1^f = \bar{R}_1^f F_1$$

$$\bar{R}_1^f = \frac{ql^2}{8} \cdot 1 \cdot \frac{2}{3} = \frac{ql^3}{12} = \frac{10 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 12}{12} = 1440 \text{ kNm}^2$$

$$\varphi_1 = \frac{1440}{7,2 \cdot 10^6} + (4-1)0,003 = 0,0092$$

$$F_1 = 1 - \frac{0,003}{0,0092} = 0,68$$

$$R_1^f = 1440 \cdot 0,68 = 980 \text{ kNm}^2$$



Momenty podporowe przyjmują wartości:

dla belki składanej

$$M_1 = -\frac{3 R_1^f}{2 \cdot 1} = -\frac{3 \cdot 980}{2 \cdot 12} = 122,5 \text{ kNm (z luzami)}$$

dla belki monolitycznej

$$M_1 = -\frac{3 R_1^f}{2 \cdot 1} = -\frac{3 \cdot 1440}{2 \cdot 12} = 180 \text{ kNm (bez luzów)}$$

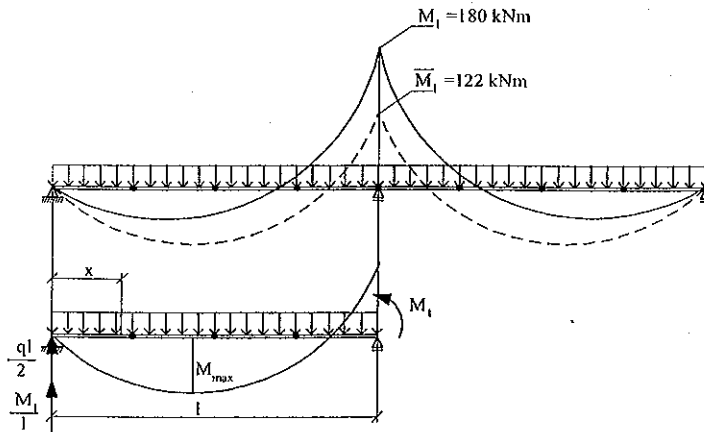
Maksymalny moment przęsłowy wyznaczono według algorytmu:

$$M(x) = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + \frac{M_1}{1} x$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 5 \text{ m}$$

$$x \rightarrow M(x) \Rightarrow M_{max} = 185 \text{ kNm}$$

Wykres momentów zginających przedstawia rys. 2.13.



Rys. 2.13. Wykresy momentów zginających

W metodzie tej siły wewnętrzne wyznacza się według następującej kolejności:

- 1) momenty podporowe;
- 2) przebieg momentów w pozostałych punktach belki.

Natomiast ugięcia konstrukcji należy obliczać w 2-ch etapach:

- 1) ugięcia kinematyczne spowodowane wybraniem się luzów montażowych do zwarcia konstrukcji;
- 2) ugięcia sprężyste od obciążenia zewnętrznego dla konstrukcji w stanie zwarcia (po wybraniu luzów).

Suma tych ugięć daje całkowite ugięcia konstrukcji. Przebieg ugięć w analizowanej belce przedstawia rys. 2.14. Dokładna analiza ugięć dla obliczonego przykładu belki rozpoczyna się od ugięcia sprężystego wyznaczonego drogą całkowania równania Eulera

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{EI} M(x)$$

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2} + \frac{M_p x}{1}$$

Po scałkowaniu otrzymuje się wyrażenie na obliczanie ugięć w postaci:

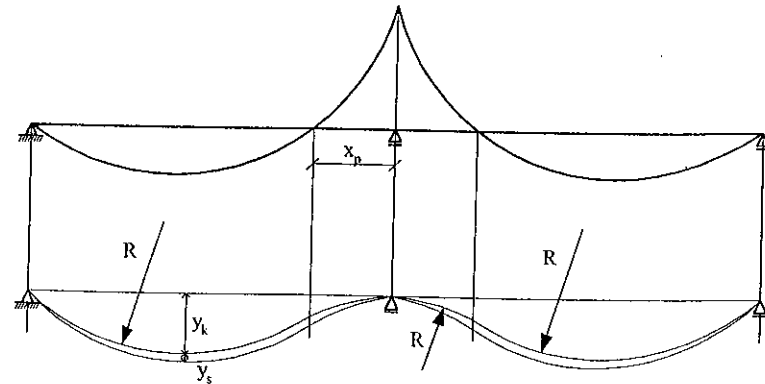
$$y(x) = \frac{1}{EI} \left( \frac{qlx^3}{12} - \frac{qx^4}{24} + \frac{M_p x^3}{6l} + Ax + B \right)$$

WB: dla  $x = 0$   $y(x) = 0 \Rightarrow B = 0$

dla  $x = l$   $y(l) = 0 \Rightarrow A = -\frac{ql^3}{24} - \frac{M_p l}{6}$

Po podstawieniu stałych wyrażenie przybiera postać:

$$y_s = -\frac{1}{EI} \left[ \left( \frac{qlx^3}{10} - \frac{qx^4}{24} + \frac{M_p x^3}{6l} \right) - \frac{ql^3}{24} x - \frac{M_p l}{6} x \right]$$



Rys. 2.14. Rozkład momentów i ugięć w rozwiązywanej belce

Ugięcie kinematyczne wyznaczono z analizy krzywizn zdeformowanego przęsła.

- promień krzywizny od luzów

$$R = \frac{l_0}{\varphi_0} = \frac{3}{0,003} = 1000 \text{ m}$$

- punkt zerowy momentów zginających

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + \frac{M_1}{1}x = 0 \Rightarrow x = 10 \text{ m} \Rightarrow x_p = 2 \text{ m},$$

$$a) \quad l_p = 2x_p = 4 \text{ m}$$

- ugięcie ogniska momentu zerowego (rys. 2.15a)

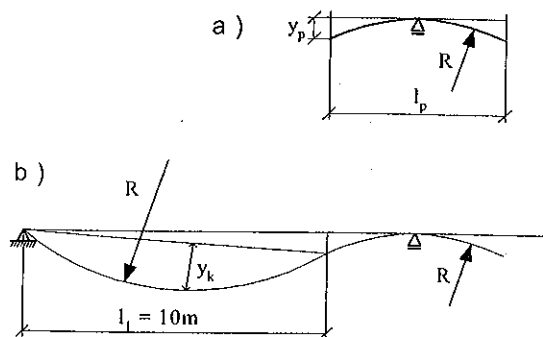
$$y_p = \frac{l_p^2}{8R} = \frac{4^2}{8 \cdot 1000} = 0,002 \text{ m} = 2 \text{ mm}$$

- ugięcie w środku rozpiętości przęsła przy  $x = 6 \text{ m}$  (rys. 2.15b)

$$y_k = \frac{x}{2R}(1-x) + \frac{y_p \cdot l}{2l_1} = \frac{1}{2 \cdot 1000} \left( \frac{10^2}{4} - 1^2 \right) + 0,002 \cdot \frac{6}{10} =$$

$$= 0,012 + 0,0012 = 0,0132 \text{ m} = 13,2 \text{ mm}$$

ugięcie kinematyczne  $y_k = 0,0132 \text{ m}$



Rys. 2.15. Ugięcia kinematyczne a) ogniska, b) środka przęsła

ugięcie sprężyste przy  $x = 6 \text{ m}$

$$y_s = -\frac{1}{7,2 \cdot 10^6}$$

$$\left[ \left( 10 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 6 - \frac{10 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 6}{24} + \frac{-122 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 6}{6} \right) - \frac{10 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 12}{24} \cdot 6 - \frac{-122 \cdot 12}{6} \cdot 6 \right] =$$

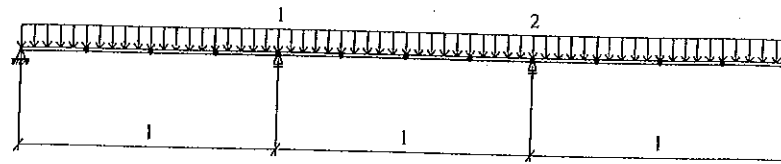
$$= 0,0002 \text{ m}$$

Całkowite ugięcie wynosi:

$$y_c = y_s + y_k = 0,0002 + 0,0132 = 0,0134 \text{ m} = 13,4 \text{ mm}$$

### Przykład 2.

Obliczenie momentów podporowych belki trójprzęsłowej (rys. 2.16) przy danych z przykładu 1



Rys. 2.16. Belka trójprzęsłowa

$$0 + 4M_1 + M_2 = -\frac{6R_1}{l}$$

$$M_1 + 4M_2 + 0 = -\frac{6R_2}{l}$$

$$M_1 = \frac{6R_1}{15l} - \frac{24R_2}{15l}$$

$$M_2 = \frac{6R_2}{15l} - \frac{24R_1}{15l}$$

$$M_1 = -98 \text{ kNm} \quad (\text{z luzami})$$

$$M_2 = -144 \text{ kNm} \quad (\text{bez luzów})$$

### 2.2.2.3. Metoda sztywności zastępczej

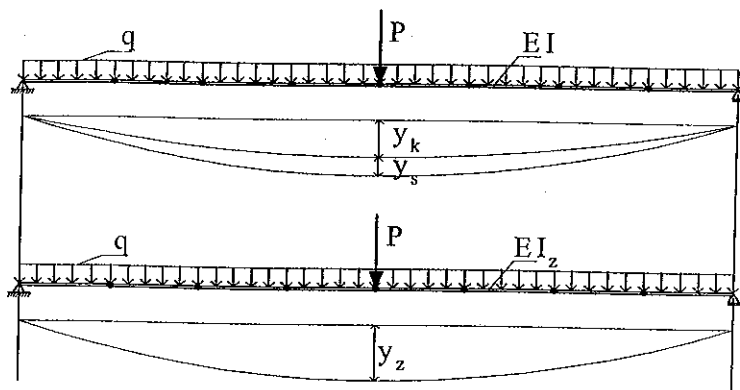
Metoda ta eliminuje bardzo kłopotliwe obliczanie ugięć belki składanej. Sztywność zastępczą wprowadza się przy założeniu, że maksymalne ugięcie belki składankowej od ciężaru własnego i obciążenia użytkowego oraz deformacji kinematycznej, spowodowanej wypełnieniem się luzów montażowych, jest równe ugięciu belki monolitycznej o odpowiednio dobranej sztywności zastępczej obciążonej tym samym ciężarem własnym i użytkowym. Model ugięć przedstawia rys. 2.17.

Z równania utworzonego z porównania ugięć  $y_1 = y_2$  wyznacza się sztywność zastępczą  $EI_2$ .

$$y_1 = y_k + y_s$$

$$y_k = \frac{lm\varphi_0}{8}$$

$$y_s = y_q + y_p = \frac{5 ql^4}{384 EI} + \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{5 \varepsilon Pl^3}{384 EI} + \frac{Pl^3}{48EI}$$



Rys. 2.17. Model wyznaczania sztywności zastępczej

Przyjmując  $\varepsilon = \frac{ql}{P}$  otrzymuje się wyrażenie na ugięcie sprężyste w postaci:

$$y_s = \frac{Pl^3}{384EI} (5\varepsilon + 8)$$

Z sumy ugięcia sprężystego i kinematycznego uzyskano wyrażenie w postaci:

$$y_1 = \frac{Pl^3}{384EI} \left[ (5\varepsilon + 8) + \frac{3m\varphi_0}{\varphi_r} \right]$$

Analogicznie wyznaczono ugięcie sumaryczne dla belki o zastępczej sztywności

$$y_z = \frac{Pl^3}{384EI_z} (5\varepsilon + 8)$$

Z porównania tych ugięć wyznaczono wzór na obliczenie sztywności zastępczej w postaci:

$$EI_z = \frac{EI}{1 + \frac{3m\varphi_0}{\varphi_r (5\varepsilon + 8)}} \quad (2.22)$$

gdzie:  $\varphi_r = \frac{Pl^2}{16EI}$

$$\varepsilon = \frac{ql}{P}$$

W przypadku gdy obciążenie  $P = 0$  wzór (2.22) przyjmuje postać:

$$EI_z = \frac{EI}{1 + \frac{3m\varphi_0}{\varphi (5 + 8\varepsilon_1)}} \quad (2.23)$$

gdzie:  $\varphi = \frac{ql^3}{16EI}$ ;  $\varepsilon_1 = \frac{P}{ql}$

$q$  – ciężar własny,  
 $P$  – obciążenie użytkowe.

Istota tej metody polega na tym, że belka składana w wyniku luzów staje się bardziej wiotka i co za tym idzie ma w konsekwencji mniejszą sztywność. Obliczamy ją jak belkę monolityczną lecz o sztywności  $EI_z$ . W metodzie tej ugięcia również obliczamy jak dla konstrukcji monolitycznej.

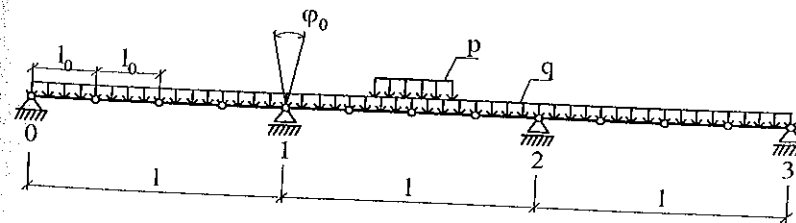
### 2.3. Analiza dynamiczna

Analizę tą przeprowadzono według algorytmów zawartych w pracy [12]. Jest to bardzo istotny problem dla analizy nośności mostów składanych z luzami montażowymi eksploatowanymi w warunkach cywilnych, gdzie występują znaczne prędkości ruchu obciążenia.

#### 2.3.1. Sformułowanie problemu w modelu ciągłym

Rozważa się problem początkowy dynamicznego wpływu obciążenia zewnętrznego na siły i ugięcia mostów składanych na stałych podporach.

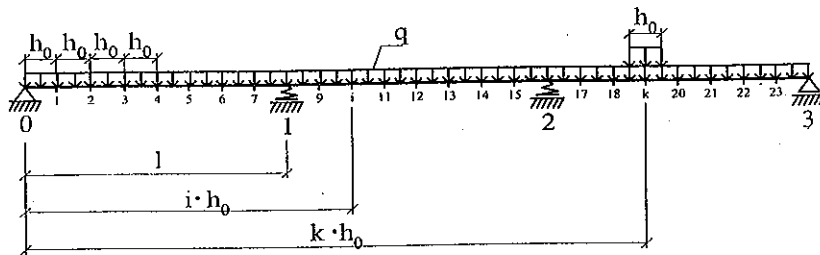
Do analizy przyjęto most składany w postaci belki ciągłej trójprzęsłowej o rozpiętości  $l = 40$  m każdego z przęseł, złożonej ze składników o długości  $l_0 = 3,08$  m i wysokości teoretycznej  $H = 2,3$  m, opartej na stałych podporach (rys. 2.18).



Rys. 2.18. Model obliczeniowy mostu

W połączeniach przegubowych między składnikami belki mostowej występują luzy montażowe, które pod wpływem obciążenia wywołują w niej krzywiznę kołową o promieniu  $R$ . Postać tej krzywizny przyjęto na podstawie wzorów (2.2), (2.3). Krzywizna  $1/R$  sprawia, że w moście, w czasie ruchu obciążeń zewnętrznych, oprócz sił bezwładności d'Alamberta, występuje dodatkowo siła odśrodkowa.

Obciążenie zewnętrzne stanowi pojazd zamodelowany jako obciążenie odcinkowe przemieszczające się ze stałą prędkością wzdłuż osi mostu.



Rys. 2.19. Model obciążenia mostu

Do celów obliczeniowych scharakteryzowany most składany zamodelowano jako monolityczny o sztywności zastępczej  $EJ_z$  i podparty sprężystie na podporach wewnętrznych o takiej podatności, że dla przewidywanych sił, ugięcia w tych miejscach są bliskie zeru (rys.2.19). Równanie różniczkowe ruchu tak zdefiniowanego układu w modelu ciągłym przyjmie postać:

$$EJ_z \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{q}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = p \left[ 1 - \frac{1}{g} \left( \frac{d^2 y}{dt^2} + v^2 \frac{d^2 y_s}{dx^2} \right) \right], \quad (2.24)$$

gdzie:  $q$  — masa jednostkowa belki mostowej [kN/m];  
 $p$  — intensywność obciążenia zewnętrznego równomiernie rozłożonego na odcinku  $h$  [kN/m];  
 $g$  — przyspieszenie ziemskie;  
 $v$  — prędkość pojazdu po moście;  
 $h_0$  — krok podziału różnicowego.

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = v^2 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + 2v \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}, \quad (2.25)$$

$$\frac{d^2 y_s}{dx^2} = -\frac{M_s}{EJ} \pm \frac{1}{R} = \beta, \quad (2.26)$$

Wyrażenie (2.26) przedstawia krzywiznę belki mostowej; pierwszy jego człon jest krzywizną statyczną mostu wywołaną ciężarem  $q$ , natomiast człon drugi jest krzywizną wywołaną luzami. Odpowiedni znak + lub - przed tym członem należy zawsze dobierać tak, aby był on przeciwny do znaku momentu zginającego, wywołanego w belce obciążeniem zewnętrznym. Promień  $R$  oblicza się ze wzoru (2.3) lub (2.4). Sztywność zastępczą  $EJ_z$  wyznacza się ze wzorów wyprowadzonych w punkcie 2.2.2.3 :

Jednorodne warunki, jakie powinno spełnić rozwiązanie równania (2.24) względem ugięć i prędkości ruchu układu w chwili  $t = 0$ , mają postać:

$$y(x,0) = F_i; \quad \frac{\partial y}{\partial t} \Big|_{t=0} = 0, \quad (2.27)$$

$F_i$  — ugięcia początkowe belki od ciężaru własnego i luzów montażowych. Ponadto muszą być spełnione następujące warunki brzegowe:

$$\begin{aligned} y(0,t) = y(3l,t) &= 0, \\ M(0,t) = M(3l,t) &= 0. \end{aligned} \quad (2.28)$$

Moment statyczny  $M_s$  wywołany w belce ciągłej trójprzęsłowej ciężarem własnym  $q$ , jest wyrażony następująco:

— w pierwszym przęśle  $\xi_1 = \frac{x}{l}$

$$M_s = \frac{ql^2}{10} \xi_1 (4 - 5\xi_1), \quad (2.29)$$

— w drugim przęśle  $\xi_1 = \frac{x-1}{l}$

$$M_s = \frac{ql^2}{10} (5\xi_1 - 5\xi_1^2 - 1), \quad (2.30)$$

— w trzecim przęśle  $\xi_1 = \frac{x-2l}{l}$

$$M_s = \frac{ql^2}{10} (1 - \xi_1)(5\xi_1 - 1). \quad (2.31)$$

Równanie (2.24) z warunkami początkowymi (2.27) i brzegowymi (2.28) uzupełnione relacjami (2.29÷2.31) stanowi pełne sformułowanie problemu w modelu ciągłym.

### 2.3.2. Sformułowanie problemu w modelu dyskretnym

Do rozwiązania problemu w modelu dyskretnym zastosowano metodę różnic skończonych. Problem zbieżności rozwiązań ugięć dynamicznych  $Y_{i,k}$  do rozwiązania ścisłego  $y(x,t)$  równania (2.24) zawiera praca [12]. Wnioski wynikające z przeprowadzonej w niej analizy pozwoliły ustalić, że wymaganiom zbieżności rozwiązań przybliżonych  $Y_{i,k}$  do rozwiązań ścisłych  $y(x,t)$  można zadośćuczynić wtedy, gdy pochodne równania różniczkowego (2.24) względem  $x$  aproksymują się w modelu dyskretnym centralnie, a pochodne względem  $t$  - wstecznie. Spełniając te wymagania oraz ustalając krok siatki różnicowej  $x = h_0$ ,  $\Delta t = h_0/v$ , otrzymano uogólniony układ liniowych równań algebraicznych (2.32) względem ugięć dynamicznych  $Y_{i,k}$ . Dyskretyzację konstrukcji przedstawiono schematycznie na rys.2.19.

$$Y_{i-2,k} - 4Y_{i-1,k} + (A + D\delta_r)Y_{i,k} - BY_{i+1,k} + Y_{i+2,k} = p\kappa^4 \left(1 + \frac{v^2}{g}\beta\right)\delta_k + q\alpha^2 W + p\alpha^2 T\delta_k, \quad (2.32)$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, 3n, \\ k = 1, 2, 3, \dots, 30, \\ r = 8, 16,$$

gdzie:  $n$  — liczba kroków podziału różnicowego w jednym przęśle;  
 $\delta_k, \delta_r$  — całki Kroneckera.

$$\kappa^4 = \frac{h_0^4}{EJ_z}, \\ \alpha^2 = \frac{v^2 h_0^2}{gEJ_z}, \\ p = \frac{P}{h_0}. \quad (2.33)$$

Współczynniki równań mają postać:

$$A = 6 + \alpha^2(q - p\delta_k), \\ B = 4 - 2\alpha^2 p\delta_k, \\ W = 2Y_{i,k-1} - Y_{i,k-2}, \\ T = W + Y_{i+1,k-1} - Y_{i-1,k-1}. \quad (2.34)$$

Warunki (2.27) i (2.28) w modelu dyskretnym przyjmują postać:

$$a) \text{ warunki początkowe} \\ Y_{i,0} = F_i, \\ Y_{i,-1} = 0, \quad (2.35)$$

gdzie ugięcia  $F_i$  od ciężaru własnego przyjmują wartości:

$$- \text{ w pierwszym przęśle } \xi = \frac{i}{n}$$

$$F_i = \frac{ql^4}{120EJ_z} \xi (5\xi^3 - 8\xi^2 + 3),$$

$$- \text{ w drugim przęśle } \xi = \frac{i-n}{n}$$

$$F_i = \frac{ql^4}{120EJ_z} \xi (5\xi^3 - 10\xi^2 + 6\xi - 1),$$

$$- \text{ w trzecim przęśle } \xi = \frac{i-2n}{n}$$

$$F_i = \frac{ql^4}{120EJ_z} \xi (5\xi^3 - 12\xi^2 + 6\xi - 1),$$

b) warunki brzegowe

$$Y_{0,k} = Y_{3n,k} = 0, \\ Y_{-1,k} = -Y_{1,k}, \\ Y_{3n+1,k} = -Y_{3n-1,k}. \quad (2.36)$$

Dynamiczny moment zginający określono znanym wyrażeniem

$$M_{i,k} = -EJ_z \frac{\partial^2 Y_{i,k}}{\partial x^2} = -\frac{EJ_z}{h_0^2} C_{i,k}, \quad (2.37)$$

gdzie:

$$C_{i,k} = Y_{i-1,k} - 2Y_{i,k} + Y_{i+1,k}. \quad (2.38)$$

W celu ustalenia odpowiedniego znaku przy członie  $1/R$  wyrażenie (2.26) zapisano w modelu dyskretnym następująco:

$$\beta = -\frac{M_3}{EJ} - \frac{S}{R}, \quad (2.39)$$

gdzie:  $S$  przyjmuje wartości:

$$S = -\operatorname{sgn} C_{i,k-1}. \quad (2.40)$$

Stała  $D$  zależy od podatności podpór wewnętrznych, którą oblicza się z wzoru:

$$D = k_r \frac{h_0^3}{EJ_z}, \quad (2.41)$$

gdzie:  $k_r$  - współczynnik podatności podpory [kN/m].

Przy założeniu, że ugięcie na podporach wewnętrznych (w rzeczywistości równe zero) przyjmie się dla obliczeń inżynierskich równe ok. 0,0001 m, to wówczas współczynnik podatności podpory wyniesie ok.  $8 \cdot 10^6$  kN/m, co w efekcie z wzoru (2.41) da stałą  $D = 200$ . Układ równań (2.32) z warunkami (2.35) i (2.36) uzupełniony wyrażeniami (2.37)-(2.41) stanowi pełne sformułowanie problemu w modelu dyskretnym.

### 2.3.3 Rozwiązanie problemu dynamiki mostu składanego

Równanie równowagi dynamicznej (2.24) rozwiązano metodą różnic skończonych. Zbieżność rozwiązań przybliżonych,  $Y_{ik}$  do rozwiązań ścisłych  $y(x,t)$  uzyskano aproksymując pochodne równania różniczkowego (2.24) względem  $x$  centralnie, a względem  $t$  wstecznie. Otrzymany uogólniony układ liniowych równań algebraicznych względem ugięć rozwiązano metodą Gaussa.

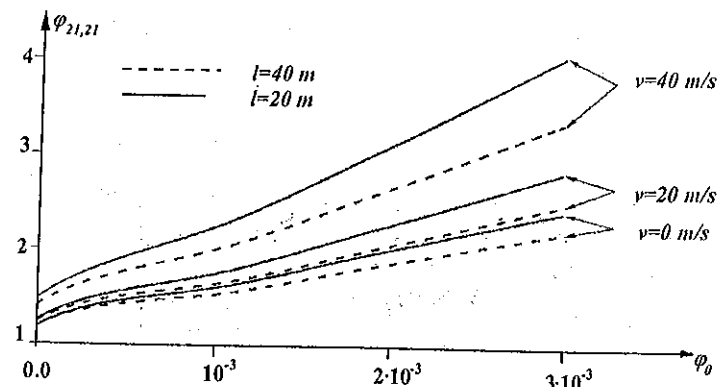
Uzyskane wyniki z analizy komputerowej w postaci współczynników umożliwiających ocenę wpływu luzów montażowych na dynamiczne ugięcia i momenty zginające przedstawiono na rys. 2.20-2.24.

Omawiane współczynniki zapisano w postaci:

$$\varphi_{i,k} = \frac{Y_{i,k}}{Z_{12,12}^0}; \quad \Psi_{i,k} = \frac{M_{i,k}}{N_{12,12}^0} \quad (2.42)$$

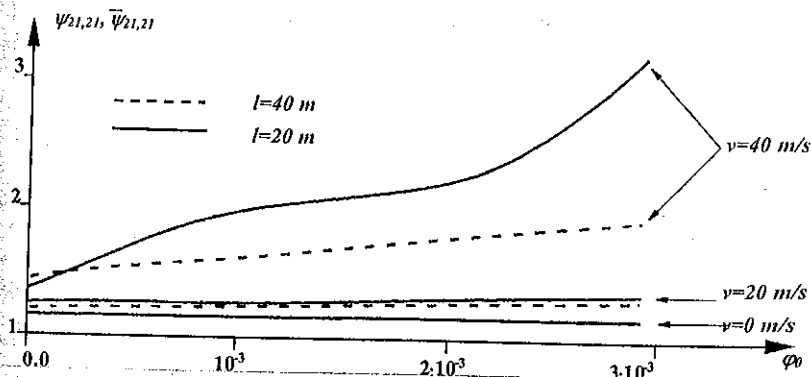
gdzie:  $Y_{i,k}$ ;  $M_{i,k}$  - ugięcia i momenty zginające dynamiczne w mostach składanych z uwzględnieniem luzów montażowych,

$Z_{12,12}^0$ ;  $N_{12,12}^0$  - ugięcia i momenty zginające statyczne w belkach monolitycznych (bezsładnikowych) w środku drugiego przęsła.



Rys. 2.20. Współczynniki dynamiczne przemieszczenia punktu 21 (rys.2.19)

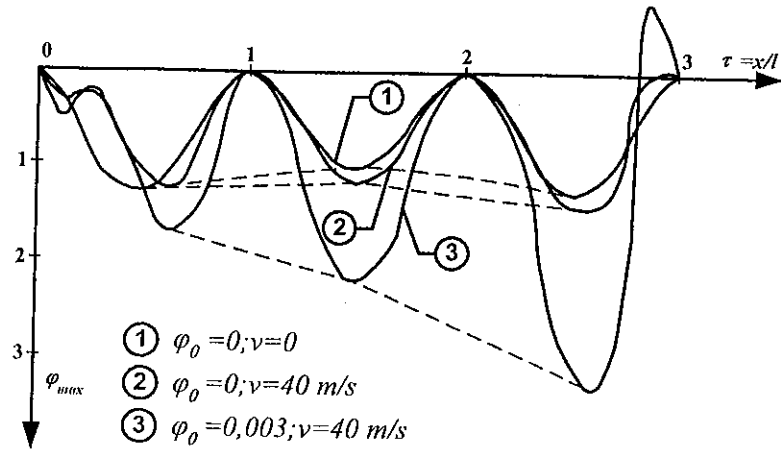
Graficzny przebieg współczynników ugięć  $\varphi_{21,21}$  w zależności od wielkości luzów przedstawia rys. 2.20, na którym linią przerywaną pokazano wykresy dla belki o rozpiętości przęsła  $l = 40$  m, natomiast ciągłą, dla rozpiętości przęsła  $l = 20$  m.



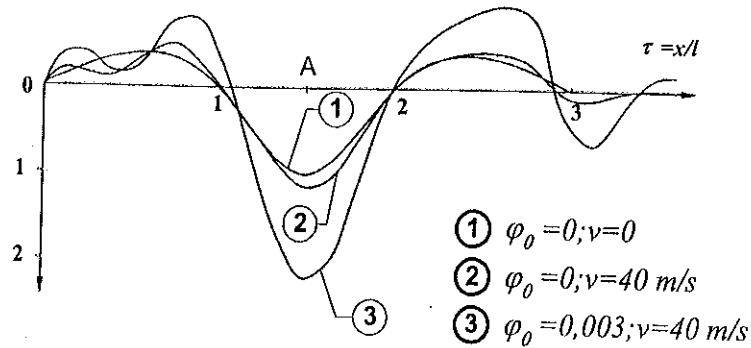
Rys. 2.21. Współczynniki dynamiczne przemieszczenia punktu 21 dla współczynników  $\psi_{21,21}$

Rysunek 2.21 przedstawia przebieg wykresów, jak poprzednio lecz dla współczynników  $\psi_{21,21}$ , na rysunku 2.22 przedstawiono zaś wykresy maksymalnych przemieszczeń belki trójprzęsłowej o rozpiętości przęsła  $l = 40$  m. Rzędnymi wykresów są współczynniki ugięć pod siłą poruszającą się lub stojącą. Natomiast współczynniki przemieszczeń  $\varphi_{12,12}$  punktu środkowego

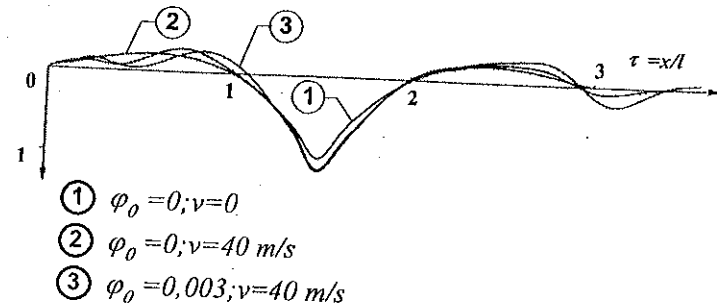
prześla zamieszczono na rys. 2.23, a współczynniki rozkładu momentów zginających  $\psi_{12,12}$ , w punkcie A na rys. 2.24.



Rys. 2.22. Wykres maksymalnych przemieszczeń



Rys. 2.23. Wykres rozkładu współczynników przemieszczeń punktu A



Rys. 2.24. Wykres współczynników sił w punkcie A

**Uwaga:** Prędkość  $v = 40$  m/s przyjęto jako teoretyczną niezbędną dla rozważań dynamicznych, a która z punktu widzenia praktycznej eksploatacji jest nierealna.

#### 2.3.4. Analiza wyników i wnioski

Analiza wyników obliczeń numerycznych dynamicznych ugięć i momentów zginających wskazuje, że przy dowolnym luzie montażowym  $\varphi_0$  i eksploatacyjnie realnej prędkości w ruchu obciążenia zewnętrznego po moście trójprześlowym maksymalne ugięcia i momenty występują w trzecim przęśle w węzle położonym w odległości trzech kroków podziału od końca mostu. W związku z tym analizę wpływu luzów na wielkości przemieszczeń i momentów przeprowadzono dla tego węzła.

Z analizy wykresów na rys. 2.20 i 2.21 wynika ogólny wniosek, że wraz ze wzrostem luzów  $\varphi_0$  rosną współczynniki dynamiczne przemieszczeń ściśle uzależnione od prędkości ruchu obciążenia. Intensywność przyrostu wymienianych współczynników jest tym większa, im większa prędkość. Rozpiętość przęsła natomiast odwrotny wpływ - im większa rozpiętość, tym współczynniki dynamiczne są mniejsze, co zobrazowano linią przerywaną na wykresach (rys. 2.20 + 2.21). Zjawisko to ma również jakościowo taki przebieg w konstrukcjach monolitycznych, lecz o mniejszej intensywności.

Wniosek ogólny o tym, że zwiększenie się luzów powoduje przyrost sił wewnętrznych jest bardzo istotny z punktu widzenia eksploatacji, wywołującej to zjawisko. Prowadzi to do tego, że po pewnym czasie w konstrukcji składanej, przy tych samych obciążeniach, powstają większe siły wewnętrzne. Proces ten bardzo często będzie pokrywał się z osłabieniem konstrukcji wynikającym ze starzenia, co w końcowym efekcie może być przyczyną zwiększonej awaryjności.

Na rysunku 2.22 liniami przerywanymi przedstawiono przebieg maksymalnych ugięć w poszczególnych przęsłach. Pierwszy wykres przedstawia statykę konstrukcji monolitycznej, gdzie maksymalne ugięcia w skrajnych przęsłach są większe niż w środkowym, co jest zgodne z rozwiązaniem ścisłym.

Drugi wykres przedstawia przebieg ugięć tej samej belki, lecz obciążonej dynamicznie. Widać na nim narastanie ugięć w poszczególnych przęsłach.

Trzeci wykres obrazuje ugięcia belki składanej z luzami między składnikami. Można tu zaobserwować gwałtowny przyrost współczynnika ugięć wraz z ruchem obciążenia. Przy zjeździe z mostu następuje odrywanie konstrukcji, które dla inżynierów eksploatorów ma istotne znaczenie. Widać również, że konstrukcje składane obciążone dynamicznie znacznie falują, wskutek luzów montażowych. Tego typu odkształcenia są bardzo niekorzystne dla nawierzchni oraz powodują hałaśliwą pracę konstrukcji składanych.

W celu zobrazowania drgań konstrukcji przedstawiono na rys. 2.23 wykresy współczynników przemieszczeń punktu A, w zależności od położenia obciążenia. Wykres pierwszy dotyczy obciążenia statycznego belki monolitycznej; jego przebieg i wartości są zgodne z rozwiązaniami ścisłymi. Na wykresie drugim przedstawiono przebieg omawianego parametru w przypadku ruchu obciążenia z prędkością  $v = 144 \text{ km/h}$ , natomiast wykres trzeci przedstawia współczynniki przemieszczeń dla belek składanych obciążeniach dynamicznie. Z analizy wykresów widać, że po zjechaniu obciążenia z belki ( $\tau > 3$ ) punkt A nadal droga, w przypadku luzów (wykres trzeci), a amplituda tych drgań jest większa. Podobną analizę dla sił wewnętrznych przedstawiono na rys. 2.24.

Porównując wykresy na rysunkach 2.23 i 2.24 można wnioskować, że luzy wywierają większy wpływ na współczynniki ugięć, niż na współczynniki w projektowaniu i obliczeniu konstrukcji mostów składanych.

Sumując można stwierdzić, że przedstawiony w podręczniku model fizyczny belki składanej wraz z metodą jej analizy i stosowanym aparatem matematycznym poszerza i weryfikuje wybrane elementy teorii konstrukcji składanych.

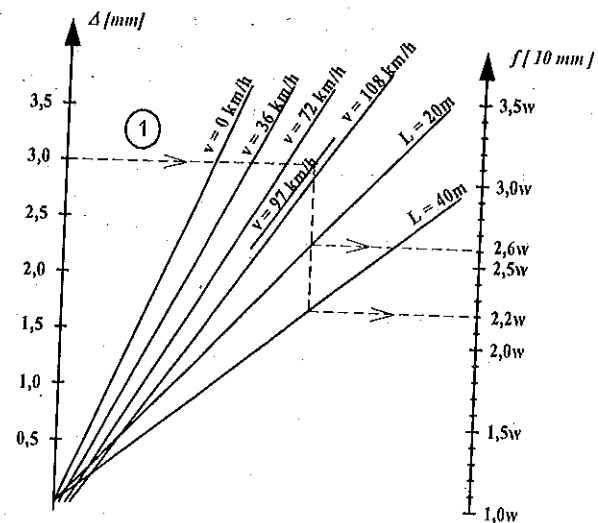
## 2.4. Obliczenia elementów i parametrów mostów składanych

### 2.4.1. Nomogramy do szybkiej analizy nośności mostów składanych i wnioski

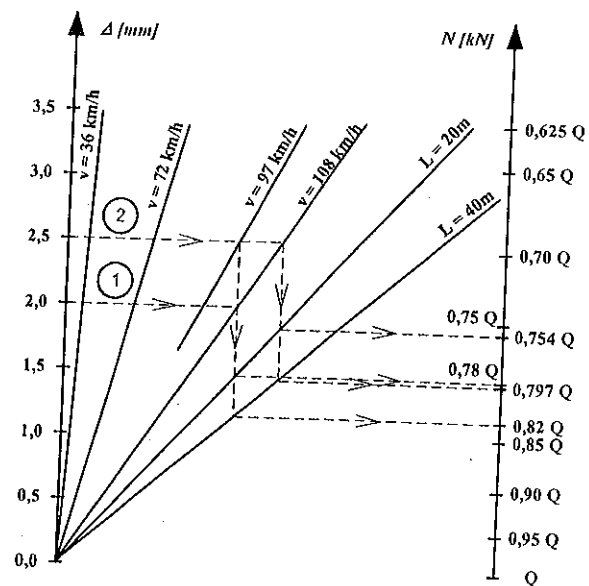
Nośność mostu składanego, określona zgodnie z wymaganiami normowymi, musi spełniać dwa warunki wyrażone jako stan graniczny nośności i stan graniczny użytkowania.

Propozycję tych stanów przedstawiono w postaci dwóch nomogramów określających ugięcia i nośność przęseł mostów składanych (rys. 2.25 i 2.26). Nomogramy te zostały opracowane na podstawie analizy numerycznej pojazdu poruszającego się z określoną prędkością po wstępnie kinematycznie zdeformowanej konstrukcji mostu.

Nomogram analizy ugięć w mostach składanych (rys. 2.25) przedstawia wpływ wzrostu luzów międzyogniowowych (montażowych) powstałych na skutek zużycia eksploatacyjnego na cechy użytkowe przęsła i jego dalszą eksploatację. W nowych konstrukcjach przęseł mostów składanych maksymalny luz w połączeniach sworzniowych wynosi 1,2 mm.



Rys. 2.25. Nomogram analizy ugięć przęseł mostów składanych



Rys. 2.26. Nomogram analizy nośności przęseł mostów składanych



W przypadku luzu w połączeniach sworzniowych wynoszącego 2,5 mm (rys. 2.25) pojazd poruszający się z prędkością ~ 100 km/h po przęśle o rozpiętości  $l = 20$  m wywoła ugięcie równe 2,6 w a w przęśle  $l = 40$  m ugięcie 2,2, gdzie w oznacza przemieszczenie pionowe od obciążenia użytkowego w konstrukcji monolitycznej.

Nomogram do obliczania nośności przęsła mostu składanego (rys. 2.26) przedstawia spadek nośności przęsła w wyniku wzrostu wartości luzów w połączeniach sworzniowych. Zakładając wstępną wartość luzu w połączeniu sworzniowym  $\Delta = 2,0$  mm i pojazd normowy poruszający się po przęśle  $l = 20$  m z prędkością  $v = 108$  km/h, widzimy, że luz ten powoduje spadek nośności w stosunku do projektowej  $Q$  równy 0,780  $Q$ , a dla przęsła  $l = 40$  m przy tych samych parametrach ruchu pojazdu 0,820  $Q$  (wariant 1 – rys. 2.26).

Jeśli w przypadku eksploatacji luz zwiększyłby się do 2,5 mm, to aby zachować te same parametry nośności przęsła należałoby zmniejszyć prędkość do  $v = 97$  km/h (wariant 2 – rys. 2.26). W przeciwnym wypadku pojazd poruszający się z  $v = 108$  km/h po przęśle o  $l = 20$  m spowoduje zmniejszenie nośności do 0,75  $Q$ , a dla przęsła o  $l = 40$  m do 0,797  $Q$ .

Z przeprowadzonych analiz można wyciągnąć następujące wnioski:

- ze względu na specyfikę pracy konstrukcji mostów składanych można określić warunki ekstremalne, po przekroczeniu których może być zagrożone bezpieczeństwo;
- wykonane nomogramy są przydatne do szybkiego projektowania obiektów komunikacyjnych podczas odbudowy doraźnej w przypadku wystąpienia katastrof komunikacyjnych lub klęsk żywiołowych;
- wykorzystując nomogramy można ocenić nośność eksploatacyjną tymczasowego obiektu mostowego wykonanego z konstrukcji składanej;
- na etapie projektowania, nomogramy umożliwiają właściwe przyjęcie obciążenia w stosunku do rozpiętości przęsła i okresu eksploatacji obiektu.

Przedstawione w niniejszym rozdziale nomogramy są pomocne do obliczeń koncepcyjnych mostów składanych o dużych luzach sworzniowych.

#### 2.4.2. Współczynnik dynamiczny

Współczynnik dynamiczny  $\varphi$  podany w normie obciążeń do obliczeń mostów stałych nie uwzględnia specyfiki mostów składanych, które charakteryzują się tym, że posiadają luzy montażowe między składnikami. W związku z tym projektowanie przepraw stałych z konstrukcji składanych wymaga korekty współczynnika dynamicznego. Stąd w punkcie tym podjęto analizę, z której winien być wyprowadzony wzór na obliczanie skorygowanego współczynnika dynamicznego. Analizę przeprowadzono dla belki wolnopodpartej.

Teorię obliczania mostów składanych przedstawioną w punkcie 2.3 wykorzystano do obliczeń przyjętej składanej belki wolnopodpartej [13].

Obliczenia numeryczne wykonano dla dwóch wariantów belek o następujących danych:

Wariant 1 – rozpiętość przęsła  $l = 40$  m;  $h = 2,3$  m;  $q = 1,35$  kN/m

Wariant 2 – rozpiętość przęsła  $l = 20$  m;  $h = 1,7$  m;  $q = 0,95$  kN/m.

W każdym wariantcie wykonano obliczenia dla:

- prędkości obciążenia  $v = 10; 20; 30$  m/s;
- liczby składników  $m = 3; 8; 13$  w belce;
- wielkości luzów montażowych  $\Delta = 1; 2; 3; 4$  mm.

Z analizy komputerowej otrzymano wielkości przemieszczeń i sił wewnętrznych w analizowanej belce, a mianowicie:

$Y_{dt}$  – ugięcie dynamiczne z luzami;

$Y_{st}$  – ugięcie statyczne z luzami;

$Y_{db}$  – ugięcie dynamiczne bez luzów;

$M_{dt}$  – moment dynamiczny z luzami;

$M_{sb}$  – moment statyczny bez luzów;

$M_{db}$  – moment dynamiczny bez luzów.

Obliczone wielkości sił i przemieszczeń umożliwiły sporządzenie wykresów (rys. 2.27 i 2.28), które stały się podstawą do przeprowadzenia analizy współczynnika dynamicznego konstrukcji składanych.

Współczynnik dynamiczny dla konstrukcji składanych w ogólnej postaci można przedstawić wzorem:

$$\varphi_1 = \varphi + \Delta\varphi \quad (2.43)$$

gdzie:  $\varphi_1$  – współczynnik dynamiczny konstrukcji składanej;

$\varphi$  – współczynnik dynamiczny konstrukcji monolitycznej, który oblicza się według wzoru:

$$\varphi = \frac{M_{db}}{M_{sb}} \quad (2.44)$$

gdzie:  $\Delta\varphi$  – przyrost współczynnika dynamicznego od istniejących luzów montażowych.

Przyrost  $\Delta\varphi$  w stosunku do  $\varphi$  obliczamy z zależności:

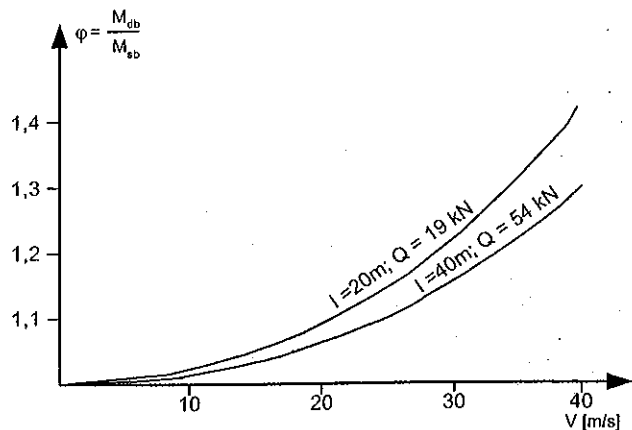
$$\frac{\Delta\varphi}{\varphi} = \left( \frac{M_{dt}}{M_{db}} - 1 \right), \quad (2.45)$$

którą uzyskano z przekształcenia wzoru (2.43) i podstawieniu wartości  $\varphi_1$  i  $\varphi$ . Wykorzystując uzyskane wyniki obliczeń komputerowych według zależności (2.44) i (2.45) sporządzono wykresy uwidocznione na rysunkach 2.27 i 2.28.

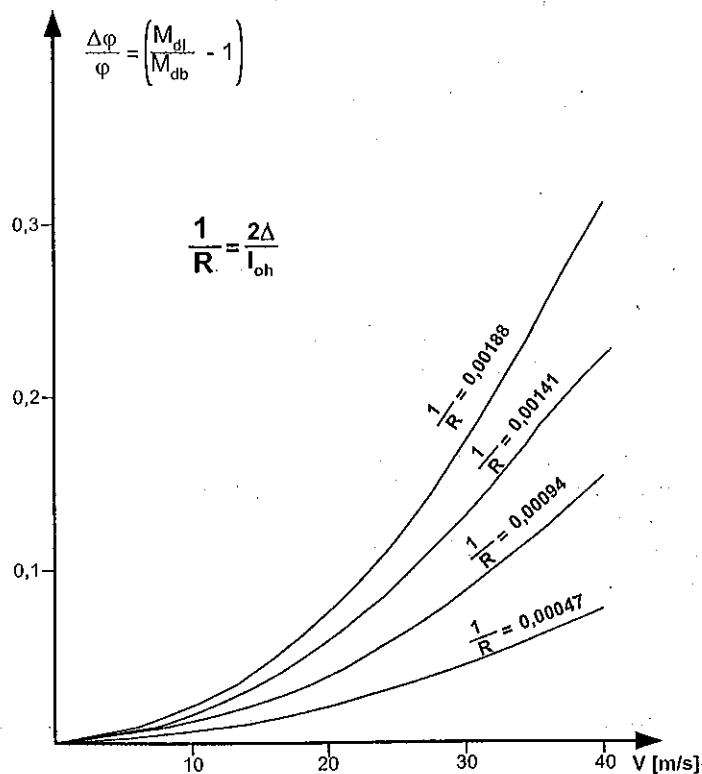
Parabole przedstawione na rysunku 2.28 można opisać równaniem ogólnym w postaci:

$$\frac{\Delta\varphi}{\varphi} = \frac{1}{R} \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot v^2 \quad (2.46)$$

gdzie:  $\alpha$  – szukany współczynnik, fizycznie, z uwagi na miana, jest nieznanym przyspieszeniem.



Rys. 2.27. Wykres współczynnika dynamicznego konstrukcji monolitycznej



Rys. 2.28. Wykres przyrostu współczynnika dynamicznego

Z uzyskanych rezultatów obliczeń numerycznych przy różnych wartościach krzywizn odkształcalnej geometrycznie belki  $\frac{1}{R}$  wynika, że wartość współczynnika  $\alpha = 9,7 \div 10$ , a więc jest on w przybliżeniu równy przyspieszeniu ziemskiemu  $g$ .

Podstawiając  $\alpha = g$  do wyrażenia (2.46) otrzymano wzór na obliczanie przyrostu współczynnika dynamicznego konstrukcji składanych z luzami montażowymi w postaci:

$$\Delta\varphi = \frac{v^2 \varphi}{Rg} \quad (2.47)$$

Krzywiznę kinematycznie odkształconej belki uzyskano z przekształcenia wzoru (2.3) w postaci:

$$\frac{1}{R} = \frac{2\Delta}{l_0 \cdot h} \quad (2.48)$$

gdzie:  $\Delta$  – luz montażowy liniowy między bolcem a uchem złącza mostu składanego;

$l_0$  – długość składnika mostu między sąsiednimi złączami;

Podstawiając wyrażenie (2.48) do (2.47) i następnie (2.47) do (2.43) otrzymano uogólniony wzór na obliczanie współczynnika dynamicznego konstrukcji składanej z luzami montażowymi w postaci:

$$\varphi_1 = \varphi \cdot \left( 1 + \frac{2\Delta v^2}{l_0 h g} \right) \quad (2.49)$$

Wyrażenie (2.49) pozwala bardzo prosto obliczać siły wewnętrzne w konstrukcjach składanych z luzami ze wzoru:

$$M_{dl} = M_{sb} \cdot \varphi_1 + M_q \quad (2.50)$$

gdzie:  $M_q$  – maksymalny moment od ciężaru własnego.

Wyniki obliczeń komputerowych i według wzoru (2.50) zestawiono w tabelicy 2.1.

Jak widać z tabelicy 2.1 uzyskane wyniki z wyprowadzonego wzoru (2.50) są z dużą dokładnością przybliżone do wyników z obliczeń numerycznych, stąd można wyciągnąć wniosek, że w obliczeniach dynamicznych belek składanych należy wprowadzić korektę współczynnika dynamicznego w oparciu o wzór (2.49), a dalsze obliczenia prowadzić jak dotychczas dla belek monolitycznych.

Jeżeli założymy,  $v = 30$  m/s, to na podstawie rysunku 2.27 otrzymuje się z dużym przybliżeniem wzór normowy, postaci:

$$\varphi_n = 1,35 - 0,005 l \quad (2.51)$$

Tablica 2.1

Prędkość	Liczba składników	Luz	Moment dynamiczny obliczony komputerowo	$\varphi_1 = \varphi \cdot \left(1 + \frac{2\Delta \cdot v^2}{l_0 \cdot h \cdot g}\right)$	$\bar{M}_{dl} = M_{sb} \cdot \varphi_1 + M_q$	$\frac{M_{dl} - \bar{M}_{dl}}{M_{dl}}$
V [m/s]	n [szt.]	$\Delta$ [mm]	$M_{sb}$ [kNm]			
0	-	0	2975,00	-	-	-
20	3	0	3227,98	1,085	3227,98	-
		1	3247,55	1,092	3205,00	1,31
		2	3267,13	1,100	3225,00	1,29
		3	3286,71	1,108	3245,00	1,25
	8	4	3306,29	1,116	3265,00	1,24
		1	3280,18	1,106	3240,00	1,22
		2	332,39	1,127	3292,00	1,20
		3	3384,59	1,147	3342,00	1,24
	13	4	3436,80	1,168	3395,00	1,19
		1	3312,81	1,119	3275,50	1,12
		2	3397,64	1,153	3357,50	1,18
		3	3482,48	1,186	3440,00	1,22
30	3	4	3567,31	1,220	3525,00	1,18
		0	3589,55	1,210	3589,55	-
		1	3640,39	1,230	3548,97	2,50
		2	3691,23	1,250	3600,00	2,47
	8	3	3742,07	1,269	3647,50	2,52
		4	3792,92	1,288	3695,00	2,58
		1	3725,13	1,262	3630,00	2,55
		2	3860,71	1,314	3760,00	2,60
	13	3	3996,29	1,367	3892,50	2,60
		4	4131,87	1,419	4022,50	2,64
		1	3809,86	1,295	3712,50	2,55
		2	4030,18	1,380	3925,00	2,60
		3	4250,50	1,465	4137,50	2,66
		4	4470,81	1,550	4350,00	2,68

Stosując te same założenia do wzoru (2.49) i podstawiając znane parametry, uzyskano wzór na obliczanie współczynnika dynamicznego dla konstrukcji składanych w postaci:

$$\varphi_{ln} = \varphi_n \cdot \left(1 + 0,1835 \cdot \frac{\Delta}{l_0 h}\right) \quad (2.52)$$

gdzie:  $\Delta$  [mm],  $l_0$  [m],  $h$  [m]

Wzór (2.52) uogólnia problem obliczeń dynamicznych na konstrukcje składane z luzami montażowymi. Przyjmując we wzorze (2.52)  $\Delta = 0$  uzyskujemy wyrażenie na obliczanie współczynnika dynamicznego konstrukcji monolitycznych.

Obowiązującą normę [15] należałoby uzupełnić wprowadzając do niej wzór (2.52).

### 2.4.3. Praktyczne wzory do analizy mostów składanych

Z przeprowadzonych analiz numerycznych z wykorzystaniem teorii przedstawionej w punkcie 2.3 niniejszego podręcznika oraz z pracy [7] uzyskano następujące wzory do inżynierskiej analizy konstrukcji składanych:

1) współczynnik dynamiczny sił

$$\varphi_{dl} = \varphi \left(1 + \frac{\varphi_0 v^2}{g \cdot l_0}\right) \quad (2.53)$$

2) współczynnik dynamiczny przemieszczeń

$$\varphi_{wl} = 1 + \frac{\varphi_0}{l_0} \left(\frac{6EI}{Pl} + \frac{v^2}{g}\right) \quad (2.54)$$

3) współczynnik statyczny przemieszczeń

$$\varphi_{st} = 1 + \frac{60EI\varphi_0 m}{ql^3(3,25 + 7\varepsilon_1)} \quad (2.55)$$

gdzie:  $\varepsilon_1 = \frac{p}{ql}$

4) częstość drgań własnych

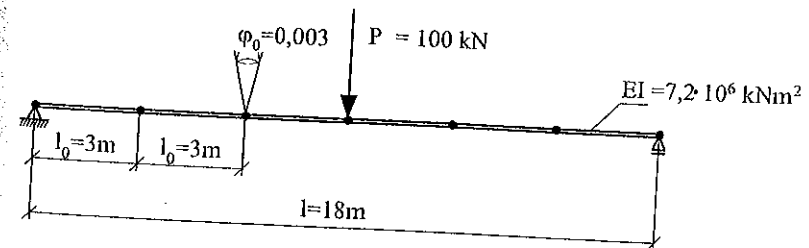
$$\omega = \frac{\omega_0}{\sqrt{1 + 9,6 \frac{EI\varphi_0}{ql^2 l_0}}} \quad (2.56)$$

gdzie:  $\omega_0 = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EIg}{q} \left[\frac{l}{s}\right]}$

W celu przedstawienia tych wzorów wykonano obliczenia ugięć belki przedstawionej na rys. 2.29.

#### Przykład 3.

Dla danej belki rys. 2.29 obliczyć ugięcie trzema metodami.



Rys. 2.29. Schemat statyczny belki

- ugięcie obliczone dwuetapowo

$$y_k = \frac{l^2}{8R} = \frac{18^2}{8 \cdot 1000} = 0,0405 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{100 \cdot 18^2}{48 \cdot 7,2 \cdot 10^6} = 0,0017 \text{ m}$$

$$y_c = 0,0405 + 0,0017 = 0,0422 \text{ m}$$

- ugięcie obliczone metodą sztywności zastępczej

$$\varphi_r = \frac{100 \cdot 18^2}{16 \cdot 7,2 \cdot 10^6} = 0,000281$$

$$\varepsilon = 0$$

$$EI_z = \frac{7,2 \cdot 10^6}{1 + \frac{3 \cdot 6 \cdot 0,003}{0,000281 \cdot 8}} = 2,88 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2$$

$$y_c = \frac{Pl^3}{48EI_z} = \frac{100 \cdot 18^3}{48 \cdot 2,88 \cdot 10^5} = 0,04218 \text{ m}$$

- ugięcie obliczone wzorem (2.54)

$$y_{dl} = \varphi_{ul} \cdot y_{sb}$$

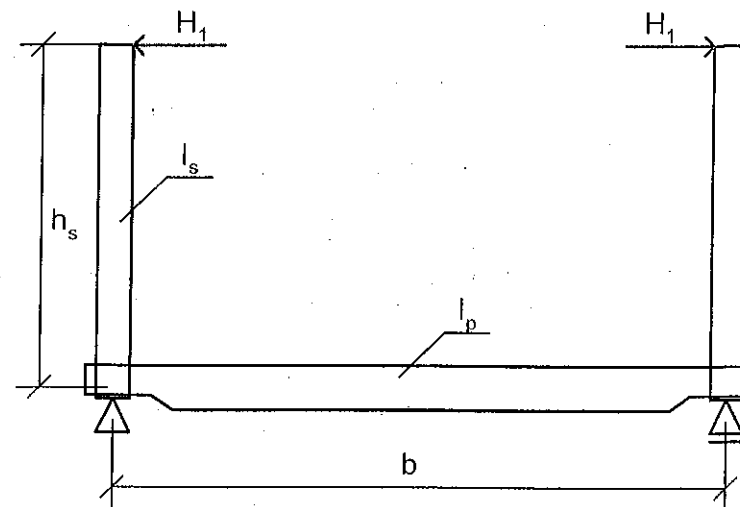
$$\varphi_{ul} = 1 + \frac{\varphi_0}{l_0} \left( \frac{6EI}{Pl} + \frac{v^2}{g} \right) = 1 + \frac{0,003}{3} \left( \frac{6 \cdot 7,2 \cdot 10^6}{100 \cdot 18} \right) = 25$$

$$y_{sl} = y_{sb} \cdot \varphi_{ul} = 0,0017 \cdot 25 = 0,0425 \text{ m}$$

Wniosek: Obliczone ugięcia są, z punktu widzenia potrzeb oceny inżynierskiej, konstrukcji, takie same.

#### 2.4.4. Model obliczeniowy belki poprzecznej mostu

Belka poprzeczna w moście składanym połączona jest z dźwigarami głównymi. Stanowi ona wraz ze słupkami i przeponami ścian dźwigarów półramę, która powoduje sprężyste utwierdzenie końców poprzecznic jako belki wolno podpartej. W związku z tym do obliczeń szczegółowych przyjęto schemat półramy obciążonej na wysokości pasów ściskanych siłą odporu  $H_1$  (rys. 2.30). Schemat ten opracowano uwzględniając rzeczywisty układ mostu przedstawiony w pracy [14].



Rys. 2.30. Schemat odporu półram

Poprzecznice wraz ze słupkami decydują o sprężystym podparciu ściskanych pasów górnych dźwigara. Bezpieczeństwo tych pasów, ze względu na wyboczenie z płaszczyzny dźwigara zależy od ich sztywności i sztywności półram.

#### A. Wyznaczenie siły odporu półram

Wielkość odporu  $H_1$  półram wewnętrznych, zgodnie z normą [16], oblicza się ze wzoru:

$$H_1 \geq c_1 \cdot H_0 \quad (2.57)$$

gdzie:  $c_1$  – współczynnik zależny od rodzaju podparcia pasa ściskanego. Gdy końce i pośrednie punkty pasa ściskanego są sprężysto podparte w kierunku prostopadłym do płaszczyzny dźwigara półramami, to należy przyjąć, że:

$$1,1 \leq c_1 \leq 1,5$$

$H_0$  – odpór graniczny wyznaczamy ze wzoru:

$$H_0 = \frac{3,2P_{\max} \gamma_s}{\mu_{sr}^2 d_{\min}} \quad (2.58)$$

gdzie:  $P_{\max}$  – największa siła w pasie ściskanim [kN];  
 $d_{\min}$  – najmniejsza długość pręta pasa pomiędzy półramami [cm];  
 $\gamma_s$  – współczynnik materiałowy;

$$\gamma_s = \frac{R_c}{R} = \frac{353 \cdot \text{MPa}}{290 \cdot \text{MPa}} = 1,217$$

$\mu_{sr}$  – średni współczynnik wyboczenia;

$$\mu = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} \cdot \frac{\lambda_p \cdot i_y}{d}$$

zgodnie z normą [16] dla parametrów geometrycznych dźwigara mostu DMS-65 odpór na półramę środkową wynosi:

$$H_1 = c_1 \cdot H_0 = 1,3 \cdot 0,0127P_{\max} = 0,0165P_{\max} \quad (2.59)$$

B. Schemat obliczeniowy poprzecznic usztywnionej półramami

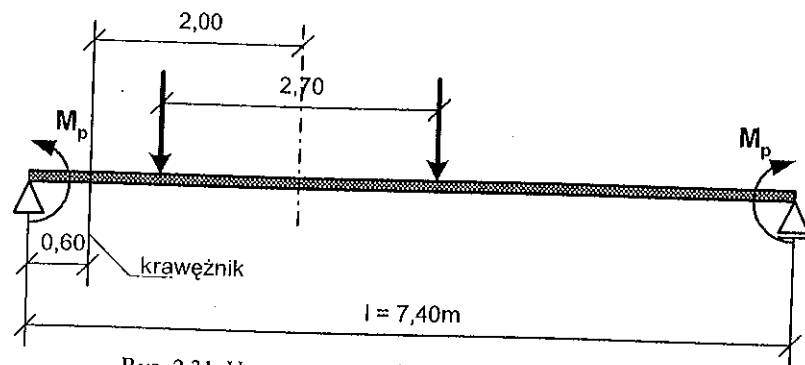
Belkę poprzeczną oblicza się jako wolnopodpartą obciążoną dodatkowo momentami podporowymi (węzłowymi dla półramy) o wartości:

$$M_p = H_1 \cdot h_s \quad (2.60)$$

gdzie:  $h_s$  – odległość od środka górnego pasa ściskanego do osi obojętnej poprzecznic dla mostu DMS – 65 ta wartość wynosi  $h_s = 2,48$  m.

Przy uwzględnieniu  $h_s$  i podstawieniu  $H_1$  z wyrażenia (2.59) uzyskano wzór na obliczenie momentów sprężystego utwierdzenia poprzecznic w postaci:

$$M_p = 0,041P_{\max} [\text{kNm}]$$



Rys. 2.31. Uproszczony model obliczeniowy poprzecznic

Model obliczeniowy poprzecznic dla poszerzonego mostu DMS-65 przy skrajnym ustawieniu pojazdu K przedstawiony na rysunku 2.31 znacznie upraszcza obliczenia i pozwala uwzględnić sprężyste zamocowanie belki do dźwigarów kratowych. Obciążenie pojazdem K należy tak ustawić, aby uzyskać maksymalny moment zginający w poprzecznic.

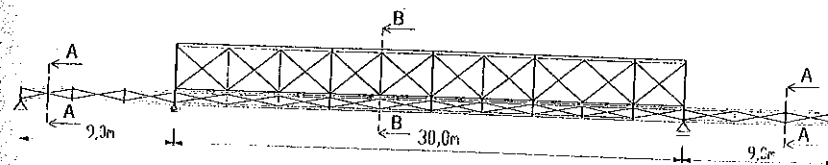
## 2.5. Przykład obliczania dźwigara składanego

Przykład ten jest fragmentem pracy [18]. Zadanie polega na wyznaczeniu naprężeń w trójprzęsłowym dźwigarze o skokowo zmiennej sztywności z konstrukcji mostu składanego DMS-65 przy następujących założeniach:

- klasa obciążenia C

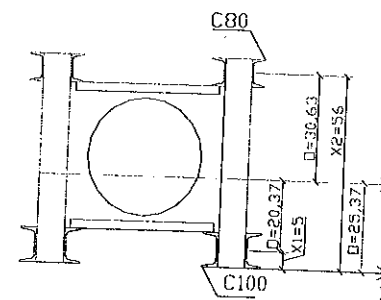
- układ obciążenia PW
- rozpiętość skrajnych przęseł  $L_1=9,0$  m
- rozpiętość przęsła środkowego  $L_2=30$  m
- długość modułu  $l_0=3$  m
- luz montażowy  $\varphi=0,003$
- szerokość jezdni  $b=4,2$  m

Schemat obliczeniowy dźwigara przedstawia rys. 2.32.



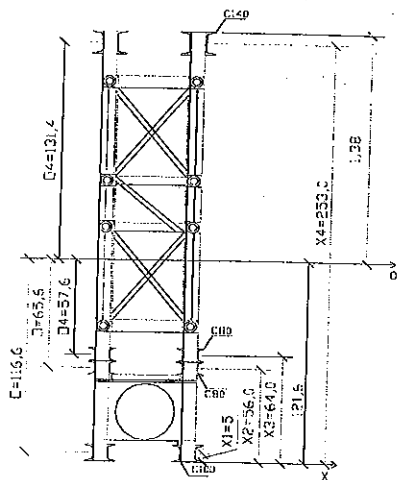
Rys. 2.32. Schemat dźwigara

Przekrój A-A na rysunku 2.33a jest przekrojem dźwigara przestrzennego którego sztywność giętna  $EI_1 = 0,1742 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$ , a moment bezwładności przekroju  $I_1 = 0,00057 \text{ m}^4$ .



Rys. 2.33a. Dźwigar w przekroju A-A

Natomiast przekrój B-B (rys. 2.33b) odpowiada standardowemu dźwigarowi mostu DMS-65, którego sztywność giętna  $EI_2 = 4,985 \cdot 10^6$ , a moment bezwładności przekroju  $I_2 = 0,0242 \text{ m}^4$ .



Rys.2.33b. Dźwigar w przekroju B-B

Obliczenie ciężaru własnego konstrukcji

Zestawienie elementów konstrukcyjnych układu z kratą przestrzenną przedstawia tablica 2.2.

Tablica 2.2.

Lp.	Nazwa części	Liczba elementów	Masa jednego elementu	Masa łącznie
	Elementy podstawowe	szt	kg	kg
1	krata przestrzenna	2	446	892
2	belka poprzeczna	2	290	580
3	pyta pomostu	6	222	1332
4	krawężnik	2	93,5	187
5	wiatrownica	4	15	60
6	wspornik chodnika	2	25	50
7	płyta chodnika	2	53	106
8	słupek poręczowy	2	11,3	22,6
	Razem			3229,6
	Złącza:			
9	Sworzeń $\phi 50$ + zawleczka	8	3,3	26,4
10	Śruba M-20	4	0,35	1,4
	Razem			3257,4
	Ciężar( g ) modułu 3m wynosi ;			3257,4

Ciężar własny przypadający na 1 m dźwigara głównego

$$g_1 = \frac{g}{3} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma \cdot 0,5 = \frac{3257,4}{3} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 6,4 \text{ kN/m}$$

dla PW  $\Rightarrow \gamma = 1,2$

$$g_1 = 6,4 \text{ kN/m}$$

Zestawienie elementów konstrukcyjnych dla układu - krata przestrzenna + krata płaska przedstawia tablica 2.3.

Tablica 2.3.

Lp.	Nazwa części	Liczba elementów	Masa jednego elementu	Masa łącznie
	Elementy podstawowe	szt	kg	kg
1	krata przestrzenna	2	446	892
2	krata płaska	4	320	1280
3	belka poprzeczna	2	290	580
4	pyta pomostu	6	222	1332
5	krawężnik	2	93,5	187
6	teżnik	4	28	112
7	wiatrownica	4	15	60
8	wspornik chodnika	2	25	50
9	płyta chodnika	2	53	106
10	słupek poręczowy	2	11,3	22,6
	Razem			4622
	Złącza:			
11	Sworzeń $\phi 50$ + zawleczka	12	3,3	39,6
12	Śruba pasowa $\phi 44/M33$	20	3,1	62
13	Śruba M-20	28	0,35	9,8
	Razem			111
	Ciężar( g ) modułu 3m wynosi ;			4733

Ciężar własny przypadający na 1 mb dźwigara głównego

$$g_2 = \frac{g}{3} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma \cdot 0,5 = \frac{4733}{3} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 9,286 \text{ kN/m}$$

Obliczenie obciążenia użytkowego  $q, K$

Obciążenie użytkowe od ciężaru równomiernego  $q$

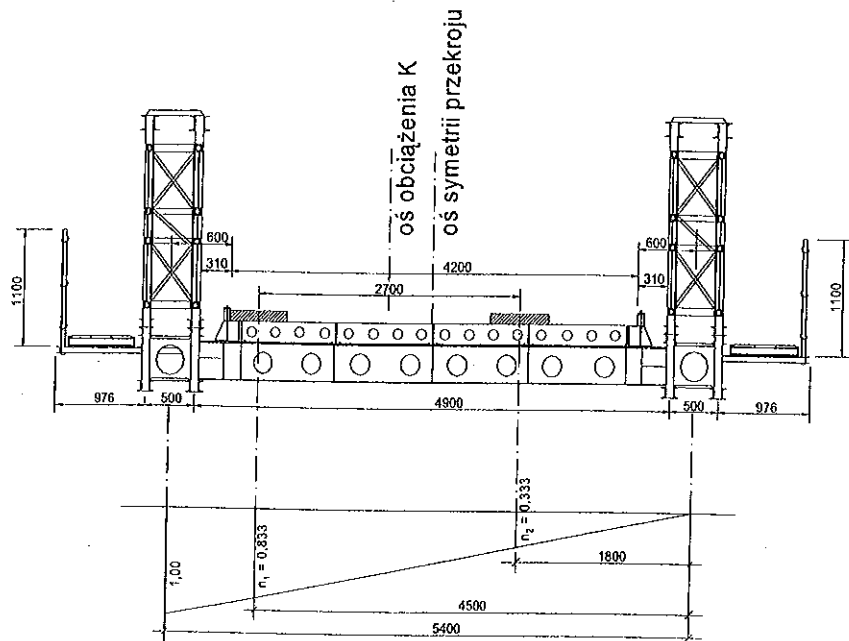
Dla PW  $\Rightarrow \gamma = 1,15$  ,  $q_n = 2,0 \text{ [kN/m}^2]$  wg normy [15]  $b = 4,2$

$$q = 0,5 \cdot q_n \cdot \gamma \cdot b = 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,15 \cdot 4,2 = 4,83 \text{ kN/m}$$

$$q = 4,83 \text{ kN/m}$$

Obciążenie użytkowe od pojazdu  $P_s$   
 Dla PW  $\Rightarrow \gamma = 1,15$   $K = 400$  kN wg normy [15]  $l = 30$  m

Rozkład obciążenia skupionego od kół pojazdu normowego przedstawia rys.2.34.



Rys. 2.34. Przecięcie dźwigara

Współczynnik dynamiczny

$$\varphi = 1,35 - 0,005l = 1,35 - 0,005 \cdot 30 = 1,20$$

Współczynnik dynamiczny skorygowany ze względu na luzy według wzoru (2.52) wynosi:

$$\varphi_1 = \varphi \left( 1 + 0,1835 \frac{\Delta}{l_0 h} \right) = 1,2 \left( 1 + 0,1835 \cdot \frac{2}{3 \cdot 2,48} \right) = 1,26$$

Obciążenie na jedno koło

$$K_{obl} = K \cdot \gamma = 400 \cdot 1,15 = 460 \text{ kN}$$

$$P_k = 0,125 \cdot K_{obl} \cdot \varphi_1 = 0,125 \cdot 460 \cdot 1,26 = 73,025 \text{ kN}$$

Reakcja od koła z uwzględnieniem przecięcia

$$P_s = P_k \cdot (n_1 + n_2) = 73,025 \cdot (0,833 + 0,333) = 85,14 \text{ kN}$$

$$P_s = 85,14 \text{ kN}$$

Algorytm do obliczania momentów podporowych

Wykorzystując równanie (2.12) przedstawione wcześniej, zapisano układ równań kanonicznych metody sił w postaci:

Pierwsze równanie

$$0 + 2M_2 \cdot (L'_1 + L'_2) + M_3 \cdot L'_2 = -6 \left( \frac{I_0}{I_n} R_{2,1}^f + \frac{I_0}{I_n} R_{2,3}^f \right)$$

Drugie równanie

$$M_2 \cdot L'_3 + 2M_3 (L'_2 + L'_3) = -6 \left( \frac{I_0}{I_n} R_{3,2}^f + \frac{I_0}{I_n} R_{3,4}^f \right)$$

po podstawieniu danych z zadania otrzymano:

$$L'_1 = \frac{I_0}{I_n} L_1 = L_1 = L_3 = 9 \text{ m}$$

$$L'_2 = \frac{I_0}{I_n} L_2 = \frac{0,00057}{0,0242} \cdot 30 = 0,023 \cdot 30 = 0,7 \text{ m}$$

$$2M_2 \cdot (9,0 + 0,7) + M_3 \cdot 0,7 = -6 (R_{2,1}^f + 0,023R_{2,3}^f)$$

$$M_2 \cdot 0,7 + 2M_3 \cdot (0,7 \cdot 9,0) = -6 (0,023R_{3,2}^f + R_{3,4}^f)$$

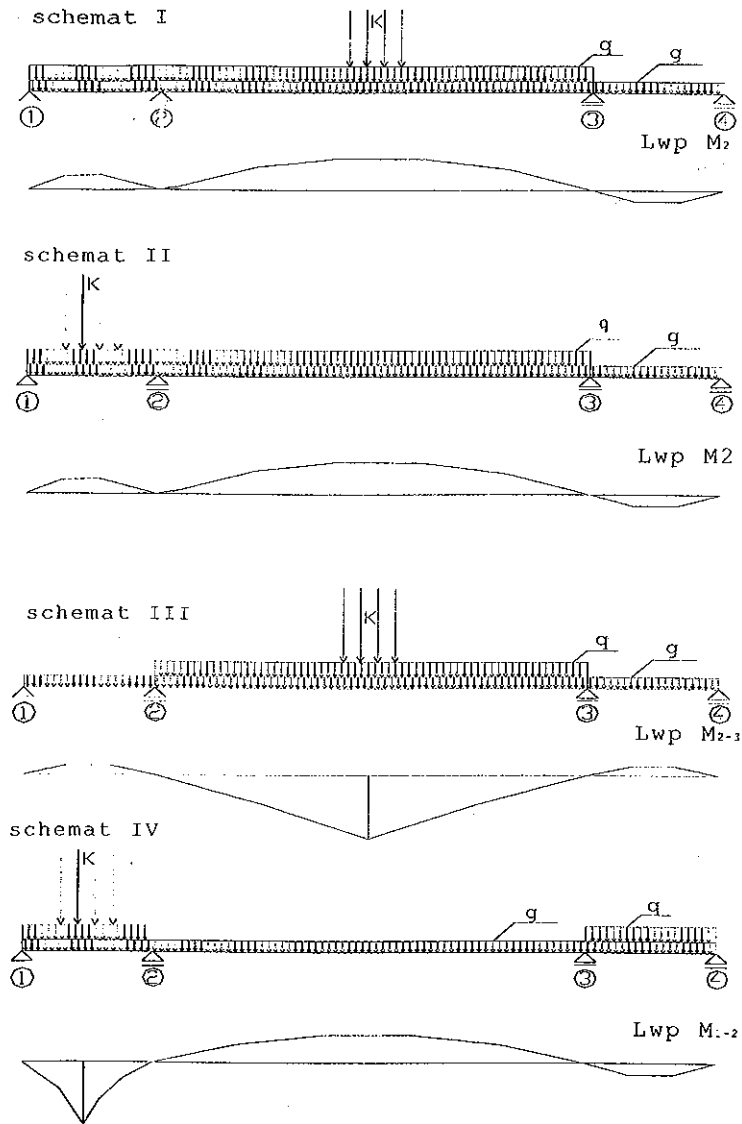
Po rozwiązaniu układu równań uzyskano wyrażenie na obliczenie momentów podporowych w postaci wzorów:

$$M_2 = -0,309 (R_{2,1}^f + 0,023R_{2,3}^f) + 0,011 (0,023R_{3,2}^f + R_{3,4}^f)$$

$$M_3 = -0,309 (0,023R_{3,2}^f + R_{3,4}^f) + 0,011 (R_{2,1}^f + 0,023R_{2,3}^f) \quad (2.57)$$

Schematy obciążeń dźwigara

Rysunek 2.35. przedstawia sposób rozmieszczenia obciążenia na poszczególnych przęsłach. Sporządzone wykresy linii wpływowych umożliwiają ustawienie obciążeń tak, aby uzyskać najbardziej niekorzystne (maksymalne) wartości momentów zginających. Schemat I. i II. ze względu na maksymalny moment podporowy  $M_2$ , natomiast schemat III. daje maksymalny moment przęsłowy  $M_{2,3}$ , a schemat IV.  $M_{1,2}$ . Uwaga: linie wpływowe obrazują tylko jakościowy przebieg (są bez rzędnych), gdyż mają tylko wskazać na których przęsłach należy ustawić obciążenie użytkowe.



Rys. 2.35. Schematy obciążeń i linie wpływe (LWP)

Wyznaczenie skorygowanych reakcji fikcyjnych jako prawych stron algorytmów (2.57) przeprowadzono w tablicach 2.4, 2.5 i 2.6. W tablicy 2.4 wykonano dla możliwych schematów statycznych obliczenie momentów zginających i reakcji fikcyjnych w układzie podstawowym bez luzów.

Tablica 2.4

Schemat obciążenia	Moment zginający	Reakcje fikcyjnych
$g l = 6,4$ 	$M_{1,2}^g = \frac{g l \cdot l^2}{8} = 64,8 \text{ kNm}$	$M_{1,2}^{g+g} = \frac{(g l + q) \cdot l^2}{8} = 113,7 \text{ kNm}$
$g l + q = 11,28$ 	$M_{1,2}^{g+q} = \frac{(g l + q) \cdot l^2}{8} = 113,7 \text{ kNm}$	$R_1^g = \frac{M \cdot l}{2} \cdot \frac{2}{3} = 341,11 \text{ kNm}^2$
$P_s = 85,14$ 	$M_1 = 2 \cdot P_s \cdot x_1 = 459,8 \text{ kNm}$ $M_2 = 2 \cdot P_s \cdot x_2 - (P_s \cdot 1,2) = 562 \text{ kNm}$	$R_1^g = \frac{M_1 \cdot x_1}{2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \cdot 1,2 + M_2 \cdot 0,6 = 1571,01 \text{ kNm}^2$
$g l = 6,4$ 	$M_{2,3}^g = \frac{g l \cdot l^2}{8} = 1044,675 \text{ kNm}$	$R_1^g = \frac{M \cdot l}{2} \cdot \frac{2}{3} = 10446,75 \text{ kNm}^2$
$g l + q = 11,28$ 	$M_{2,3}^{g+q} = \frac{(g l + q) \cdot l^2}{8} = 1588,05 \text{ kNm}$	$R_1^g = \frac{M \cdot l}{2} \cdot \frac{2}{3} = 15880,5 \text{ kNm}^2$
$P_s = 85,14$ 	$M_1 = 2 \cdot P_s \cdot x_1 = 2247,9 \text{ kNm}$ $M_2 = 2 \cdot P_s \cdot x_2 - (P_s \cdot 1,2) = 2350 \text{ kNm}$	$R_1^g = \frac{M_1 \cdot x_1}{2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \cdot 1,2 + M_2 \cdot 0,6 = 19004,9 \text{ kNm}^2$

Tablica 2.5 przedstawia obliczenia skorygowanych reakcji fikcyjnych dla podpory 2

$$m_{2,1} = 3$$

$$EJ_1 = 0,117420 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\varphi_0 = 0,008$$

$$m_{2,3} = 10$$

$$EJ_2 = 4,985 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\varphi_0 = 0,0016$$



Tablica 2.5

Nr. sch.	Reakcje fikcyjne $R_n^f$	Wyznaczenie współczynnika kompensacji $F_n$	Skorygowanie reakcji fikcyjnych
I	$\bar{R}_{2,1}^f = R_f^1 = 341,11 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{2,3}^f = R_f^2 + R_f^3 = 348855 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{2,1} = \frac{\bar{R}_{2,1}^f}{EI_1} + (m_{2,1} - 1) \cdot \varphi_0 = 0,0029 + 0,016 = 0,189$ $\varphi_{2,3} = 0,021$ $F_{2,1} = 1 - \frac{\varphi_0}{\varphi_2} = 1 - \frac{0,008}{0,189} = 0,577$ $F_{2,3} = 0,924$	$R_{2,1}^f = \bar{R}_{2,1}^f \cdot F_{2,1} = 196,8 \text{ kN/m}^2$ $R_{2,3}^f = 32234,1 \text{ kN/m}^2$
II	$\bar{R}_{2,1}^f = R_f^1 + R_f^5 = 1912,12 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{2,3}^f = R_f^2 = 15880,5 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{2,1} = 0,323$ $\varphi_{2,3} = 0,0176$ $F_{2,1} = 0,752$ $F_{2,3} = 0,9$	$R_{2,1}^f = 14378 \text{ kN/m}^2$ $R_{2,3}^f = 1429245 \text{ kN/m}^2$
III	$\bar{R}_{2,1}^f = R_f^4 = 194,4 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{2,3}^f = R_f^2 + R_f^3 = 34885,5 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{2,1} = 0,1765$ $\varphi_{2,3} = 0,021$ $F_{2,1} = 0,547$ $F_{2,3} = 0,924$	$R_{2,1}^f = 10634 \text{ kN/m}^2$ $R_{2,3}^f = 322342 \text{ kN/m}^2$
IV	$\bar{R}_{2,1}^f = R_f^1 + R_f^5 = 1912,12 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{2,3}^f = R_f^6 = 1044675 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{2,1} = 0,0323$ $\varphi_{2,3} = 0,0165$ $F_{2,1} = 0,752$ $F_{2,3} = 0,9$	$R_{2,1}^f = 1437,8 \text{ kN/m}^2$ $R_{2,3}^f = 9402 \text{ kN/m}^2$

Tablica 2.6.

Nr. Schem.	Reakcje fikcyjne $R_n^f$	Wyznaczenie współczynnika kompensacji $F_n$	Skorygowanie reakcji fikcyjnych
I	$\bar{R}_{3,2}^f = R_f^2 + R_f^3 = 15880,5 + 19004,9 = 34885,4 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{3,4}^f = R_f^4 = 194,4 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{3,2} = 0,021$ $\varphi_{3,4} = 0,01765$ $F_{3,2} = 1 - \frac{\varphi_0}{\varphi_2} = 1 - \frac{0,0016}{0,021} = 0,924$ $F_{3,4} = 0,547$	$R_{3,2}^f = \bar{R}_{3,2}^f \cdot F_{3,2} = 34885,4 \cdot 0,911 = 31780,6 \text{ kN/m}^2$ $R_{3,4}^f = 117,66 \text{ kN/m}^2$
II	$\bar{R}_{3,2}^f = R_f^2 = 15880,5 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{3,4}^f = R_f^4 = 194,4 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{3,2} = 0,03$ $\varphi_{3,4} = 0,0076$ $F_{3,2} = 0,911$ $F_{3,4} = 0,6$	$R_{3,2}^f = 14292,45 \text{ kN/m}^2$ $R_{3,4}^f = 117,66 \text{ kN/m}^2$
III	$\bar{R}_{3,2}^f = R_f^2 + R_f^3 = 15880,5 + 19004,9 = 34885,4 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{3,4}^f = R_f^4 = 194,4 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{3,2} = 0,033$ $\varphi_{3,4} = 0,0076$ $F_{3,2} = 0,911$ $F_{3,4} = 0,6$	$R_{3,2}^f = 31780,69 \text{ kN/m}^2$ $R_{3,4}^f = 117,66 \text{ kN/m}^2$
IV	$\bar{R}_{3,2}^f = R_f^6 = 1044675 \text{ kNm}^2$ $\bar{R}_{3,4}^f = R_f^1 = 341,11 \text{ kNm}^2$	$\varphi_{3,2} = 0,029$ $\varphi_{3,4} = 0,0089$ $F_{3,2} = 0,89$ $F_{3,4} = 0,66$	$R_{3,2}^f = 936605 \text{ kN/m}^2$ $R_{3,4}^f = 22613 \text{ kN/m}^2$

Natomiast w tabeli 2.6 dla podpory 3.

### Obliczanie momentów zginających

Skorygowane wartości reakcji fikcyjnych obliczone w tablicach 2.5 i 2.6 podstawione do algorytmu (2.57) pozwoliły na obliczenie momentów zginających podporowych, a następnie przęsłowych dla wcześniej ustalonych na rys. 2.35 schematów obciążeń.

**Schemat I.**

$$M_2 = -0,309 (R_{2,1}^f + 0,023R_{2,3}^f) + 0,011 (0,023R_{3,2}^f + R_{3,4}^f) = -0,309 (226,13 + 0,023 \cdot 31780,6) + 0,011 \cdot (0,023 \cdot 31780,6 + 117,66) =$$

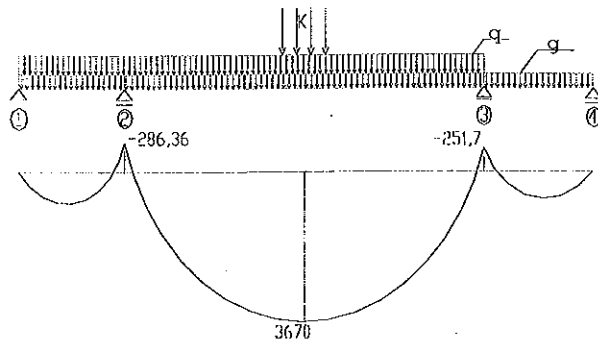
$$= -0,309 \cdot 957,08 + 0,011 \cdot 848,61 = -295,7 + 9,33 = -286,36 \text{ kNm}$$

$$M_3 = -0,309 (0,023R_3^f + R_{3,4}^f) + 0,011 (R_{2,1}^f + 0,023R_{2,3}^f) = -0,309 (0,023 \cdot 31780,6 + 117,6) + 0,011 (226,1 + 0,023 \cdot 31780,6) =$$

$$= -262,20 + 10,49 = -251,7 \text{ kNm}$$

$$M_{2,3} = M_{2,3}^{g+q} + M_{2(2,3)} - \frac{M_2 + M_3}{2} = 1588,05 + 2350 - \frac{286,36 + 251,7}{2} =$$

$$= 3670 \text{ kNm}$$



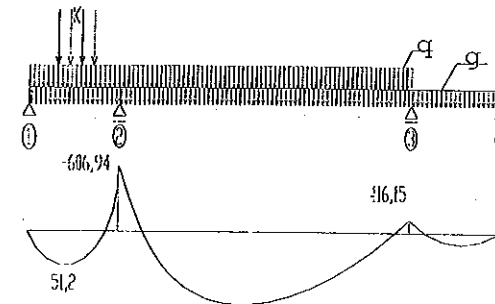
Rys. 2.36. Wykres momentów dla I. schematu obciążeń

**Schemat II.**

$$M_2 = -0,309 (1651,37 + 0,023 \cdot 14292,45) + 0,011 (0,023 \cdot 14292,45 + 117,34) = -611,85 + 4,91 = -606,94 \text{ kNm}$$

$$M_3 = -0,309 (0,023 \cdot 14292,45 + 117,66) + 0,011 (1651,37 + 0,023 \cdot 14292,45) = -137,93 + 21,78 = -116,15 \text{ kNm}$$

$$M_{1,2} = M_{1,2}^{g+q} + M_{2(1,2)} - 0,5 \cdot M_2 = 50,53 + 304,13 - 0,5 \cdot 606,94 = 354,66 - 303,47 = 51,2 \text{ kNm}$$



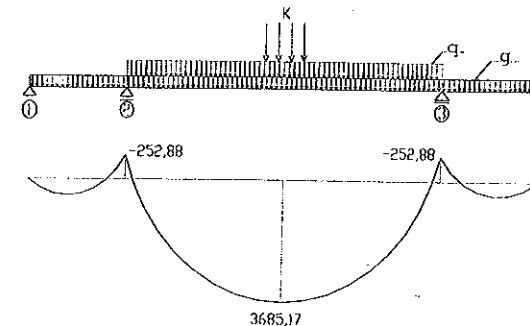
Rys. 2.37. Wykres momentów dla II. schematu obciążeń

**Schemat III.**

$$M_2 = -0,309 (117,66 + 0,023 \cdot 31780,6) + 0,011 (0,023 \cdot 31780,6 + 117,66) = -262 + 9,33 = -252,88 \text{ kNm}$$

$$M_3 = -0,309 (0,023 \cdot 31780,6 + 117,66) + 0,011 (117,66 + 0,023 \cdot 31780,6) = -262,22 + 9,33 = -252,88 \text{ kNm}$$

$$M_{2,3} = M_{2,3}^{g+q} + M_{2(2,3)} - M_2 = 1588,05 + 2350 - 252,88 = 3685,17 \text{ kNm}$$



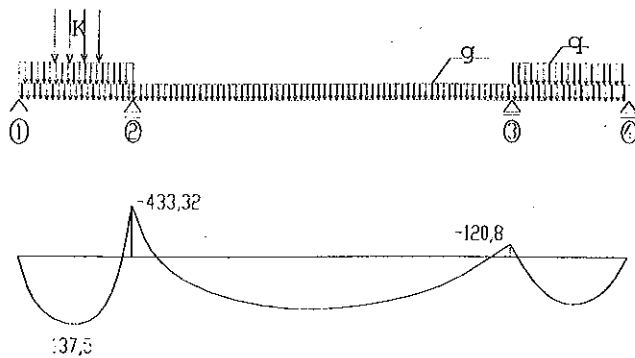
Rys. 2.38. Wykres momentów dla III. schematu obciążeń

**Schemat IV.**

$$M_2 = -0,309 (1205,89 + 0,023 \cdot 9366,05) + 0,011 (0,023 \cdot 9366,05 + 226,13) = -439,18 + 48,5 = -434,32 \text{ kNm}$$

$$M_3 = -0,309 (0,023 \cdot 9366,05 + 226,13) + 0,011 (1205,89 + 0,023 \cdot 9366,05) = -136,4 + 15,63 = -120,8 \text{ kNm}$$

$$M_{1,2} = M_{1,2}^{g+q} + M_{2(1,2)} - 0,5M_2 = 50,53 + 304,13 - 0,5 \cdot 434,32 = -354,66 - 217,16 = -571,82 \text{ kNm}$$



Rys. 2.39. Wykres dla IV. schematu obciążeń

### Obliczenie maksymalnej reakcji podporowych

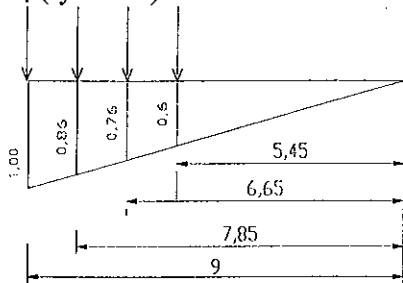
Reakcje  $R_1$  i  $R_4$

- od ciężaru własnego  $g$  i  $q$

$$R_{1,4}^{g+q} = 0,5 \cdot (g_1 + q) \cdot L_1 = 0,5 \cdot 11,23 \cdot 9 = 50,5 \text{ kNm}$$

- od obciążenia kół pojazdu normowego -  $P_s$

z linii wpływu  $L_{wp} R_1$  (rys. 2.40)



Rys. 2.40. Linie wpływu na podporze skrajnej

$$R_1^{Ps} = Ps \cdot (n_1 + n_2 + n_3 + n_4) = 85,14 \cdot (1,0 + 0,86 + 0,76 + 0,6) = 274,15 \text{ kNm}$$

Maksymalna reakcja  $R_1$

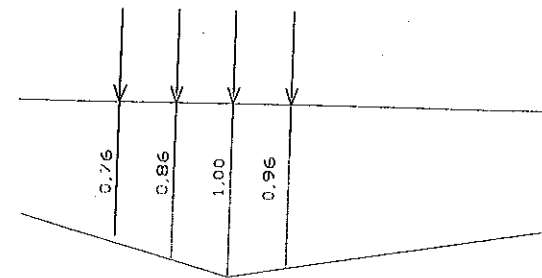
$$R_1^{\max} = R_1^{g+q} + R_1^{Ps} = 50,5 + 274,15 = 324,68 \text{ kNm}$$

Reakcje  $R_2$

- od ciężaru własnego  $g$  i  $q$

$$R_2^{g+q} = 0,5 \cdot (g_1 + q) \cdot 9 + 0,5 \cdot (g_2 + q) \cdot 30 = 50,5 + 211,74 = 262,24 \text{ kN}$$

- od obciążenia kół pojazdu normowego -  $P_s$   
z linii wpływu  $L_{wp} R_2$  (rys. 2.41)



Rys. 2.41. Linie wpływu na podporze środkowej

$$R_2^{Ps} = 85,14 \cdot (0,76 + 0,86 + 1,0 + 0,96) = 304,8 \text{ kN}$$

od momentów podporowych

$$R_2^M = \frac{606,94}{9} + \frac{606,94 - 116,2}{30} = 67 + 16 = 83 \text{ kN}$$

Maksymalna reakcja  $R_2$

$$R_2^{\max} = R_2^{g+q} + R_2^{Ps} + R_2^M = 262,24 + 304,8 + 83 = 650 \text{ kN}$$

Zestawienie maksymalnych momentów zginających i reakcji podporowych

$$R_1^{\max} = R_4^{\max} = 324,68 \text{ kN}$$

$$R_2^{\max} = R_3^{\max} = 650 \text{ kN}$$

$$M_2^{\max} = 606,94 \text{ kNm}$$

$$M_{2,3}^{\max} = 3685,17 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie naprężeń w pasach dźwigarów głównych

$$M_{\max} = M_{2,3}^{\max} = 3685,17 \text{ kNm}$$

Wskaźnik wytrzymałości dla przekroju poprzecznego dźwigara głównego w układzie poszerzonym (B-B) wynosi:

$$W_x = 0,0185 \text{ m}^3$$

dla stali 18G2A o  $R = 290 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{M^{\max}}{W_x} = \frac{3685,17}{0,0175} = 210 \text{ MPa} < R = 290 \text{ MPa}$$

Warunek nośności jest spełniony.

Sprawdzenie naprężeń w pasach dźwigara głównego na maksymalny moment podporowy

$$M_{\max} = -606,94 \text{ kNm}$$

Wskaźnik wytrzymałości dla przekroju poprzecznego dźwigara głównego w układzie podstawowym (A-A) wynosi:

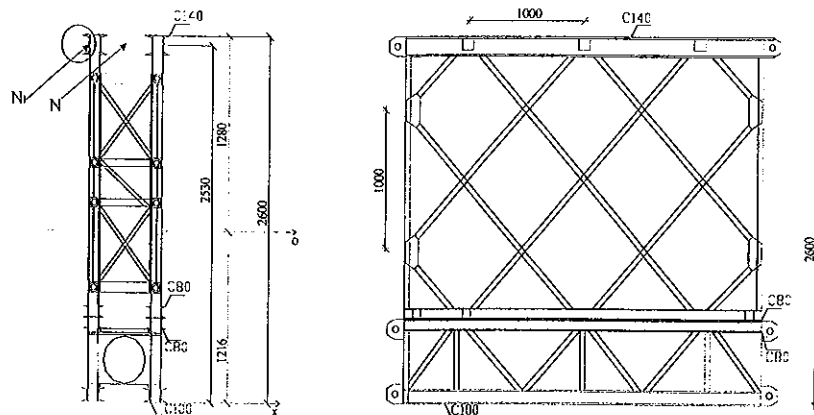
$$W_x = 0,00649 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{M^{\max}}{W_x} = \frac{606,94}{0,00279} = 269 \text{ MPa} < R = 290 \text{ MPa}$$

Warunek nośności jest spełniony.

Sprawdzenie naprężeń w wytyczonych elementach dźwigara kratowego

Sprawdzenia dokonano w elementach pasa ściskanego z uwzględnieniem wybożenia dźwigara przedstawionego na rys. 2.42.



Rys. 2.42. Siły ściskające w dźwigarze górnym

Pas górny kratownicy składa się z ceowników 140

$$I_x = 0,00000605 \text{ m}^4, A = 0,00204 \text{ m}^2, W_x = 0,0000864 \text{ m}^3, i_x = 0,0545 \text{ m}$$

Odległość między węzłami krzyżulców w kracie wynosi 1 m.

Długość wybożeniowa

$$\mu = 0,50$$

$$l_w = 1 \cdot \mu = 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ m}$$

Smukłość pręta  $\lambda = \frac{l_w}{i} = \frac{50}{5,45} = 9,17$

$$\lambda_p = 98 \text{ dla } R = 290 \text{ MPa}$$

$$m_w = \frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{9,17}{98} = 0,09$$

Współczynnik wybożeniowy  $m_w$  został przyjęty wg normy [16] z tablicy 16.

Dla wartości  $\frac{\lambda}{\lambda_p} = 0,09$  wynosi on  $m_w = 1,02$

Naprężenia w pasach ściskanych

$$M_{\max} = 3685,17 \text{ kNm}$$

Siła działająca w pasach górnych

$$N = \frac{M}{h} = \frac{3685,17}{2,48} = 1485,8 \text{ kN}$$

Siła działająca na jeden pas dźwigara

$$N_1 = \frac{N}{4} = \frac{1485,8}{4} = 371 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N_1 \cdot m_w}{A_1} = \frac{371 \cdot 1,02}{0,00204} = 185 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie ugięć dźwigara

- od ciężaru własnego

$$M_{2,3}^g = \frac{M_{2,3}^g}{1,2} = \frac{1044,67}{1,2} = 870,55 \text{ kNm}$$

- od obciążenia normowego

$$M_{2,3}^q = \frac{1 \cdot ql^2}{1,15 \cdot 8} = \frac{4,83 \cdot 30^2}{1,15 \cdot 8} = 472,5 \text{ kNm}$$

- od obciążenia ciągnikiem K

$$M_{2,3}^K = \frac{1}{1,15 \cdot 1,25} \cdot M_{2,3}^K = \frac{1}{1,15 \cdot 1,25} \cdot 2350 = 1643,35 \text{ kNm}$$

- max. moment przęsłowy w układzie podstawowym

$$M_{2,3} = 870,55 \cdot 472,5 + 1643,35 = 2986,4 \text{ kNm}$$

- max. moment podporowy w stanie użytkowania

$$M_2 = M_3 = \frac{606,94}{1,15 \cdot 1,25} = 424,43 \text{ kNm}$$

- maksymalny moment zginający środkowe przęsło

$$M_{\max} = M_{2,3} - M_2 = 2986,4 - 424,43 = 2561,97 \text{ kNm}$$

Ugięcie sumaryczne sprężyste od obciążeń zewnętrznych

$$f = \frac{5 \cdot M_{\max} \cdot l^2}{48EI} = \frac{5 \cdot 2561,97}{48 \cdot 4,985 \cdot 10^6} = 0,048 \text{ m}$$

- ugięcie kinematyczne od luzów montażowych

$$f_1 = \frac{lm\phi_0}{8} = \frac{30 \cdot 10 \cdot 0,003}{8} = 0,112 \text{ m}$$

Z obliczeń tych możemy zauważyć, iż w mostach składanych samo ugięcie od obciążeń zewnętrznych jest mniejsze niż od luzów w sworzniach. Całkowite ugięcie mostu wynosi:

$$f_c = f + f_1 = 0,046 + 0,112 = 0,158 \text{ m}$$

a ugięcie dopuszczalne normowe

$$f_d = \frac{l}{250} = \frac{30}{250} = 0,12 \text{ m} < 0,158 \text{ m}$$

Stąd wynik, że warunek użyteczności nie został spełniony, jak widać zdecydowały o tym nadmierne luzy w sworzniach.

Uwaga: W przedstawionym przykładzie liczbowym nie wykonano wszystkich wymaganych obliczeń. Pominięto te na które nie mają wpływu luzy montażowe.

## 2.6. Wspomaganie komputerowe obliczania mostów składanych

Przedstawiony w punkcie 2.5 przykład obliczenia dźwigara składanego o skokowo zmiennej sztywności metodą funkcji kompensacji momentów podporowych wskazuje na znaczną pracę jaką należy wykonać przy zastosowaniu metod klasycznych analizy konstrukcji składanych.

W związku z tym, dużym ułatwieniem w analizowaniu konstrukcji składanej jest zastąpienie jej konstrukcją monolityczną o zastępczej sztywności, a następnie zastosowanie programów komputerowych MES, które powszechnie są stosowane do analiz inżynierskich konstrukcji monolitycznych.

W tym punkcie rozdziału zostaną przedstawione wyniki obliczeń komputerowych zadania z pktu 2.5. wykonane przy zastosowaniu dwóch programów metodą MES ROBOT' 97 i NASTRAN. Obliczenia wykonano dla schematu III (rys. 2.35).

Do obliczeń komputerowych schemat statyczny dźwigara przedstawia rys. 2.43. Obliczenia sztywności zastępczych wykonuje się w następującej kolejności:

1. W schemacie III. (rys. 2.35) na skrajnym przęśle występuje tylko obciążenie równomiernie rozłożone w związku z tym sztywność zastępczą oblicza się ze wzoru (2.23), gdzie

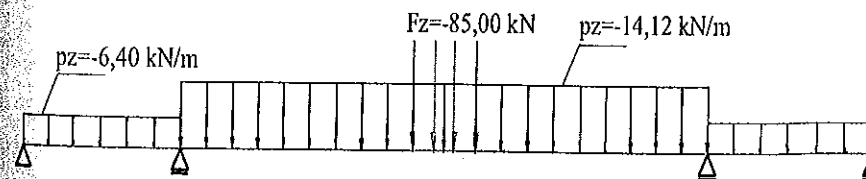
$$\varepsilon_1 = 0, \quad \phi'_{r1} = \frac{ql^3}{16EI_1} = \frac{6,4 \cdot 9^3}{16 \cdot 117420} = 0,00248$$

$$EI_{z1} = \frac{117420}{1 + \frac{3 \cdot 3 \cdot 0,003}{0,00248(5+0)}} = 36953 \text{ kNm}^2$$

2. Środkowe przęsło w schemacie III obciążone jest siłą P i q; w tym przypadku zastosowano wzór (2.22), gdzie:

$$\varepsilon_2 = \frac{14,12 \cdot 30}{4 \cdot 85} = 1,246, \quad \phi_{r2} = \frac{340 \cdot 30^2}{16 \cdot 4985000} = 0,00384$$

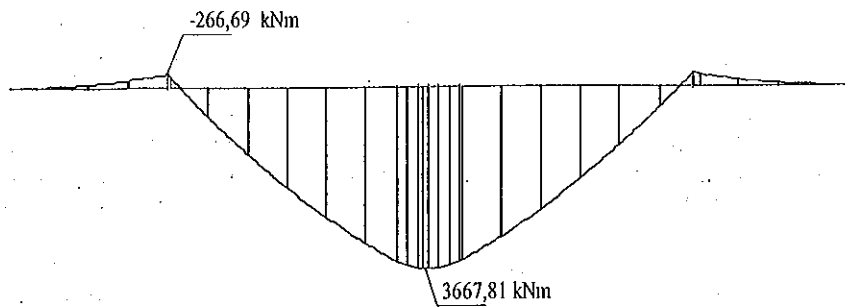
$$EI_{z2} = \frac{4985000}{1 + \frac{3 \cdot 10 \cdot 0,003}{0,00384(5 \cdot 1,246 + 8)}} = 1882553 \text{ kNm}^2$$



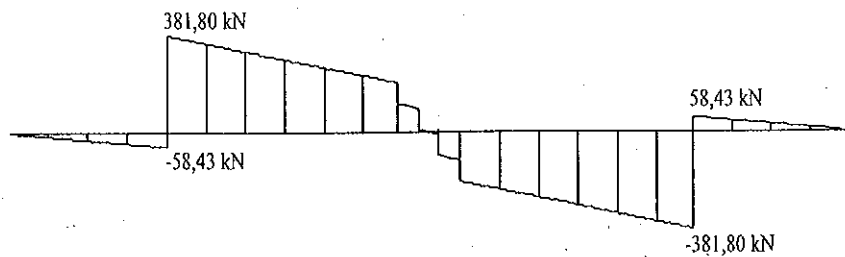
Rys. 2.43. Schemat statyczny belki

Obliczenia przy zastosowaniu programu ROBOT'97

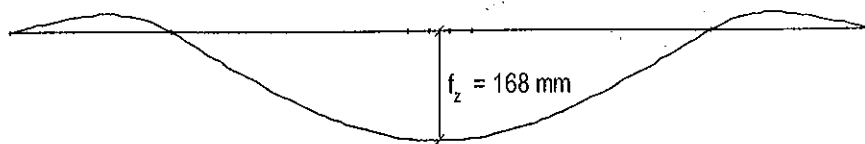
W wyniku obliczeń komputerowych uzyskano wielkości sił wewnętrznych (rys. 2.44) momentów zginających i na rys. 2.45 wykresem sił poprzecznych, natomiast na rys. 2.46 ugięcia belki dla obciążeń obliczeniowych.



Rys. 2.44. Wykres momentów



Rys. 2.45. Wykres sił tnących

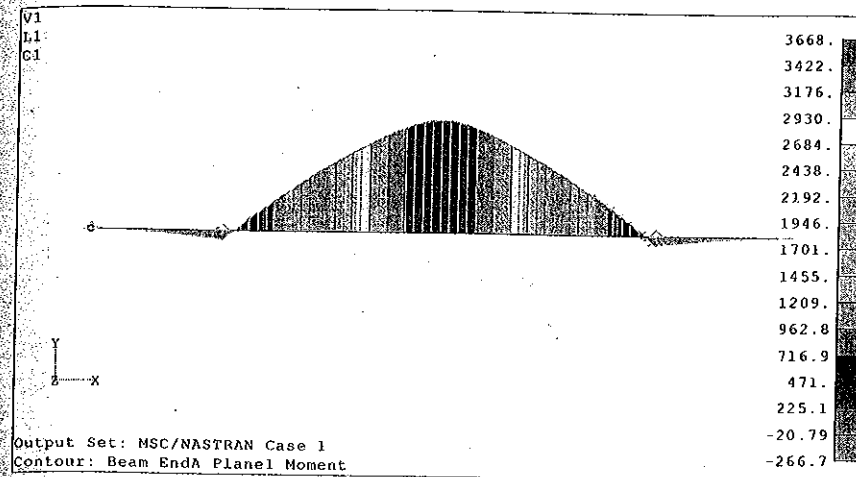


Rys. 2.46. Wykres ugięć

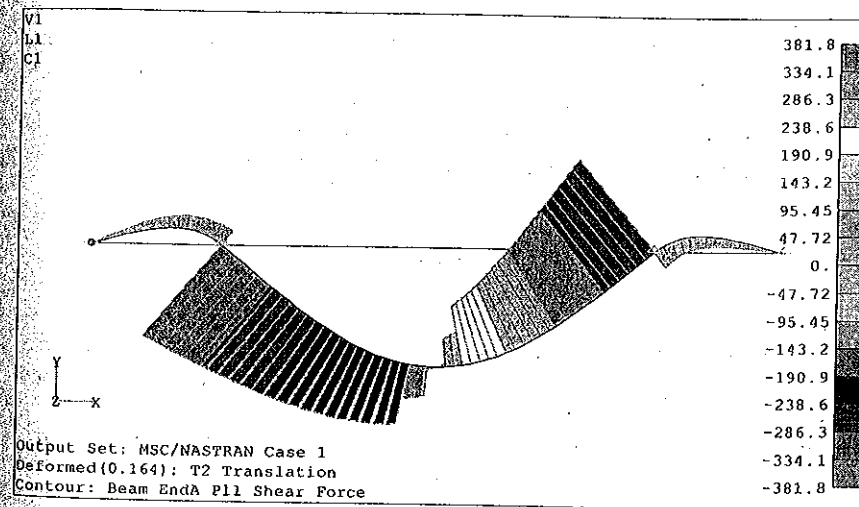
Z porównania rysunków 2.44 i 2.38 wynika bardzo duża zgodność uzyskanych rezultatów. Stąd wniosek, że zastosowanie metod komputerowych do obliczania mostów składanych jest możliwe i wskazane dzięki przeprowadzeniu bardziej dogłębnej analizy statyczno-wytrzymałościowej tych konstrukcji.

#### Obliczenia przy zastosowaniu programem NASTRAN

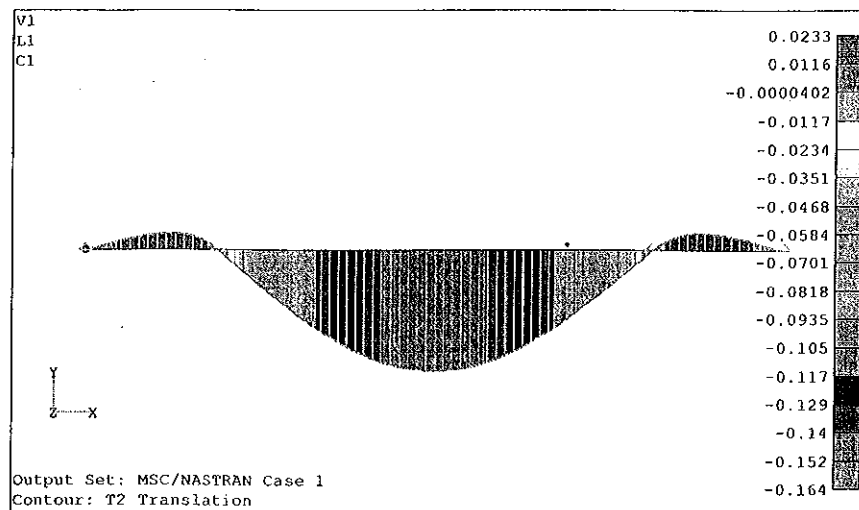
Dla identycznych danych przedstawionych wcześniej na rys. 2.43 wykonano obliczenia programem NASTRAN. Wyniki przedstawiają rysunki 2.47 – 2.49: rys. 2.47 wykres momentów, 2.48 wykres sił tnących i 2.49 wykres ugięć.



Rys.2.47. Wykres momentów



Rys.2.48. Wykres sił tnących



Rys.2.49. Wykres ugięć

#### Wnioski

1. Wyniki uzyskane z obliczeń przy zastosowaniu programów komputerowych ROBOT'97 i NASTRAN są zbliżone do uzyskanych metodą funkcji kompensacji momentów podporowych.
2. Opracowany model komputerowy pozwala na wykonanie analizy pracy belki składanej zarówno statycznej jak i dynamicznej.

#### Literatura

1. Białobrzeski T., Mosty składane. WKiŁ, Warszawa 1978
2. Bursztynowski Z.; Analiza wpływu luzów montażowych na siły i przemieszczenia w mostach składanych na sztywnych podporach. Praca habilitacyjna, Warszawa 1979
3. Bursztynowski Z., Marszałek J.: Zastosowanie modelu ciągłego do analizy wpływu luzów montażowych na nośność mostów składanych. Biuletyn WAT nr 5/81
4. Bursztynowski Z., Marszałek J.: Analiza dynamiczna mostów składanych na sztywnych podporach. Biuletyn WAT 7/84
5. Marszałek J.: Analiza dynamiczna wpływu luzów montażowych na siły wewnętrzne w mostach składanych na sztywnych podporach. Biuletyn WAT nr 12/86
6. Marszałek J.: Analiza dynamiczna wpływu luzów montażowych na przemieszczenia w mostach składanych na sztywnych podporach. Biuletyn WAT nr 8/87

7. Marszałek J.: Analiza dynamiczna inżynierskich obiektów drogowych z belek składanych na sztywnych podporach. Praca habilitacyjna. Warszawa 1989
8. Marszałek J.: Ocena modelu ciągłego w analizie obliczeniowej mostów składanych. Biuletyn WAT nr 8/87
9. Marszałek J.: Analiza dynamiczna mostów składanych na stałych podporach w modelu o zastępczej sztywności na zginanie. Biuletyn WAT nr 7/96
10. Marszałek J.: Metoda obliczania składanych konstrukcji mostowych. Materiały konferencyjne. Krynica 96
11. Marszałek J.: Metoda analizy pracy składanych konstrukcji mostowych. X Konferencja N-T. Żegiestów 98
12. Marszałek J.: Load capacity analysis of military assembled bridges utilized in civil conditions. Archives of civil Engineering XL VI, 3
13. Marszałek J.: Analiza współczynnika dynamicznego wolnopodpartej belki składanej. Biuletyn WAT Nr 12/85
14. Marszałek J.: Problemy obliczeń i modernizacji mostu DMS-65 do warunków eksploatacji w sytuacjach kryzysowych. Materiały konferencyjne. Rynia 2002
15. PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia
16. PN-82/S-10052. Obiekty mostowe, konstrukcje stalowe, projektowanie
17. Praca zbiorowa: Studia i analiza projektowa wykorzystania wojskowych konstrukcji składanych do budowy obiektów komunikacyjnych. 1-4 część. Warszawa 2000 – 2002
18. Sadowski M.: Projekt wiaduktu z elementów mostu DMS-65. Praca dyplomowa inżynierska. WAT, Warszawa 2004

## ROZDZIAŁ 3. ZASTOSOWANIA CYWILNE MOSTÓW SKŁADANYCH

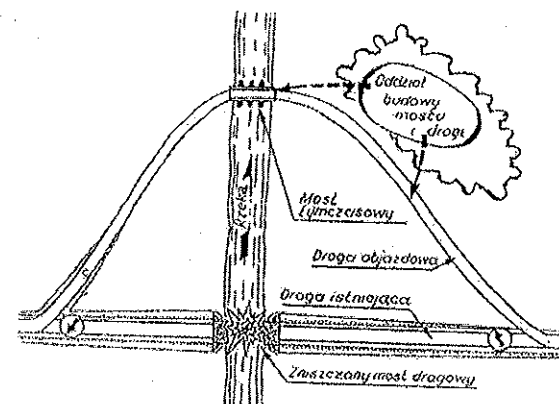
### 3.1. Uwarunkowania i aspekty zastosowania mostów składanych

Wiele różnorodnych sytuacji i uwarunkowań techniczno-funkcjonalnych na sieci transportowej (w tym intensywna i wymuszona zakłóceniami eksploatacji układów komunikacyjnych głównie na obszarach z urbanizowanych czy dużych miast) a szczególnie stan infrastruktury technicznej transportu uzasadnia potrzebę remontu (rekonstrukcji bądź modernizacji) istniejących obiektów inżynierskich i/lub szybkiej budowy objazdowych bądź technologicznych oraz dublujących mostów – wiaduktów czy estakad, usytuowanych w ich pobliżu o odpowiednich parametrach dotyczących nośności i szerokości jezdni, umożliwiających przywracanie bądź zapewnienie przejezdności środkom transportowym (rys.3.1 – 3.3).

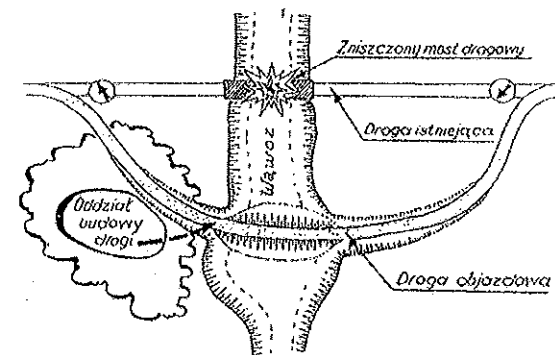
Problematyka sprawnego funkcjonowania lądowej sieci transportowej, drogowej i kolejowej, w aktualnych uwarunkowaniach gospodarczo-obronnych nie straciła na znaczeniu. Powszechnie uważa się, że zapewnienie możliwie wysokiego poziomu niezawodności przemieszczeń w czasie i przestrzeni np. zaopatrzenie materiałowo-techniczne, ewakuacja czy też zmiana lokalizacji i manewr operacyjny wojsk (przegrupowanie, przebazowanie czy ogólnie wszelki ruch) nie są możliwe bez posiadania i sprawnego funkcjonowania infrastruktury technicznej transportu, w tym szczególnie zapewnienia żywotności i manewrowości na drogach znaczenia obronnego (DZO) i podstawowych liniach kolejowych (PLK) [8,9].

Zaspokojenie potrzeb transportowych na danym obszarze oraz sposobienie sił i środków do interwencyjnego (sytuacyjnego czy kryzysowego) wykonania złożonych zadań nie jest łatwe i wymaga wszechstronnego, innowacyjnego i efektywnego przygotowania (dodajmy i to ze znacznym wyprzedzeniem programowym) słowem uporządkowania gestyjnego i legislacyjnego w zakresie planowania (projektowania) i realizacji (wykonawstwa) obiektów inżynierskich (rys. 3.4). Wiąże się to z syntetycznym uwzględnieniem wielu bardzo różnorodnych uwarunkowań i aspektów czy żądań, które stawia się budowie (odtworzeniu bądź osłonie technicznej) ważnych dużych obiektów inżynierskich.

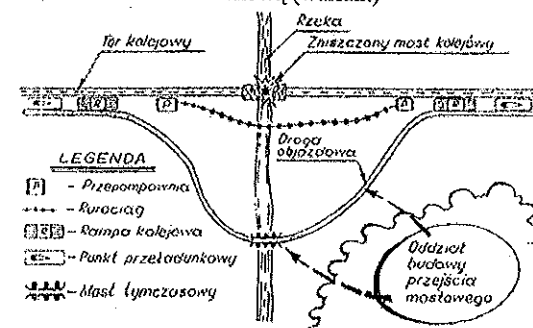
Rozwijanie wszechstronnych umiejętności projektowo-organizacyjnych przez decydentów i logistów w specjalnościach drogowo-mostowych zależy od znajomości i hierarchizacji potrzeb oraz typoszeregu rozwiązań techniczno-konstrukcyjnych, zasad lokalizacji obiektu inżynierskiego i identyfikacji zasobów składanych konstrukcji mostowych a także posiadania zbioru adekwatnych i sprawdzonych rozwiązań technologiczno-organizacyjnych (tzw. szybkiej budowy, odbudowy czy osłony technicznej obiektów inżynierskich) [8, 9].



Rys. 3.1. Schemat odtwarzania drogowego przejścia mostowego przez przeszkodę wodną (wariant)



Rys. 3.2. Schemat odtwarzania drogowego przejścia mostowego przez przeszkodę terenową (wariant)



Rys. 3.3. Schemat odtwarzania kolejowego przejścia mostowego przez przeszkodę wodną (wariant)



Analizowane i przedstawiane poniżej zastosowanie konstrukcji składanych do różnorodnych funkcji gospodarczo-obronnych jest szeroko rozumianą działalnością inżyniersko-budowlano-montażową. Współczesne świadome zaś rozumienie nowoczesności w tej działalności nakazuje rozwiązywanie praktycznych problemów w techniczno-organizacyjnych sprawnej ich budowy (odbudowy czy osłony technicznej), rozpatrywać przy uwzględnieniu różnych uwarunkowań i aspektów (w tym zakłóceń losowych sterowania i zasilania materiałowo-energetycznego). Pamiętać przy tym wypada, iż oczekiwane efekty i sukcesy realizacji tych obiektów inżynierskich zależą od znajomości systemowych uwarunkowań i aspektów [4, 11].

Charakterystyczne uwarunkowania budowy mostów składanych to:

- bezpośrednie rozpoznanie terenowe realizowanych obiektów (mostów, wiaduktów, estakad), ogólnie przejść drogowo-mostowych,
- zmienność warunków realizacyjnych i atmosferycznych,
- zależność od warunków taktyczno-operacyjnych i sytuacyjnych zakłóceń techniczno-atmosferycznych,
- przewaga procesów ręczno-maszynowych i maszynowych, szczególnie w robotach zasadniczych,
- ciągła zmienność stanowiska pracy i frontu robót,
- prowizoryczność zaplecza technicznego i socjalno-bytowego,
- trudności w zagwarantowaniu wymaganego (ustawowo pełnego) bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (szczególnie w czasie „W”).

Do aspektów technicznych wykonania mostów, które są naturalną konsekwencją powyższych uwarunkowań, można zaliczyć:

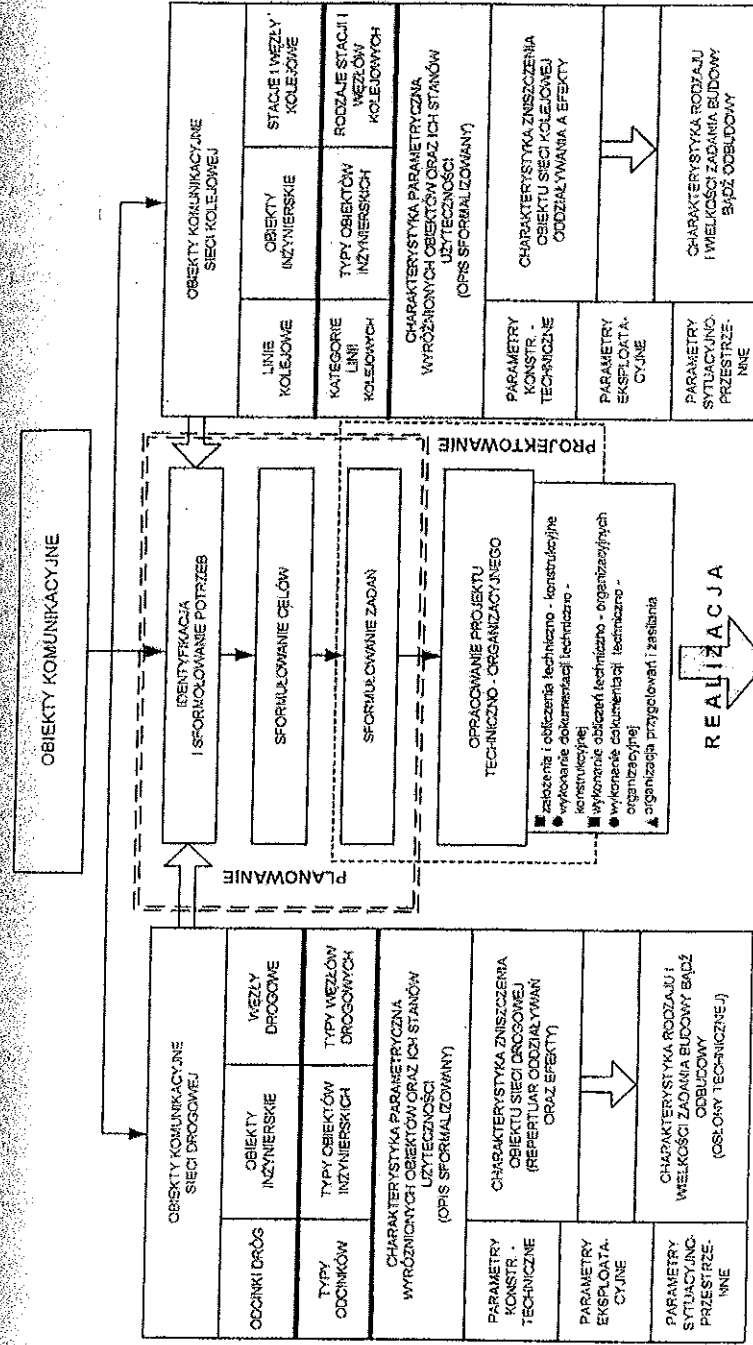
- typ mostu i przyjęte rozwiązanie techniczno-konstrukcyjne,
- charakter obciążenia zasadniczego, poparcia i usztywnienia konstrukcji składanych i całości,
- sposób łączenia (montażu) konstrukcji,
- dostępność typowych prefabrykatów, materiałów i łączników,
- możliwość ewentualnego demontażu mostu (tzw. rozbieralności),
- możliwość eliminacji bezpośrednich zakłóceń technicznych.

Aspekty organizacyjne wykonania (zbudowania, zmontowania) mostu to przede wszystkim:

- wybór „oszczędnego” czasowo rozwiązania organizacyjnego,
- sprawnie działający zespół realizacyjny,
- czas dyspozycyjny często stanowiący tzw. „wąskie gardło”,
- niezbędny front robót (nie powodujących zakłóceń procesów zasadniczych),
- dostępność do środków mechanizacji prac, środków transportowych itp.,
- możliwość eliminacji bezpośrednich zakłóceń organizacyjnych.

Podstawowymi ograniczeniami (w kontekście powyższych aspektów) przy budowie mostów tymczasowych będą:

- mała liczba ludzi oraz ich stosunkowo niskie kwalifikacje zawodowe,
- mała ilość środków mechanizacji prac (w tym maszyn montażowych),
- duże obciążenie (ogólnie ergonomiczne) wykonawców,



Rys. 3.4. Zasadnicze związki problemów planistycznych - realizacyjnych przy rozpatrywaniu budowy (odbudowy, osłony technicznej) obiektów komunikacyjnych

- „naturalne” dążenie do maksymalnego skracania czasu budowy,
- destrukcyjne, celowe zakłócenia techniczno-logistyczne,
- poszukiwanie i wdrażanie do praktyki rozwiązań nowoczesnych i skutecznych wiąże się z różnymi studiami i analizami oraz syntetycznym uwzględnieniem wielu bardzo różnorodnych aspektów i uwarunkowań (także zadań i ograniczeń), zakres których jest bardzo obszerny.

Powyższy zbiór uwarunkowań i aspektów należy poszerzyć o czynniki wpływające na jakość procesów budowlano-montażowych z zastosowaniem konstrukcji składanych do których zaliczamy czynniki: techniczne, technologiczne, organizacyjne, ekonomiczne, socjologiczne i psychologiczne. Są to czynniki o bardzo zróżnicowanym stopniu istotności, w praktyce nigdy nie występujące osobno, które wzajemnie się przenikają i uzupełniają.

Do podstawowych uwarunkowań technologii i organizacji robót budowlano-mostowych zalicza się:

1. Wymagania techniczne i technologiczne realizacji robót, takie jak: dopuszczalny podział robót na operacje, wymagana kolejność, sposób, czas, normatywy ilościowe i jakościowe wykonania wyróżnionych operacji, niezbędne parametry i charakterystyki sprzętu maszyn, wymagane kwalifikacje wykonawców, występowanie przerw technologicznych, zasady odbioru robót, sposób przekazywania obiektów do eksploatacji, itp.

2. Możliwości wykorzystania i charakterystyka dyspozycyjnych zasobów, w tym: ilość, niezawodność, sprawność i dyscyplina realizacyjna wykonawców, normatywy czasowe, wydajność, materiało- i energochłonność, zużycie paliwa oraz odpadowość wykonania operacji, wielkość, zasady oraz możliwości zabezpieczenia eksploatacyjnego, zaopatrzenia i utylizacji odpadów, itp.

3. Charakterystykę środowiska naturalnego, a więc: temperaturę, wilgotność, agresywność i zmienność poszczególnych parametrów i charakterystyk, możliwość eliminacji negatywnego i wykorzystania pozytywnego ich wpływu na przebieg i wyniki robót, itp.

W zależności od stabilności, znajomości i przewidywalności wszystkich istotnych uwarunkowań realizacyjnych, sytuację można określić jako deterministyczną lub stochastyczną.

Jako deterministyczną traktuje się sytuację, gdy na podstawie analizy uwarunkowań realizacyjnych stwierdza się, że:

- warunki techniczne, technologiczne i organizacyjne realizacji robót są pewne,
- możliwy jest dokładny przedmiar robót,
- dyspozycyjne zasoby zapewniają realizację robót z zadaną intensywnością i gwarantują wymaganą jakość ich wykonania,
- stany pośrednie robót (kolejne fazy wykonania) są dobrze określone i zawsze osiągalne po wykonaniu każdej operacji,
- brak jest istotnych zakłóceń procesu realizacji.

Jako stochastyczną traktuje się sytuację, gdy analiza uwarunkowań realizacyjnych wskazuje, że:

- warunki techniczne, technologiczne i organizacyjne realizacji robót są niepewne,
- niemożliwy lub niecelowy jest dokładny przedmiar robót,
- intensywność realizacji operacji przez poszczególnych wykonawców można określić jedynie jako prawdopodobną,
- stany pośrednie robót są dobrze określone i zawsze osiągalne po wykonaniu operacji z losową intensywnością,
- istnieją istotne zakłócenia realizacji robót.

Celowym wydaje się szersze rozwinięcie uwarunkowań, które dotyczą projektowania racjonalnych rozwiązań konstrukcyjnych i efektywnego wykonawstwa przejść mostowych w sytuacjach kryzysowych i działań obronnych. Polegają one głównie na tym, że:

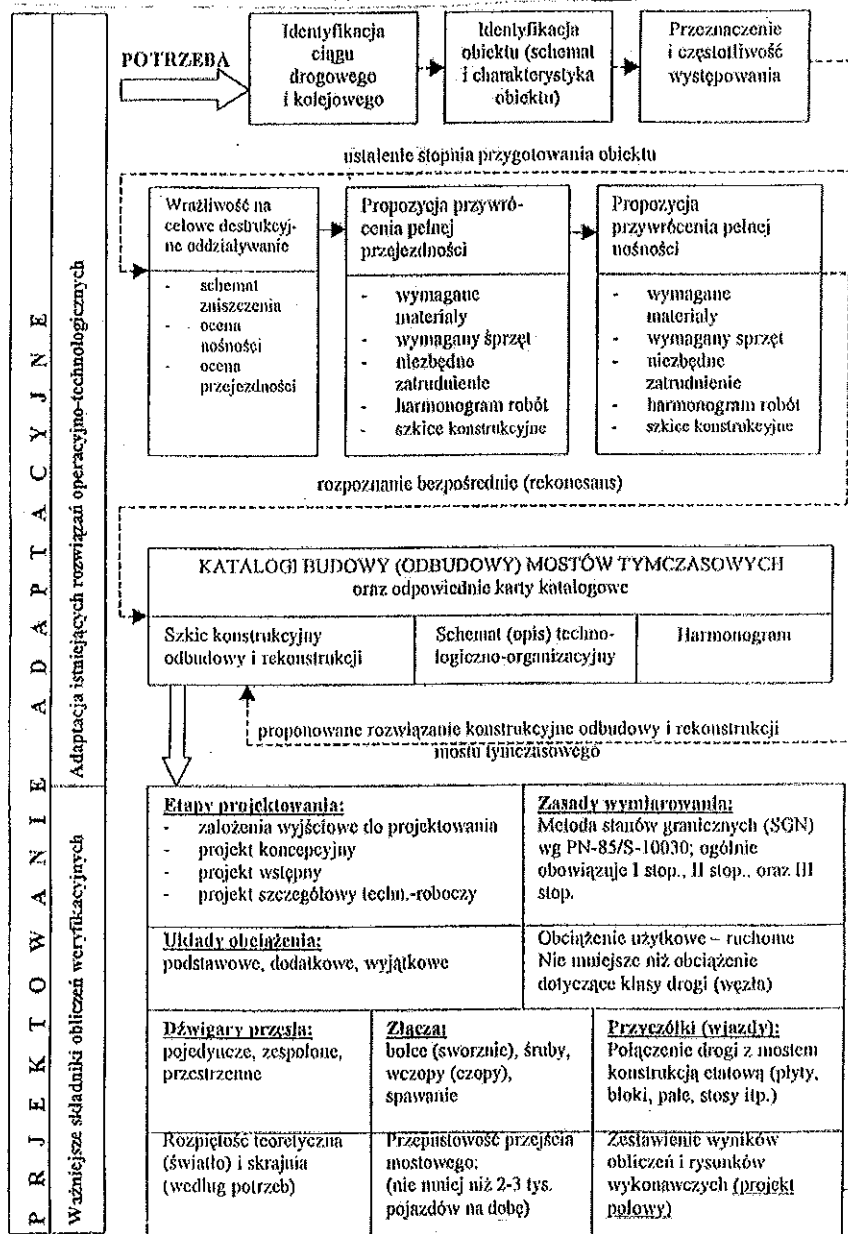
- lokalizacja ich bywa najczęściej z góry zdeterminowana lub też określony jest zbiór dopuszczalnych punktów (rubieży, rejonów) terenowych, w których obiekty składowe przejścia mają być budowane (odbudowywane bądź osłaniane technicznie);
- czas trwania budowy lub odbudowy jako kryterium wiodące, bywa mocno ograniczony;
- rozwiązania konstrukcyjne przejścia powinny zapewniać maksymalnie możliwe tempo budowy (montażu), ograniczenie prac wykonywanych bezpośrednio na przeszkodzie wodnej bądź terenowej, szeroki front robót, a także preferować mechanizację kompleksową;
- stosowane będą sprawdzone technologie i systemy budowy (montażu), bazujące na wbudowywaniu prefabrykatów (zestawów) przygotowanych z wczasu;
- stosowana będzie skrócona – połowa dokumentacja techniczno-organizacyjna;
- jakościowa baza techniczna znajdująca się w dyspozycji realizatorów, mocno wyeksploatowana, nie zapewnia osiągnięcia maksymalnego tempa budowy (montażu);
- składowe obiekty przejścia będą budowane (odbudowywane) doraźnie, rzadziej tymczasowo itp.

Syntezę uwarunkowań i specyfikę projektowania mostów tymczasowych w ujęciu metodycznym przedstawiono w tablicy 3.1.

Proces budowy (odbudowy) przepław mostowych w tych przypadkach charakteryzuje: ściśle ograniczony czas budowy (odbudowy), możliwość ponownego zniszczenia, maskowanie, obniżone parametry techniczno-eksploatacyjne, średnio przygotowane zespoły wykonawcze tzw. zespoły mobilizacyjno-interwencyjne itp. [8, 11, 14].

Generalnie więc chodzi o uwzględnienie szerokiej gamy wymienionych uwarunkowań i aspektów przy poszukiwaniu pewnego ideału praktycznego budowy mostów, który może być osiągnięty w wyniku umiejętnego kierowania (zarządzania) zespalaniem i uporządkowaniem w czasie i przestrzeni: *konstrukcji inżyniersko-komunikacyjnych* (nowoczesnych produktów i środków techniki

Tablica 3.1  
 Synteza uwarunkowań i specyfikacji projektowania mostów tymczasowych  
 (ujęcie metodyczne)



transportowej), *racjonalnych procesów technologicznych* oraz *sprawnej organizacji* ich wykonania. Zauważyć należy, iż rozwiązania te rzeczywiście mogą być różnorodne, jednak zawsze odpowiadać muszą przede wszystkim:

- istniejącym aktualnie warunkom realizacji oraz znajomości charakterystyk możliwych do zastosowania wariantów techniczno-organizacyjnych,
- istniejącym lub narzuconym ograniczeniom (lub kryteriom) w zakresie czasu działania, ilości sił i środków używanych do realizacji przedsięwzięć transportowo-komunikacyjnych,
- możliwościami jakościowej bazy technicznej (znajdującej się w dyspozycji realizatora).

Tak więc nie każde wybrane, nawet idealne rozwiązanie techniczno-organizacyjne będzie rozwiązaniem dopuszczalnym w sensie powyższych aspektów i warunków (także żądań i ograniczeń). Nie ulega wątpliwości, iż takie wymagania spełnić może przedsięwzięcie (zadanie, proces), odpowiednio zaprojektowane i wykonane [7, 8, 9].

Dlatego też celowym i aktualnym jest zestawienie zastosowań cywilnych oraz doświadczeń co do zasadniczych technologii (sposobów) i organizacji (metod) budowy mostów składanych jako różnych obiektów transportowych.

### 3.2. Przegląd i wybrane przykłady zastosowań mostów składanych

#### 3.2.1. Przegląd i zestawienie zastosowań mostów składanych

Podane w tym punkcie przykłady zastosowań gospodarczo-obronnych (w tym szczególnie zastosowań w cywilnym budownictwie transportowo-komunikacyjnym) polskich konstrukcji mostów składanych (drogowych i kolejowych), są wynikiem przeglądu i zestawienia wieloletnich osiągnięć naukowo-badawczych i doświadczalno-konstrukcyjnych zespołów wybitnych teoretyków i praktyków nauk technicznych (w tym mostownictwa wojskowego), zrealizowanych w latach 1964-2004.

W poprzednim okresie działalność wojskowego środowiska mostowego koncentrowała się raczej na zagadnieniach doświadczalno-konstrukcyjnych tj. modernizacji i adaptacji, rozwiązań metod sprężania kablami mostów składanych, aktywnym projektowaniu techniczno-organizacyjnym pierwszego w kraju mostu składanego typu MS-54, czy rozwiązaniu pierwszej prefabrykowanej konstrukcji mostu strunobetonowego oraz budowaniu ciągu mostów i wiaduktów stalowych na szosie Poznańskiej w Szczecinie o łącznej długości ponad 500 m przez okres zaledwie kilkuniesięczny.

Opracowania naukowe poparte weryfikacją doświadczalną znalazły wyraz w wydaniu trzech podręczników oraz wykonaniu szeregu specjalistycznych opracowań i ekspertyz [1,2]. Po tym twórczym okresie nastąpiły wdrożenia tych

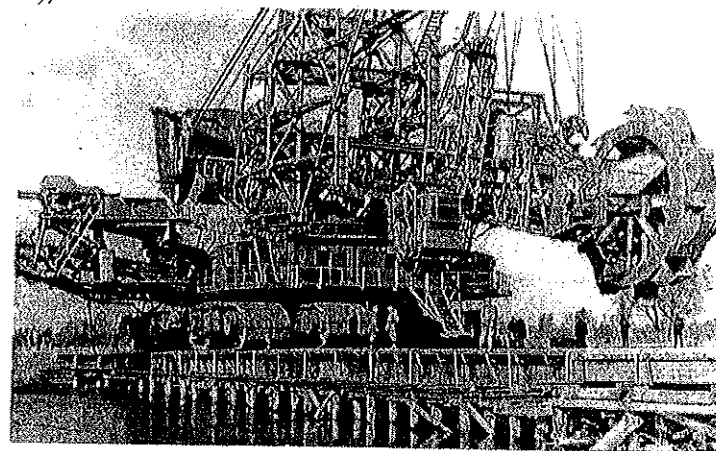
opracowań do praktyki wraz z rozwiązaniem wielu trudnych problemów technicznych i lokalizacyjnych, często wagi państwowej.

Przy tak zróżnicowanych ponad 40 letnich osiągnięciach naukowo-badawczych i doświadczalno-konstrukcyjnych dotyczących zastosowań konstrukcji składanych, w przedstawionym niżej zbiorze zawarto jedynie przykłady zastosowań najbardziej charakterystycznych. Przy czym zastosowanie konstrukcji składanych w budownictwie komunikacyjnym podano jedynie w streszczeniu, tak aby w sposób możliwie skondensowany uwidocznić różnorodność jak i ciężar problematyki realizowanych obiektów i prac. Dodajmy, iż w czasie pokoju konstrukcje te wykorzystywane były w gospodarce narodowej jako mosty, wiadukty czy estakady tymczasowe, objazdowe, rusztowania montażowe i różnego rodzaju konstrukcje nośne.

Podajemy więc przykłady z ostatnich dziesięcioleci wielorakich zastosowań składanych konstrukcji mostowych, które miały charakter innowacji techniczno-organizacyjnych i walcie przyczyniły się do realizacji zadań wynikających z potrzeb gospodarki narodowej oraz rozwiązywania trudnych problemów technicznych kraju:

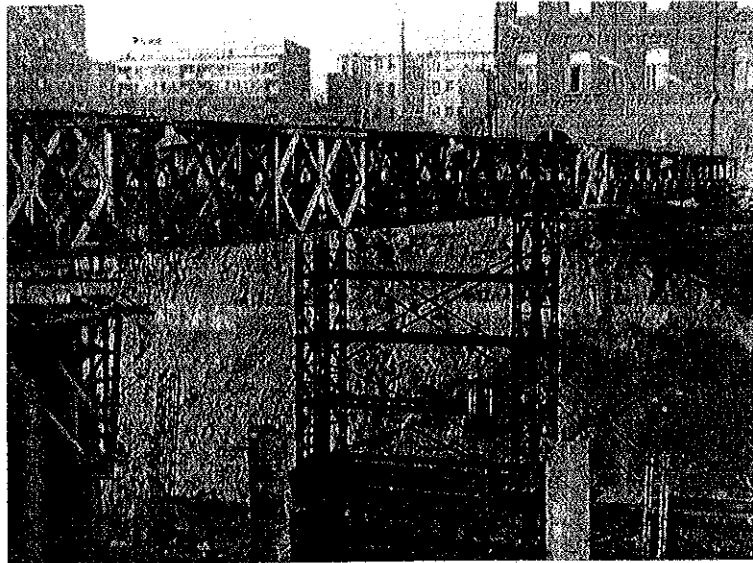
- budowa mostu technologicznego z konstrukcji MS-2280 pod most stały na Odrze Zachodniej w Szczecinie (1959 r.),
- budowa mostu wantowego z konstrukcji składanej MS-2280 i Beileya na Sanie w Przemyślu, gdzie główne przęsło miało rozpiętość 90 m (1968 r.),
- budowa żelbetowego tunelu wentylacyjnego odlewni w Sremie, usytuowanego na wysokości 17 m nad podłogą hal produkcyjnych; ciężar tunelu wyniósł 2 tys. ton, a łączna dł. 160 m (zastosowanie rusztowań drewnianych pochłonęło by wiele hektarów lasów i trwałoby co najmniej 2 lata),
- budowa estakady wyładunkowej kruszyw w Warszawie z różnych konstrukcji składanych, dzięki temu budownictwo ogólne i transportowe stolicy miało zapewniony stały dopływ tego surowca w ilości ok. 0,5 mln ton rocznie,
- budowa (montaż) dachu Dworca Centralnego w Warszawie, gdzie dźwigary o wadze 40 ton przesuwano po moście składanym usytuowanym 15m ponad Al. Jeruzolimskimi, umożliwiając zachowanie ciągłości ruchu tramwajowego oraz znacznie ułatwiając sam proces montażu,
- realizacja operacji „Przerzut I” oraz „Przerzut II”. W operacji „Przerzut I” problem polegał na przetransportowaniu koparki górniczej o ciężarze 350 ton przez jezioro Gosławickie w rejonie Konina, z zastosowaniem suwnic z DMS-65 oraz promu z ciężkiego parku pontonowego NŻM - 65, za pomocą których stało się możliwe wciągnięcie koparki na człon pływający, a następnie z członu na ład. (1971 r.). W rok później w rejonie Tarnobrzegu zaistniała podobna sytuacja z tym, że ciężar koparki wynosił 1,5 tys. ton, a przeszkodę stanowiła Wisła. Realizacja tego przedsięwzięcia zwanego „Przerzut II” wymagała zastosowania elementów wiaduktów składanych WD-59 i WD-69, wykonanych ze stali o podwyższonej wytrzymałości. Te niewielkie elementy w sposób prawie idealny rozkładały potężne obciąże-

nie koparki na przestrzenny układ ponad 2500 pali fundamentowych. (rys. 3.5),

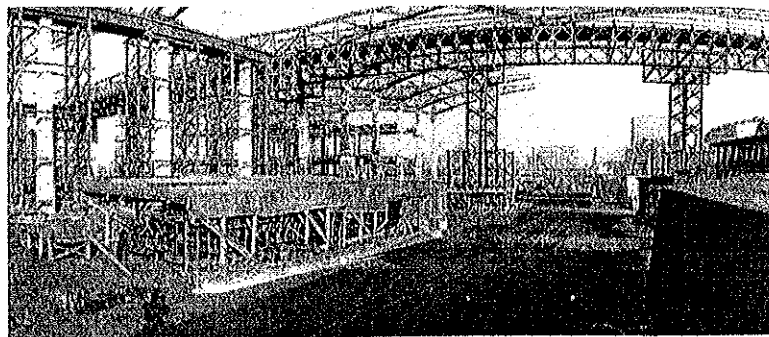


Rys. 3.5. Przerzut koparki górniczej mostem niskowodnym z konstrukcji wiaduktów składanych przez Wisłę k. Tarnobrzegu (1972 r)

- budowa przejść mostowych (mostu wysokowodnego z DMS-65 i mostu niskowodnego z WD-69) na rzece Wkra w m. Szczypiorno k/Pomiechówka, ściśle dla weryfikacyjnych badań doświadczalno-komunikacyjnych (1972 r.),
- budowa dwóch wiaduktów obok siebie z konstrukcji WD-69 nad Centralną Magistralą Kolejową (bez wstrzymania ruchu, nasuwanych całością z jednej strony) w m. Jaktorów k/Zyrardowa w celach doświadczalnych (1974 r.),
- budowa wiaduktów technologicznych (12 po 24 m na 120 podporach, równoległe i prostopadłe do osi mostu) pod kryptonimem „Operacja wiadukty” z konstrukcji MS-2280 w ciągu trasy Toruńskiej jako konstrukcja nośna wspierająca szalunek płyty jezdni mostu Grota Roweckiego (1979 r.),
- budowa kilku tymczasowych wiaduktów - rusztowań technologicznych z konstrukcji MS-2280 i MS-54 podczas budowy Dworca Centralnego (w tym objazdów w ciągu ul. E. Plater i ul. Marchlewskiego nad torami linii średnicowej) oraz wiaduktów nad budowaną Trasą Łazienkowską (w ciągu ul. Wawelskiej i ul. Waryńskiego) w Warszawie (1974-1976 r.) (rys.3.6 i 3.7),
- budowa mostu tymczasowego z konstrukcji DMS-65 (układu podstawowego dł. 525 m), przez Odrę w rejonie Cedyni, nasuwany w całości z jednego brzegu przy użyciu ciągnika artyleryjskiego ATT (po raz pierwszy w kraju), dla celów między państwowej specjalnej eksploatacji o charakterze mobilizacyjno-doświadczalnym pod kryptonimem „Bariera 79” (1979 r.),



Rys. 3.6. Wiadukt z konstrukcji MS-2280 w ciągu ul. Wawelskiej



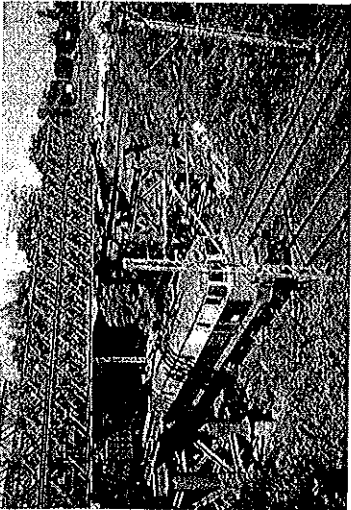
Rys. 3.7. Specjalistyczne rusztowania z konstrukcji MS-2280 podczas budowy Dworca Centralnego w Warszawie

- budowa kolejowo-drogowego przejścia w układzie: tor – estakada z SEK-500 – most pływający z BP-150M – estakada z SEK-500 – tor w rejonie Puławy – Dęblin pod kryptonimem „Wisła 85” dla specjalnej eksploatacji o charakterze mobilizacyjno-doświadczalnym (1985 r.),
- budowa mostu objazdowego na Wiśle w Płocku (na czas remontu stałego mostu drogowo-kolejowego, ok. 2 km poniżej Płocka tj. w górę Wisły) z konstrukcji DMS-65 jako belka ciągła w układzie trzy dźwigarowym – dwukierunkowym (dźwigar środkowy wzmocniony nakładką), na wspól-

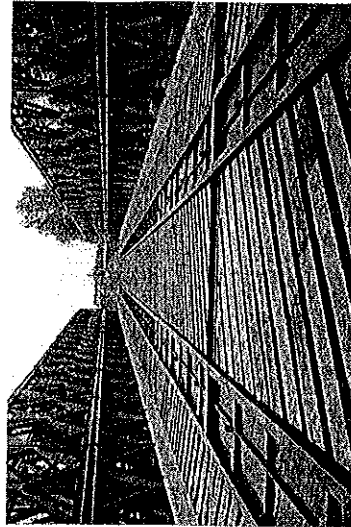
nych podporach SPS-69B opartych na rurach stalowych wielkośrednicowych 508/11; konstrukcja mostu pierwszy raz montowana w trzech częściach nasuwanych i napychanych z dwóch brzegów a następnie łączona w całość na przeszkodzie wodnej; łączna długość mostu wynosiła 672 m, w tym część przęsłowa 660 m oraz dwa przęsła wjazdowe dł. 6 m każde; most zaprojektowany był na obciążenia klasy C (1994 r.)

- budowa mostów objazdowych z konstrukcji MS-2280 (2 mosty obok siebie w układzie 2/2) na czas remontu mostu stałego na rz. Warta w Sieradzu (1998 r.),
- budowa mostów – wiaduktów objazdowych z konstrukcji MS-2280 (dwa wiadukty równoległe obok siebie) nad torami PKP (bez wstrzymania ruchu) w ciągu ul. Połczyńskiej w Warszawie (1999 r.),
- budowa dwukierunkowego mostu stałego z konstrukcji MS-2280 (układ 2/2 oraz zmodyfikowana jezdnia szer. 8,0 m i jednostronny chodnik 1,5m) na rz. Chodelka w m. Podgórz k/Opola Lubelskiego (2001-2002 r.), rys. 3.8 do 3.11,
- przebudowa wysokich podpór pod stalowe przęsło żeglowne historycznego drewnianego mostu drogowego tzw. *Mostu Saperskiego* (najdłuższego w Europie) na czas remontu bez wstrzymania ruchu z konstrukcji SPS-69B na Wiśle w Wyszogrodzie (1972 r.); w 2002 r. most całkowicie rozebrano a jego funkcję przejął nowozbudowany stały (*Most Wyszogrodzki*),
- budowa wiaduktu objazdowego z konstrukcji MS-54 nad torami PKP w ciągu ul. Krakowskiej w Warszawie na czas remontu wiaduktów stałych (2002-2003 r.),
- budowa podpór tymczasowych z konstrukcji SPS-69B i SPK w celu ułatwienia montażu i nasuwania konstrukcji nośnej mostu Siekierkowskiego na Wiśle w Warszawie (2002 r.),
- budowa objazdowego mostu pływającego z konstrukcji BP-150M przez Wisłę w Górze Kalwarii (usytuowany ok. 600 m w górę rzeki) dla ruchu samochodów ciężarowych o łącznej masie do 30 ton, ustalono maksymalną prędkość na drogach objazdowych na 40 km/h, na samym moście pływającym na 20 km/h (1999 r.),
- budowa dwóch wiaduktów objazdowych z konstrukcji KD-66C (w układzie równoległym, na czas remontu wiaduktu stałego na drodze Żyrardów-Mszczonów) nad Centralną Magistralą Kolejową w m. Mszczonów (2003 r.), (opis adaptacji w ppkt. 3.3.3),
- budowa układu podpór technologicznych i dwóch estakad dojazdowych z konstrukcji KD-66C i SPS na czas budowy mostu stałego przez Wisłę w Płocku (2003-2004 r.).

Tych kilka scharakteryzowanych zastosowań mostów składanych dało gospodarce narodowej, w okresie zaledwie paru lat, prawie miliardowe korzyści wynikające nie tylko z oszczędności materiałowych, ale przede wszystkim ze skrócenia czasu realizacji owych przedsięwzięć, czasu który coraz bardziej się liczy. Każdy bowiem dzienny postój koparki to strata kilku tysięcy ton węgla czy



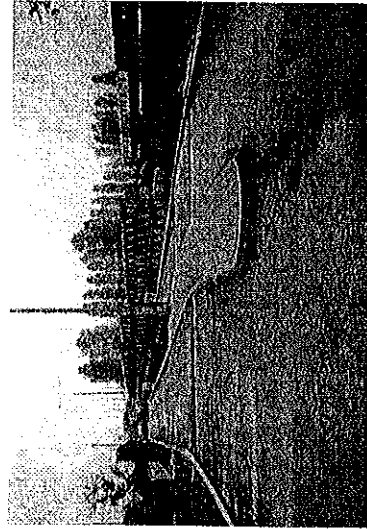
Rys. 3.8. Budowa wiaduktu dojazdowego z konstrukcji składanej



Rys. 3.9. Widok zmodernizowanej – wzmocnionej jezdni wiaduktu gotowej do asfaltowania



Rys. 3.10. Widok zbudowanych wiadukтів z prawnostronnym chodnikiem



Rys. 3.11. Eksploatacja jednoczesna dwóch wiadukтів jednokierunkowych

siarki. Szybsze oddanie odlewni to zaspokojenie potrzeb przemysłu w tysiące ton produktów. Dzięki mostom składanym walka z czasem została wygrana i to nie o dni, lecz o miesiące i lata.

Na szczególne podkreślenie i odrębne przedstawienie zasługują tu różnorodne mosty i inne użyteczne obiekty projektowane, zbudowane i eksploatowane z konstrukcji DMS-65 (najliczniejszej, technicznie i funkcjonalnie sprawdzonej konstrukcji składanej) po którą w różnych sytuacjach sięgają mostowcy wojskowi i cywilni (tablica 3.2. i rysunki 3.12 - 3.15).

### 3.2.2. Wybrane zbiorcze przykłady zastosowań mostów składanych

Problem zastosowania mostów składanych (ściślej weryfikacji i poszerzenia tych zastosowań) dla potrzeb gospodarki cywilnej był rozwiązywany praktycznie na wielu tymczasowych przejściach drogowo-mostowych wybudowanych w ostatnich latach w Polsce. Z punktu widzenia inżynierskiego i organizatorskiego nie ma, jak dotychczas, uogólnionej naukowej podbudowy traktowania każdej inwestycji jako przedmiotu analizy i oceny efektywności oraz wpływu otoczenia.

Zastosowanie konstrukcji składanych w warunkach niemilitarnych wymaga każdorazowo rozwiązania następujących problemów:

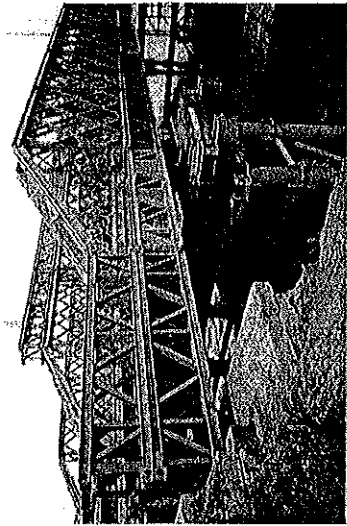
- identyfikacji możliwych zastosowań składanych konstrukcji mostowych, ich układów konstrukcyjnych i warunków wykonania,
- wypracowania racjonalnych rozwiązań technologiczno-organizacyjnych wykonania zasadniczych procesów budowlanych,
- normowania specjalistycznych procesów roboczych, jako uzupełnienie bazy normatywnej budownictwa,
- oceny celowościowych proponowanych rozwiązań konstrukcyjnych i technologiczności,
- opracowania zasad i metod planowania rzeczowo-czasowego i przestrzennego budowy obiektów z tych konstrukcji,
- oceny opłacalności stosowania składanych konstrukcji mostowych w gospodarce cywilnej.

Konkretne przykłady praktycznych zastosowań omawianych zestawów konstrukcji składanych, zaprojektowanych i wykonanych, stanowiące dowody pełnej i profesjonalnej działalności techniczno-organizatorskiej, popartej pozytywnymi wynikami uzyskanych ocen technologicznych i ekonomicznych, podajemy niżej:

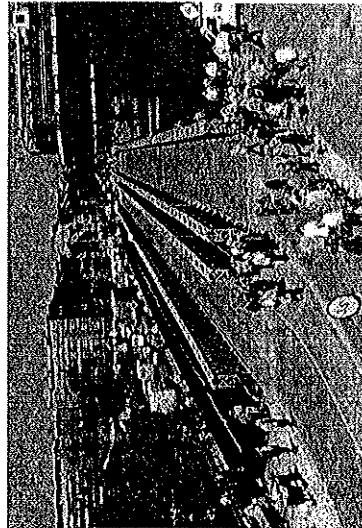
- Zestawy konstrukcji typu MS-2280 (zdekompletowane i znacznie wyeksploatowane, a pozostające w dyspozycji przedsiębiorstw drogowo-mostowych) zastosowano do budowy dwóch jednokierunkowych mostów objazdowych na rz. Warta w Sieradzu (1997/98 r.); budowy dwóch jednokierunkowych mostów – wiadukтів objazdowych nad torami PKP (bez wstrzymania ruchu) w ciągu ul. Połczyńskiej w Warszawie (1999 r.); budowy dwukierunkowego mostu stałego (przy całkowicie zmodernizowanej



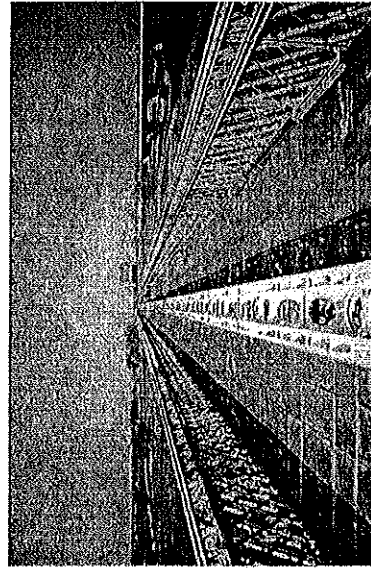
Rys. 3.12. Most objazdowy z konstrukcji DMS-65 w dużym spadku, rz. Narew m. Różan 2001 r.



Rys. 3.13. Most objazdowy z konstrukcji DMS-65 rz. Wisła m. Fordon k. Bydgoszczy 2001 r.



Rys. 3.14. Most objazdowy z konstrukcji DMS-65 rz. Wisła m. Kraków 1998 r.



Rys. 3.15. Most objazdowy z konstrukcji DMS-65 rz. Wisła m. Kieźmark 2003 r.

Tablica 3.2

Lp.	Nazwa i typ mostu (obiektu) z konstrukcji DMS-65	Lokalizacja i rok budowy (eksplotacji)	Uwagi wykonawców i użytkowników
1	Pomost do transportu koparki górniczej 350 t na promie z pontonów (układ 17-to trójkowych) Operacja „Prze-rzut I” 90 m	jez. Gostawskie m. Konin (badania konstrukcji) 1971r	Specjalnie projektowana konstrukcja stanowiła tor jezdno-prowadzący tj. dwa przęsła mostu kolejowego po 18m i dwa przęsła mostu drogowego po 45m. Praca statecznie wytrzymałościowa bez zastrzeżeń, kłopoty z odcinkami wjazdu/zjazdu koparki
2	Most prototypowy, układ trzydziwgarowy + przęsło przejściowe specjalne + odcinek z parku PP-64 340 m	rz. Wisła m. Dobrzyków k/ Płocka (badania polig. i konsultacje) 1985r	Przejście mostowe kombinowane (ćwiczebne). Opinie pozytywne ale brak odcinków wjazdu/przejścia. Trudny transport konstrukcji (bloki). Eksploatacja doświadczalna z kilkoma uwagami technicznymi i eksploatacyjnymi
3	Most objazdowy, układ trzydziwgarowy na wspólnych podporach palowych Ø 308mm z rur stalowych 672 m	rz. Wisła m. Płock (ekspl. 6 m-cy, eksper-tyza powykonawcza) 1994r	Pełne i normalne obciążenie eksploatacyjne przy prędkości 40 km/h. Specjalnie wykonane wjazdy z płyt pomostu zdały egzamin. Główna praca nawierzchni. Straty elementów konstrukcji 8-10%. Drobne uwagi techniczno-eksploatacyjne
4	Dwa mosty objazdowe, układu podstawowego, wspólnie podpory Ø 508 mm z rur stalowych i SPS-69B (z jednostronną kładką dla pieszych) 2x177 m	rz. Wisła m. Kraków (ekspl. 5 mcy, badania polig. obciążenia ekspl.) 1998r	Techniczno konstrukcyjnych uwag krytycznych brak. Zbyt małe prędkości ok. 30 km/h. Zużycie elementów ok. 5% (podpór 3%). Próby tłumienia klawiszowania płyt oraz sprawdzenia prototypu – dylatacji wypadły pomyślnie.
5	Most objazdowy, układ podstawowy na podporach specjalnych (SPS-69B + jarzma) w dużym spadku, z jednostronnym typowym chodnikiem dla pieszych 306 m	rz. Narew m. Różan (ekspl. 7 m-cy) 2001r	Utrudniona eksploatacja przy jednym kierunku ruchu, główna i klawiszująca nawierzchnia (wypadek TiR-a, wyskoczyła płyta pomostu) zbyt wąski jednostronny chodnik. Straty elementów ok. 2%
6	Most objazdowy, układ podstawowy trzydziwgarowy (pas środkowy dwóch przęseł wjazdowych /zjazdowych wzmocniony) na wspólnych podporach z rur stalowych Ø508mm i SPS-69B 498 m	rz. Wisła m. Bydgoszcz (ekspl. 6 m-cy) 2001r	Przęsła wjazdowe zatopione, najazd w łuku, klawiszowanie nawierzchni tłumione masą asfaltu specjalnego. Zaprojektowano i wykonano prototypowe przęsła wjazdowe – zjazdowe częściowo zatopione w nasypach odcinków dojazdowych. Praca konstrukcji mostu oraz wjazdów bez uwag.

jezdni i chodnika) na rz. Chodelka m. Podgórz k. Opola Lubelskiego (2001 r.)

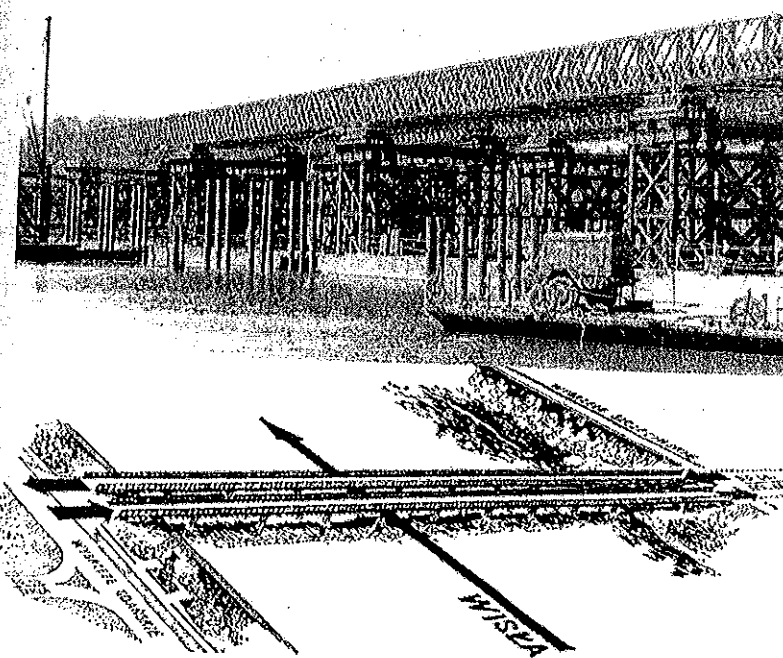
- Zestawy konstrukcji typu WD-69, WD-75, WD-80 zastosowano do budowy ciągów przęsłowych umożliwiających transport ciężkiej koparki górniczej przez Wisłę w rejonie Tamobręga (1972 r.); budowy mostu niskowodnego przez rz. Wkra k/ Pomiechówka (1972 r.); budowy dwóch równoległych wiaduktów nad Centralną Magistralą Kolejową bez wstrzymania ruchu w m. Jaktorów k. Żyrardowa (1974 r.),
- Zestawy konstrukcji estakad kolejowych typu REM 500 i SEK 500 oraz kolejowo-drogowego mostu pływającego typu BP-150M zastosowano do budowy kolejowo-drogowych przejść mostowych przez Wisłę w rejonie Puławy-Dęblin i przez Odrę w rejonie Siekierok a ostatnio przez Wisłę w Górze Kalwarii (przejście tymczasowe dla ruchu kolejowego),
- Zestawy konstrukcji typu MS-54 zastosowano do budowy dwóch równoległych jednokierunkowych dwupasmowych mostów tymczasowych, w ciągu ul. Tamka i ul. Solec przez Wisłę w Warszawie, o historycznej nazwie *Mosty Syreny* z konieczności eksploatowanych nieprzerwanie przez 15 lat (por. opis w ppkt.3.2.3), funkcje stałej przeprawy w tym rejonie przejął nowo-budowany *Most Świętokrzyski*; budowy mostu objazdowego (na czas remontu mostu stałego) na Wiśle w Anopolu – najdłuższy most tego typu w kraju (patrz opis ppkt.3.2.4); budowy wiaduktu jednokierunkowego dwupasmowego (na czas remontu wiaduktów stałych nad torami PKP) w Al. Krakowskiej w Warszawie; budowy mostu objazdowego (na czas remontu mostu stałego) na rz. Wieprz w m. Kośmin k. Ryk,
- Zestawy konstrukcji typu MS-2280 (częściowo zdekompletowane znajdujące się w przedsiębiorstwach drogowo-mostowych) zmodernizowano i zastosowano do budowy stałego mostu drogowego (ustrój trzyprzęsłowy ciągły o dł. 58,15 m o dwukierunkowej jezdni o szer. 6,2 m i jednostronnym chodniku 1,5 m) przez rz. Chodelkę w m. Podgórz k. Opola Lubelskiego (2001 r.), całość konstrukcji mostu posadowiono na czterech podporach z żelbetonowych pali wielkośrednicowych wierconych zwieńczonych zwornikami oraz słupach żelbetonowych zwieńczonych oczepami; inwestycję zrealizowano w bardzo trudnych warunkach geotechnicznych i atmosferycznych, która na podstawie pozytywnych wyników próbnego obciążenia została przekazana do eksploatacji na okres 30 lat,
- Zestawy konstrukcji typu DMS-65 i podpór typu SPS-69B zastosowano do budowy dwóch jednokierunkowych mostów objazdowych pod kryptonimem „Lajkonik” (na czas remontu mostu Dębnickiego) przez Wisłę w Krakowie; budowy mostu objazdowego trzydziżwigarowego dwukierunkowego (na czas remontu mostu stałego) przez Wisłę w Grudziądzu (patrz opis w ppkt.3.2.5); budowy mostu objazdowego trzydziżwigarowego dwukierunkowego (na czas remontu mostu stałego) przez Wisłę w Kieżmarku, najdłuższego mostu tego typu w kraju (opis w ppkt. 3.2.6).

Wprowadzone modyfikacje techniczno-technologiczne zastosowania wymienionych zestawów najczęściej dotyczyły:

- usztywnienia wjazdów i zjazdów metalową uźebrowaną wstawką w celu likwidacji nadmiernych ugięć przy najazdach i zjazdach;
- założenie gumowych wkładek tłumiących pod pyły łożyskowe; przypawanie prefabrykowanych podpórek osłonowych pod pasy dźwigarów nośnych;
- założenie blach osłaniających podpórki kołyskowe na podporach pośrednich;
- założenie osłon trakcyjnych z wstawek gumowych oraz blach ocynkowanych nad siecią trakcyjną;
- użycia do podnoszenia i osadzania zmontowanej i nasuwanej konstrukcji mostu żurawia o udźwigu 100 t zamiast podnośników korbowo-hydraulicznych;
- podklinowania poprzecznej belki wjazdowej lub dylatacji w celu wyeliminowania tzw. klawiszowania płyt – tj. drgań przy eksploatacji mostu.

### 3.2.3. Most Syreny w Warszawie

Drugi w powojennej historii Stolicy, żołnierski most dla Warszawy, zaprojektowany i zbudowany w pobliżu pomnika Syreny (stąd nazwa nowej przeprawy zastępczej przez Wisłę – *Most Syreny*), z konstrukcji MS-54 w ciągu ulic Tamka – Sokoła w Warszawie przez Wisłę został oddany do eksploatacji w 1985 r. (rys. 3.16).



Rys. 3.16. Budowa mostu Syreny w Warszawie



Ustrój nośny stanowiły dwa równoległe zlokalizowane mosty o przęsłach w układzie belki ciągłej o rozpiętości teoretycznej 36,0 i 33,0 m, długość całkowita każdego mostu wynosiła 438 m. Szerokość użytkowa pomostu wynosiła 6,0 m dla jednego kierunku ruchu. Pokład z dyliny grubości 8 cm uzupełniono warstwą ochronną z desek 3,2 cm na którą położono dywanik asfaltowy grubości 4 cm. Dodatkowo zaprojektowano odwodnienie jezdni – spusty czołowe, oraz oświetlenie zgodnie z projektem. Obiekt spełniał wymagania skrajni żeglugi, światło poziome przeszła żeglownego 28 – 30 m, wysokość w świetle 4,5 m od WWŻ (rys. 3.17 do 3.20).

Podpory mostu tymczasowego zaprojektowano i wykonano jako ruszt pałowy z rur stalowych  $\varnothing 355,6/14,2$  mm. W obliczeniach uwzględniono nienormalne obciążenie ruchome kolumny autobusów typu Ikarus. Obiekt mostowy posiadał izbice. W obliczeniach uwzględniono zgodnie z normą uderzenia statków o podpory oraz parcie lodu.

Most tymczasowy spełniał wymagania komunikacyjne na danym obszarze, został zastąpiony po 15 – tu latach eksploatacji przez most Świętokrzyski. W trakcie jego eksploatacji dokonywano rutynowych przeglądów kontrolnych oraz planowych zabiegów konserwacyjnych. Nie udało się jednak uniknąć nadmiernego zużycia niektórych elementów konstrukcyjnych ze względu na długi okres eksploatacji obiektu.

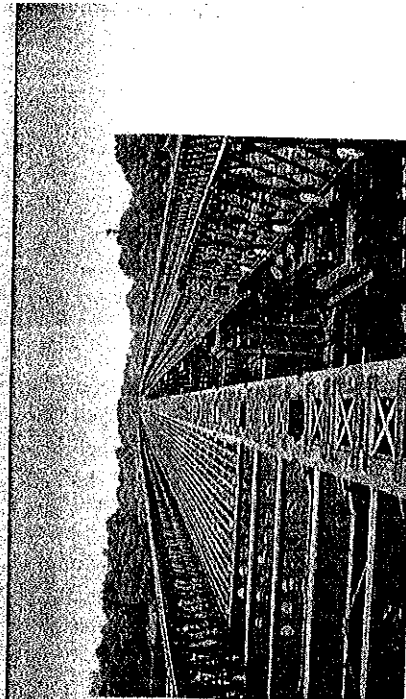
Jezdnie mostu składanego wykonana została z drewna według PN-81/B-03150 grubości 8 cm i szerokości 18 cm. Przerwy między dylami wynosiły  $7,5 \div 10$  mm. Na dylinie ułożono izolację grubości 1 cm. Na izolacji wykonano pokład ochronny z tarcicy obrzynanej grubości 3,2 cm i szerokości 16 cm ułożony w jodełkę w odstępach 3 cm pod kątem  $45^\circ$  do osi jezdni z zadaniem równomiernego rozłożenia obciążeń i zabezpieczenia przed klawiszowaniem dyliny dolnej.

Nawierzchnię zamknięto dywanikiem z asfaltu lanego grubości 4 – 7 cm w celu wykonania spadków poprzecznych ze względu na odwodnienie jezdni. Dylina oparta jest na podłużnicach stalowych ułożonych w odstępach 32 cm wspartych na stalowych poprzecznicach w rozstawie co 3,0 m. Pomost konstrukcji przęsłowej zdylatowano na obu przyczółkach zgodnie z przyjętym schematem statycznym. Konstrukcję dylatacji stanowiło proste przekrycie blachą płaską walcowo zginaną.

Oddanie Mostu Syreny społeczeństwu Stolicy umożliwiło remont słynnego Mostu Poniatowskiego. Przypomnijmy także, iż przedsięwzięcie inwestycyjne realizowano w okresie powszechnej niemożności (jak się mówiło), przy wiodącym kryterium czasu i dobrej pracy (tzn. czytelny projekt, pełne zabezpieczenie materiałowe, sprawne a niekiedy mistrzowskie wykonanie, rozmach i wprost rekordowe tempo oraz konsekwentne rozliczanie zadań) co jednoznacznie obalało mit niemości.

Zaproponowane przez autorów rozwiązanie techniczne i technologiczne zawierało istotne cechy innowacyjności i dużej praktycznej efektywności m. in.:

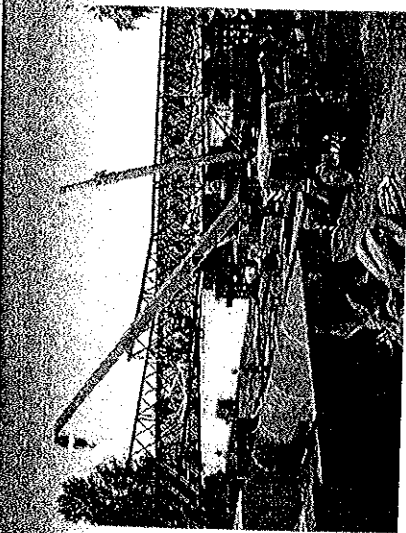
- zagospodarowanie (bardzo funkcjonalne) rejonu i placów budowy mostów;



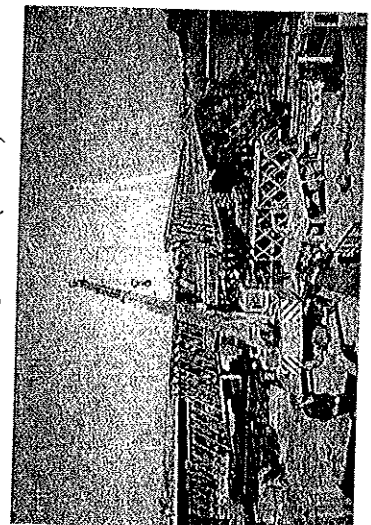
Rys. 3.18. Widok konstrukcji przęsłowej mostu po nasunięciu (1985 r.)



Rys. 3.20. Zakończenie eksploatacji mostu Syreny. Most Świętokrzyski przejął jego funkcje



Rys. 3.17. Końcowy fragment montażu i nasuwania konstrukcji mostu (1985 r.)



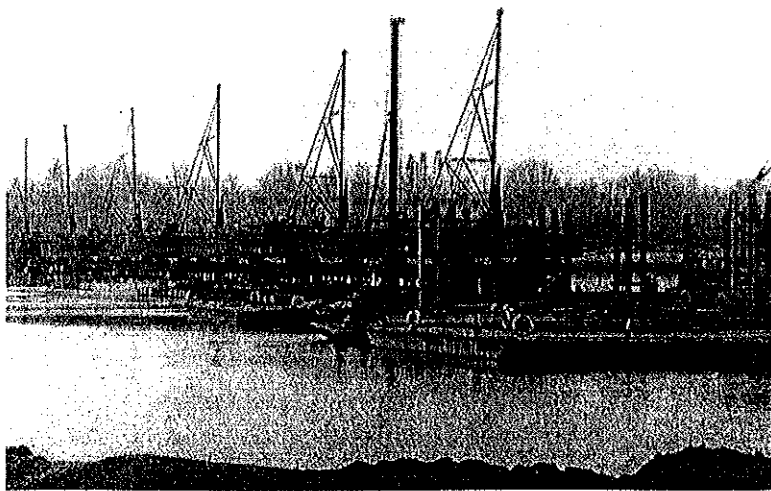
Rys. 3.19. Rozbórka mostu Syreny (2000 r.)

- powiązanie konstrukcji przeszłowej z przyczółkami osadzonymi na ruszcie z pali żelbetowych ;
- równoczesny montaż i nasuwanie w spadku dwóch mostów składanych o długości po około 450 m;
- racjonalizatorskie wykorzystanie mostu technologicznego (kładki komunikacyjnej);
- krótki stosunkowo czas wykonania mostu Syreny.

Zastosowanie przy budowie tych mostów zespolonego rusztowania pływającego zabudowanego kafarami do równoczesnego fundowania kilku podpór, jest pierwszą w praktyce nowatorską realizacją pomysłu wykorzystania dostępnych środków wojskowej techniki mostowej. Wniosło to radykalną zmianę do technologii wbijania pali i budowy podpór pod tymczasowe obiekty inżynierskie na średnich i szerokich przeszkodach wodnych (rys. 3.21). Ta innowacyjność technologiczna głównie polegała na:

- zapewnieniu równoczesnego wbijania pali podpór w korycie rzeki zespołem 6 kafarów KDM-2 m;
- wyeliminowanie uciążliwej czaso- i pracochłonnej czynności sztukowania pali;
- możliwości utrzymania projektowej dokładności rozstawu pali w rzędach i podporach.

Należy podkreślić, iż wprowadzona technologia dała najbardziej wymierne i pożądane efekty w postaci skrócenia czasu budowy całego mostu, a tym samym również znacznego obniżenia kosztów realizacji całej inwestycji.



Rys. 3.21. Prom technologiczny z zespolonym rusztowaniem pod sześć kafarów do równoczesnego budowania kilku podpór

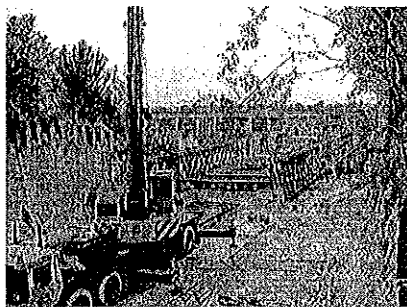
### 3.2.4. Most objazdowy w Annopolu

Na początku 2000 roku została podjęta decyzja o budowie mostu objazdowego (na czas remontu stałego mostu przez Wisłę w Annopolu), który został wykonany z elementów typowego drogowego mostu składanego MS-54, w postaci trzynastoprześłowej belki ciągłej o stałej rozpiętości przęsła, równej 39,0 m. Długość całkowita mostu wynosiła 509 m, szerokości użytkowe: 6,00 m – jezdnia oraz 0,85 m – jednostronny chodnik na wsporniku. *Był to najdłuższy most tymczasowy tego typu, jaki kiedykolwiek zbudowano w kraju.* Przyczółki mostu wykonano w postaci jarzm ze stalowych pali wbijanych z rur  $\varnothing 508/11$  mm, zwieńczonych głowicami i stężonych elementami rurowymi. Nasyt oparto za pomocą ścianek szczelnych z grodziec stalowych G-62, zwieńczonych ocepem żelbetowym. Filary mostu wykonano w postaci jarzm pałowych z rur  $\varnothing 508/11$  mm, zwieńczonych głowicami stalowymi i stężonych kształtownikami stalowymi. Pod każdym z filarów wykonano 8 pali, z wyjątkiem podpory hamowanej (łożyska stałe) w której wykonano 12 pali. Długości pali były zróżnicowane w zależności od warunków gruntowych. Pale rurowe wędziano za pomocą głowic do poziomu zagłębienia podstawy pała w warstwę skały wapiennej na głębokość minimum 2,0 m. Most zaprojektowano na klasę B z jednoczesnym sprawdzeniem na obciążenie eksploatacyjne S-32 (jako podstawowe) oraz S-42 (jako wyjątkowe). Ze względu na fakt, że pomost typowego mostu MS-54 nie przenosi tych obciążeń, przyjęto wahadłowy ruch pojazdów, kierowany sygnalizacją świetlną (rys. 3.22).

Projekt technologii montażu mostu MS-54 przewidywał początkowo nasuwanie podłużne ok. 150 m konstrukcji za pomocą spycharki, ustawionej na wyższym brzegu Wisły a następnie wykorzystanie specjalnego układu zbloczy, lin i wciągarek. Jednakże ze względu na dobry stan łożysk tocznych oraz duży spadek podłużny mostu w kierunku nasuwania, opory związane z przesuwem konstrukcji były znacznie mniejsze niż zakładano. Umożliwiło to wykorzystanie pchającej spycharki do nasunięcia całej konstrukcji mostu i znacznie przyspieszyło jej montaż. Równoległe z nasuwaniem konstrukcji trwało układanie pokładu drewnianego na pomoście. Podczas budowy mostu ówczesna GDDP Warszawa przeprowadziła dla swoich służb szkolenie, mające przybliżyć administracji drogowej zalety wykorzystania konstrukcji mostów składanych do budowy tymczasowych przepraw mostowych podczas remontów dużych obiektów.

Po zakończeniu budowy mostu objazdowego Katedra Mostów Politechniki Rzeszowskiej przeprowadziła próbne obciążenie wybranych jego elementów. Badania miały na celu potwierdzenie projektowanej nośności mostu. Program badań przewidywał pomiary maksymalnych ugięć pod obciążeniem statycznym obu dźwigarów i poprzecznicy podporowej dwóch przęseł mostu. Obciążenie zrealizowano 3 samochodami o minimalnym ciężarze 325 kN.

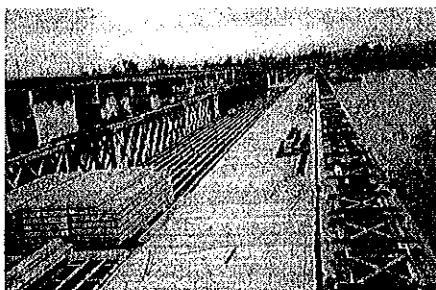
a) Montaż konstrukcji przęsłowej mostu



b) Nasuwanie na podpory fragmentu konstrukcji mostu



c) Układanie podkładu - zabudowa jezdni mostu



d) Eksploatacja mostu dojazdowego



Rys. 3.22. Most z konstrukcji MS-54, rz. Wisła w Annoplou (2000 r.)

### 3.2.5. Most objazdowy w Grudziądzu

Istniejący most stały przez rz. Wisłę położony w ciągu drogi krajowej nr 16 pełni funkcję obiektu drogowo-kolejowego. Remont przewidywał naprawę pomostu w obszarze jezdni drogowej i częściową wymianę wyposażenia mostu. Ze względu na szerokość jezdni i wymagania jakościowe wykonywanych robót remontowych, a także uwzględniając koszty ewentualnych objazdów, przyjęto po szczegółowej analizie, że najlepszym rozwiązaniem będzie uruchomienie mostu objazdowego położonego w bliskim sąsiedztwie remontowanego mostu stałego.

Projektowany most objazdowy usytuowano w odległości około 1 km w dół rzeki od istniejącego mostu drogowo-kolejowego. Wpływ na to miała zabudowa Grudziądza i konieczność wpisania się w układ drogowy miasta przy minimalnym zakresie przebudowy istniejących dróg i budowy tymczasowych objazdów.

Ustrój niosący mostu objazdowego stanowi układ 2 belek ciągłych i przęsła wolnopodpartych o następujących rozpiętościach  $6,5 + (33,0 + 3 \times 39,0 + 33,0) + (33,0 + 3 \times 39,0 + 33,0) + 33,0 + 6,5 = 412,0$  m. W przekroju poprzecznym znajdują się 3 dźwigary kratowe. Dźwigary skrajne o wysokości 2,6 m składają się z typowych elementów mostu składanego DMS-65 dla układu podstawowego, natomiast dźwigar środkowy na całej długości jest wzmocniony kratownicą przesuwną. Wysokość dźwigara środkowego wynosi 3,2 m. Dźwigary w dolnej części (kratach przestrzennych) połączone są belkami poprzecznymi stężonymi układem wiatrownic prętowych z rur stalowych. Na górnych półkach belek poprzecznych opierają się ortotropowe płyty pomostowe jezdni, ograniczone krajeżnikami stalowymi zamocowanymi do belek poprzecznych i kratownic dźwigarów (rys. 3.23).

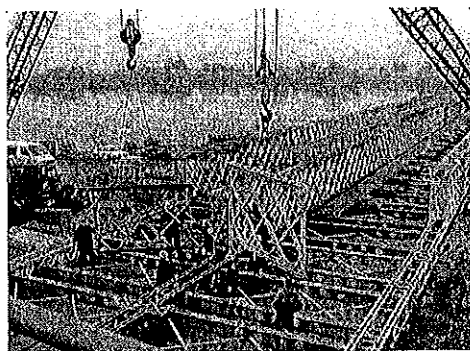
Na podpory mostu objazdowego składają się:

- 9 nitowych podpór palowych, każda z 12 rur stalowych  $\varnothing 508/11$  wystających ok. 0,5 m nad górną granicę średniej wody. Na wbitym ruszcie palowym zamontowana jest nadbudowa z elementów stalowej podpory SPS-69,
  - 2 podpory na prawym brzegu rzeki z elementów podpory SPS-69, posadzone bezpośrednio na tymczasowym fundamencie z żelbetowych płyt drogowych,
  - 1 podpora na lewym brzegu rzeki składająca się tylko z łożyska-wahacza posadzonego bezpośrednio na żelbetowych płytach drogowych.
- Posadowienie pali rurowych przewidziano w gruntach spoistych i niespoistych na głębokości 9,0 – 16,0 m licząc od dna rzeki Wisły, z uwzględnieniem głębokości 3,6 m teoretycznego rozmycia dna przy podporach.

Belkę ciągłą konstrukcji przęsłowej usytuowano w poziomie oraz w spadku 2,4 %. Przęsło wolnopodparte między podporami nr 2 i 1 posiada spadek 2,0 %. Spód konstrukcji posadowiono 1,0 m powyżej stanu wielkiej wody rzeki Wisły. Przęsło żeglowne zaprojektowano z możliwością jego przesunięcia zależnie od rozmycia dna rzeki po wiosennym spływie wód. Światło przęsła żeglownego wynosi w poziomie 33,0 m a w pionie 6,48 m od średniej wody. Przy podporach przęsła żeglownego zaprojektowano niezbędne odbojnice z rur stalowych

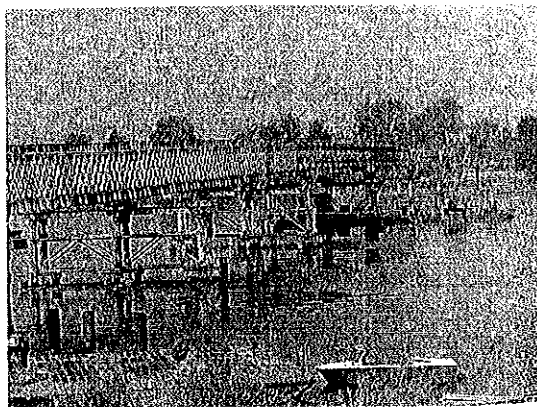
Ø 508/11 w liczbie 10 sztuk na jedną stronę. Poszycie pali odbojnicowych wykonano z prowadnic drogowych barier ochronnych w rozstawie pionowym co 1,0 m. Pale odbojnicowe oddalone są 1,5 m od pali konstrukcji podpór mostu i na końcach nachylone są pod kątem 38° do lustra wody na długości 4,5 m.

a) Montaż konstrukcji przeszłowej



b) Nasuwanie konstrukcji przeszłowej na podporę pośrednią

c) Widok mostu w trakcie nasuwania



Rys. 3.23. Most objazdowy trójdzwigarowy z konstrukcji DMS-65, rz. Wisła, Grudziądz (1999r.)

Podstawowe parametry techniczne mostu objazdowego:

- nośność	kl. D wg PN-85/S-10030
- całkowita długość mostu	412,0 m
- szerokość gabarytowa	11,48 m
- szerokość jezdni	2x4,20 m
- dopuszczalna prędkość na moście	30 km/h.

### 3.2.6. Most objazdowy przez Wisłę w Kieźmarku

Zgodnie z programem „Infrastruktura – klucz do przyszłości” w ramach dostosowania istniejących dróg leżących w międzynarodowych korytarzach transportowych do standardów europejskich oraz przy współudziale funduszu pomocowego Unii Europejskiej, w 2002 roku rozpoczęto modernizację drogi krajowej Nr 7 Gdańsk – Warszawa. W pierwszej kolejności przewidziano do realizacji odcinek Gdańsk – Kieźmark. Na drodze tej szczególnie ważnym przedsięwzięciem z punktu widzenia potrzeb gospodarczych, społecznych i obronnych kraju był remont istniejącego mostu przez Wisłę w Kieźmarku.

Zakres prac remontowych wykluczał możliwość wykonywania robót przy jednoczesnym utrzymaniu ruchu na obiekcie, a skierowanie ruchu na daleki objazd przez most w Knybawie był niekorzystny zarówno ze względów ekonomicznych jak i społecznych. W celu zapewnienia ciągłości ruchu na bardzo ruchliwej trasie łączącej Warszawę z Trójmiastem konieczna była budowa tymczasowego, dwujezdniowego mostu objazdowego. Z przeprowadzonych analiz i wyliczeń projektowych wynikało, że stawiane wymagania ruchu spełnia konstrukcja składanego mostu drogowego typu DMS-65 i podpory SPS-69B. Obiekt składał się z dwóch odcinków o długości całkowitej 1184 m tj.:

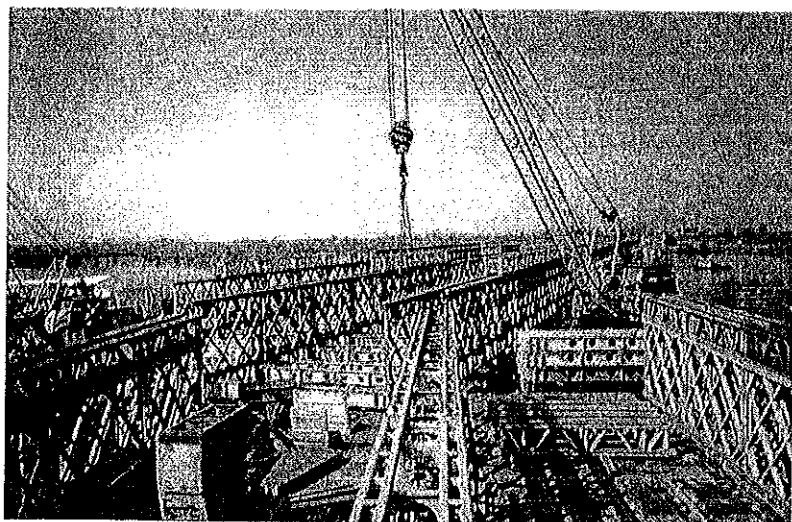
- mostu o długości 943 m,
- wiaduktu o długości 241 m.

Układ statyczny mostu to 23 przeszłowa belka ciągła długości 882 m o rozpiętości przęsł od 33,0 do 39,0 m oraz dwa wolnopodparte przęsła skrajne o rozpiętości po 30,0 m. Wiadukt to 8 przeszłowa belka ciągła długości 240,0 m o rozpiętości przęsł od 24,0 do 36,0 m (rys. 3.24).

Konstrukcję nośną mostu i wiaduktu w przekroju poprzecznym stanowiły trzy dźwigary kratowe wysokości 3,20 m o pasach równoległych z jazdą dołem o rozstawie dźwigarów 5,4 m. Pomiędzy dźwigarami umieszczono dwie jednokierunkowe jezdnie o szerokości 4,20 m każda. Obie jezdnie oparto na belkach poprzecznych o teoretycznej rozpiętości 4,90 m mocowanych do dolnych elementów przestrzennych dźwigarów przy użyciu śrub Ø 20 mm. Na belkach poprzecznych ułożono ortotropowe płyty pomostu z asfaltową nawierzchnią o grubości 8 ÷ 10 mm

Most i wiadukt objazdowy oparto na 35 podporach pośrednich i brzegowych. Wszystkie podpory pośrednie wykonano jako 12 palowe ruszty rur stalowych Ø 508/11 mm wbitych w 3 wiązkach po 4 pale i stężonych poziomo kątownikami, na których zmontowano stalowe podpory składane SPS – 69 z łożyskami DMS-65. Przyczółki o szerokości 13,5 m i długości 5,0 m stanowiły fun-

damenty tymczasowe z żelbetowych płyt drogowych 1,5 x 3,0 x 0,15 m na betonie wyrównawczym B 10 z łożyskami DMS-65.



Rys. 3.24. Montaż mostu i wiaduktu objazdowego z konstrukcji DMS-65, rz. Wisła, m. Kieźmark (2003 r.)

Łącznie przy budowie mostu wbito 8055 m pali rurowych z tego pod podpory 7220 m (średnicy 508 mm) oraz 835 m (średnicy 335 mm) na wykonanie odbojnic zabezpieczających podpory w części nurtowej rzeki.

Wykonany obiekt jest najdłuższym mostem składanym trzydziwigarowym wykonanym kiedykolwiek w Polsce (rys. 3.25).

Po moście mogły przejeżdżać wszystkie pojazdy normatywne tj. o ciężarze całkowitym do 42 ton i nacisku na oś do 10 ton. Prędkość maksymalna pojazdów poruszających się po moście nie mogła przekraczać 30 km/h.

Tymczasowy most objazdowy z konstrukcji typu DMS-65 pozwolił sprawdzić zachowanie elementów konstrukcyjnych w eksploatacji przez szeroką przeszkodę wodną, w warunkach intensywnego ruchu drogowego bez ograniczeń przejezdności, a także sprawdzić możliwości organizacyjne i praktyczne w budowie tego typu obiektów przez przedsiębiorstwa budownictwa drogowo-mostowego.

W trakcie eksploatacji most był na bieżąco monitorowany przez wykonawcę oraz prowadzone były badania przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów i Wojskową Akademię Techniczną, szczególnie w zakresie pracy elementów konstrukcji i różnych nawierzchni pomostu. Wyniki tych badań zostały opisane we wnioskach z eksploatacji DMS-65.



Rys. 3.25. Najdłuższy most objazdowy zbudowany z konstrukcji DMS-65 włączony – oddany do eksploatacji

Reasumując, mostowcy wojskowi – specjaliści wojskowego budownictwa mostowego, z sentymentem wspominają zbudowane, eksploatowane i rozebrane (w okresie od września 1999 roku do lutego 2004 roku), unikatowe przeprawy mostowe na dużych przeszkodach:

- Most Syreny na Wiśle w Warszawie (ściślej dwa jednokierunkowe mosty) z konstrukcji składanych typu MS-54, posadowiony na oddzielnych podporach z rur stalowych; nieprzerwanie najdłużej eksploatowana, bo ponad 15 lat, tego typu przeprawa mostowa w warunkach cywilnych.
  - Most objazdowy na Wiśle w Annopolu (woj. Lubelskie) z konstrukcji składanych typu MS-54, posadowiony na wysokich podporach z rur stalowych, najdłuższy most tymczasowy tego typu jaki kiedykolwiek zbudowano w kraju.
  - Most objazdowy na Wiśle w Kieźmarku (woj. Pomorskie) z konstrukcji DMS-65; posadowiony na wspólnych przestrzennych podporach SPS-69B, najdłuższy most składany trzydziwigarowy wykonany kiedykolwiek w Polsce.
  - Most drewniany z metalowym przesłem żeglownym na Wiśle w Wyszogrodzie; najdłuższy (około 1240 m) tego typu most w Polsce i Europie, określony jako historyczny typowy most saperski
- Wymienione przeprawy mostowe (wprawdzie kłopotliwe pod względem utrzymaniowym), stanowiły interesujące obiekty badań poligonowych i doświadczeń w skali naturalnej. Ponadto były obserwowane i podziwiane przez społeczności mieszkańców oraz turystów z kraju i zagranicy, a także stanowiły przedmioty dyskusji i skrajnych ocen fachowców cywilnych i wojskowych.

### 3.3. Adaptacja i modernizacja konstrukcji mostów składanych do eksploatacji cywilnej

Przedstawione w tym punkcie rozwiązania modernizacyjne są na etapie projektów koncepcyjnych lub propozycji.

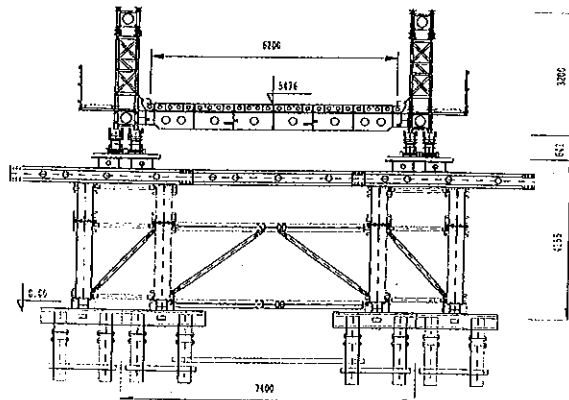
#### 3.3.1. Most drogowy DMS-65

Wojskowy most składany DMS – 65 stanowi obecnie największy zapas na składach. Aby jego wykorzystanie w cywilnym budownictwie komunikacyjnym było efektywne zaproponowano jego modernizację. Konstrukcje tego typu mogą być wykorzystane do organizowania objazdów przy remoncie lub budowie stałych obiektów mostowych oraz budowie autostrad jako tymczasowe wiadukty do zabezpieczenia bezkolizyjnego ruchu pojazdów miejscowych i związanych z budową trasy. Mosty te mogą również być stosowane jako przeprawy o ograniczonej eksploatacji na drogach gminnych, powiatowych a nawet wojewódzkich.

Podstawowym mankamentem obecnego (w wersji wojskowej) mostu składanego DMS – 65 jest jego eksploatacyjna szerokość jezdni wynosząca 4,20 m, co stanowić może tylko jeden pas ruchu (most jednokierunkowy). Z tego względu głównym celem modernizacyjnym jest poszerzenie jezdni do szerokości 6,20 m. Ta szerokość zapewni dwukierunkowy ruch na drogach zbiorczych lokalnych i objazdowych.

Poszerzony most DMS-65 ze zmodernizowaną podporą przedstawia rys. 3.26. Modernizacja mostu będzie polegać na:

- wymianie belki poprzecznej (wydłużonej przystosowanej do poszerzonej jezdni mostu),
- modernizacji nawierzchni,
- zaprojektowaniu połączenia mostu z istniejącym terenem,
- zaprojektowaniu elementu liniowego usymetryzującego kratę płaską.



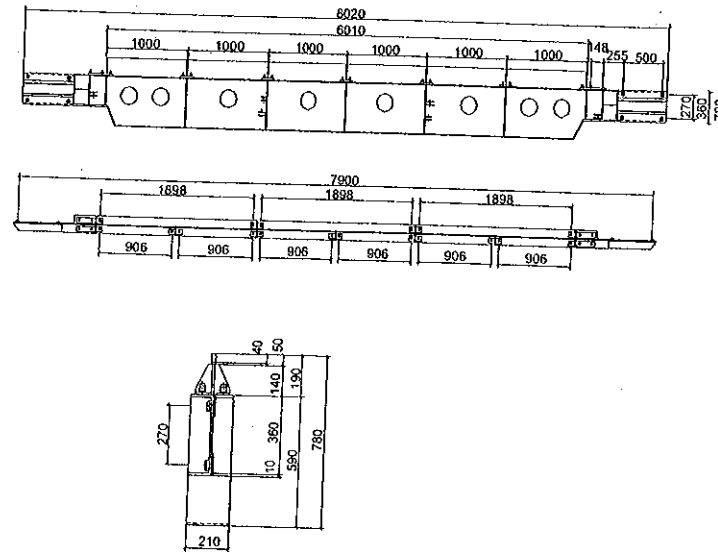
Rys. 3.26. Poszerzony most DMS-65 z podporą SPS-69B

#### 3.3.1.1. Zmodernizowana belka poprzeczna

W celu uzyskania szerokości eksploatacyjnej mostu na dwa pasy ruchu niezbędne jest zaprojektowanie nowej belki poprzecznej. Obliczenia komputerowe wymienionej belki wykonano według modelu przedstawionego w punkcie 2.4.4 niniejszego podręcznika. Omawiany model jest niezbędny do analiz wytrzymałościowych belek w różnych konstrukcjach mostów składanych. Wykonane obliczenia stały się podstawą do opracowania projektu koncepcyjnego belki poprzecznej przedstawionej w pracy [20], przedstawia rys. 3.27.

Belka jest tak skonstruowana, że ułatwia układanie i mocowanie płyt jezdnych mostu. Wykonano projekty trzech typów belek:

- belka poprzeczna zwykła (rys. 3.27);
- belka poprzeczna załomowa;
- belka poprzeczna wjazdowa.



Rys. 3.27. Belka poprzeczna zwykła [20]

Belka poprzeczna załomowa jest stosowana w miejscu załomu przęsła (łączy odcinek podjazdu z przęsłem poziomym). Natomiast belka wjazdowa łączy przęsło mostu z konstrukcją wjazdu na most. Zaprojektowane belki poprzeczne lepiej współpracują z dźwigarem niż stare, gdyż są łączone na 4 śruby po 2 na każdą ścianę kraty przestrzennej. To powoduje lepsze rozłożenie oddziaływań na obie ściany. Nowa belka powoduje pewne kłopoty montażowe, gdyż jej kształt trapezowy nie pozwala na przesunięcie belki przez skratowania dźwigara. Stąd montaż może się odbywać tylko od końców belek (kraty zakładane są od czoła).

Belka poprzeczna zapewnia zamocowanie płyt jezdnych i krawężników. Przekrój poprzeczny dwuteowy ma zmienną wysokość 360/590 mm, szerokość półki 210 mm i grubości 10 mm. Teoretyczna rozpiętość belki wynosi 7400 mm. Wewnętrzny odcinek środnika wykonany jest z blachy grubości 7 mm, a skrajne odcinki długości 2x1073 mm z blachy grubości 10 mm. Środnik jest usztywniony żeberkami pionowymi wykonanymi z blachy grubości 6 mm. Na końcach belki, wzmocnionych nakładkami i żeberkami, z każdej strony znajdują się po cztery tulejki  $\varnothing 46$  mm, które w czasie montażu osadza się w gniazdach wewnętrznych i zewnętrznych słupków kratownicy przestrzennej. Rozstaw podłużny wewnętrzny tulejek wynosi 6900 mm, a zewnętrzny 7900 mm. Rozstaw pionowy wynosi 270 mm.

Na górnej półce belki przyspawane są węzły (11szt.), złożone z płaskowników i trzpieni  $\varnothing 28$ , służące do oparcia płyt pomostu i krawężników. Do górnej półki, wzdłuż środnika, przyspawana jest również odbojnica wykonana z blachy o wymiarach 10x190x5990 mm, usztywniona pięciami żeberkami, a na końcach dwoma węzłówkami z blachy grubości 6 mm. W górnej części odbojnicy zostały przyspawane 7 tulejek o rozstawie 1000 mm, do mocowania płyt jezdni za pomocą śrub M10 z odpowiednimi podkładkami. Tulejki są wewnątrz nagwintowane. Środnik w miejscach węzłów wzmocniono dodatkowo pionowymi żeberkami z blachy grubości 10 mm. Do nakładek stalowych pasa górnego przyklejone są poduszki z gumy grubości 5 mm. Na końcach półki górnej są dwa otwory  $\varnothing 32$  mm do przekładania haków śrub krawężnikowych.

Przy pionowych żeberkach i środniku, w odległości 248 mm i 2450 mm od tulejek, przyspawane są po dwie poziome blachy z otworami  $\varnothing 24$  mm do zamocowania wiatrownic (razem 4 węzły), oraz w części środkowej 2 węzły o rozstawie w świetle 2076 mm. Otwory  $\varnothing 24$  w dolnej półce nie mają żadnego przeznaczenia, a wykonane zostały ze względów technologicznych w czasie nawiercania otworów w węzłach wiatrownic. Belka względem osi podłużnej i poprzecznej nie zachowuje symetrii. Masa belki- 583 kg. Materiał – stal 18G2A.

### 3.3.1.2. Nawierzchnia jezdni

Koncepcja proponowanych rozwiązań nawierzchni jest zawarta w pracy [7] i przedstawione zostaną 3 warianty rozwiązań.

#### Wariant 1 - Nawierzchnia lekka

Nawierzchnia tego typu jest przeznaczona do mostów tymczasowych, wykorzystywanych jako objazdowe na czas remontu lub podczas likwidacji skutków klęsk żywiołowych. Czas eksploatacji nawierzchni wykonanej w tym wariantcie przewiduje się na 6-8 miesięcy. Należy unikać, chociaż jest to możliwe, eksploatacji tego wariantu nawierzchni w warunkach zimowych. Wiąże się to z agresywnym działaniem środków odładzających na stalowe płyty pomostu i przyspieszoną degradacją konstrukcji mostu.

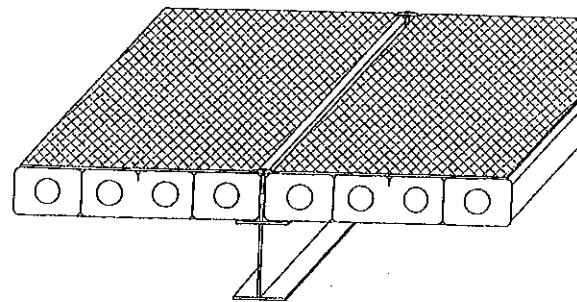
Nawierzchnia w tym wariantcie w zasadzie nie różni się od nawierzchni klasycznej przewidzianej dla mostu DMS 65, poza zmianą wymiarów jezdni wynikającej ze zmian konstrukcyjnych belki nośnej. Schemat ułożenia płyt przedstawiono na rysunkach 3.28 i 3.29.

Standardowe płyty po ocenie kwalifikacyjnej w łatwy sposób osadza się na trzpieniach zabezpieczających. Jako zabezpieczenie przed klawiszowaniem przewidziano dodatkowe kotwienie płyt śrubami M 12 z podkładką (rys.3.30).

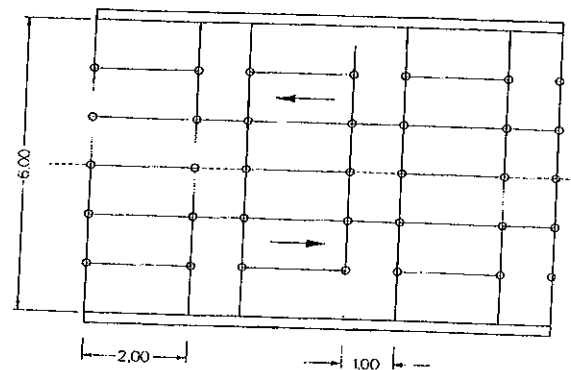
W belce nośnej zaprojektowano specjalne, gumowe tłumiki drgań i nagwintowane tulejki dla śrub kotwiących. Zabezpiecza to nawierzchnię przed nadmiernym klawiszowaniem i zmniejsza hałas. Układ płyt i kotwień na 6 m nawierzchni przedstawiono na rysunku 3.29.

Pewną niedogodnością eksploatacyjną będzie przejazd opony po wystającej 3 mm główce śruby kotwiącej.

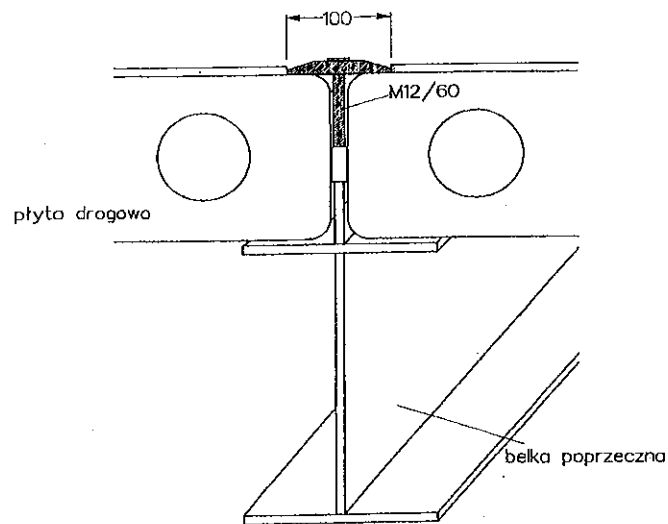
W narożnikach płyt pomostowych w czasie ich układania należy sfrezować oporniki nawierzchni (pręty stalowe 10x10 mm) na długości 40 mm, aby podkładka śruby kotwiącej przytrzymywała blachę płyty. Układ ten przedstawia rys.3.31.



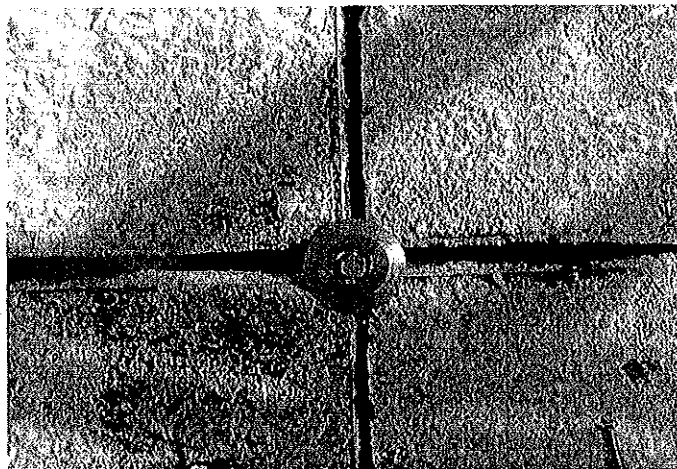
Rys. 3.28. Kotwienie dwóch sąsiednich płyt



Rys. 3.29. Układ płyt i kotwień nawierzchni



Rys. 3.30. Osadzenie śruby kotwiącej i podkładki w nawierzchni



Rys. 3.31. Widok kotwienia na moście DMS 65

W nawierzchni tego typu nie przewidziano wykonywania dodatkowego odwodnienia, gdyż woda przecieka przez szczeliny między płytami. Ponieważ nawierzchnia w tym układzie nie jest przewidziana do długotrwałej eksploatacji, rozwiązanie to uznano za wystarczające.

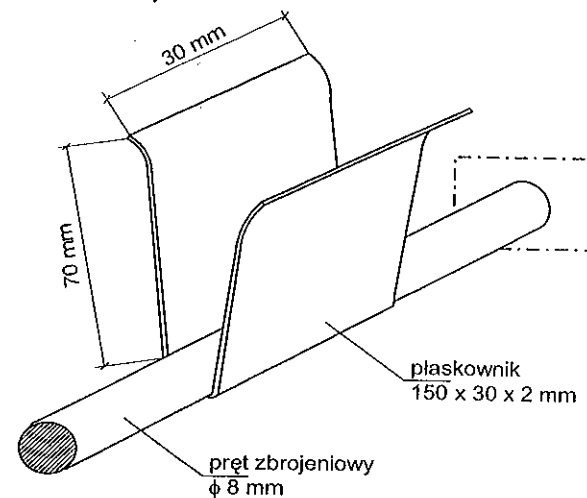
## Wariant 2 - Nawierzchnia lekka-uszczelniona

Nawierzchnia tego typu przeznaczona jest do eksploatacji na mostach tymczasowych w warunkach zimowych, lub na mostach wykorzystywanych jako stałe na drogach niskich klas technicznych i małym natężeniu ruchu, gdzie możliwości inwestora (powiatu, gminy) nie pozwalają na wykonanie nawierzchni stałej.

Konstrukcja nawierzchni tego typu nie różni się od konstrukcji przedstawionej w poprzednim wariantcie. Zmiany dotyczą uszczelnienia szczelin między płytami i wykonania odwodnienia. Umożliwia to na zmniejszenie wrażliwości płyt pomostowych na środki odladzające.

Uszczelnienie nawierzchni polega na wciśnięciu kordu uszczelniającego w szczelinę między płytami i zalaniu przestrzeni powyżej masą zalewową (np. Biguma 49). Zalewanie szczelin należy wykonać do poziomu prętów stanowiących oporniki nawierzchni, starając się zachować menisk wklęsły.

W szczelinach poprzecznych kord będzie oparty na grzbiecieniu belki nośnej. W szczelinach podłużnych należy wykonać oporniki dla kordu. Opornik dla kordu przedstawiono na rysunku.

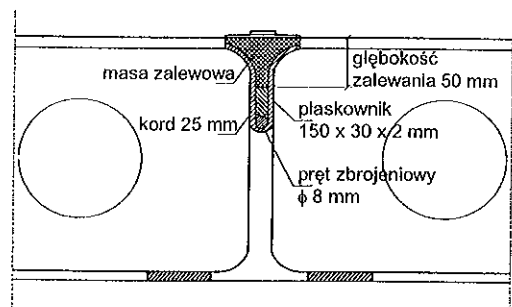


Rys. 3.32. Opornik dla kordu w szczelinach podłużnych

Opornik zabezpiecza przed wciśnięciem masy zalewowej między płyty, szczególnie w okresie letnim. Opornik składa się z pręta zbrojeniowego  $\varnothing 8$  mm i uchwyty mocujących opierających się na płytach sąsiadujących. Całkowita długość opornika dla kordu wynosi 1900 mm. Liczba oporników zależy od długości mostu. Oporniki są wykonywane bezpośrednio na placu budowy. Uchwyty mocujące wykonane są z płaskownika stalowego 150x30x2 mm odpowiednio wyprofilowanego do szerokości szczeliny. Płaskowniki są rozstawione co 0,30 m. Szczelinę uszczelnioną masą zalewową przedstawia rys. 3.33.



Jedynym ograniczeniem wykonawczym jest stan pogody. Nie należy wykonywać uszczelnienia nawierzchni, gdy jest ona mokra lub gdy temperatura powietrza jest niższa niż  $+5^{\circ}\text{C}$ . Ograniczenia te wynikają z właściwości i technologii wbudowania masy zalewowej.



Rys. 3.33. Szczelina uszczelniona masą zalewową

Odwodnienie nawierzchni uszczelnionej polega na wykonaniu odpowiednich spadków poprzecznych i podłużnych oraz odprowadzeniu wody poza konstrukcję mostu.

Odwodnienie poprzeczne uzyskuje się przez podniesienie płyt w osi mostu dzięki ułożeniu dodatkowych podkładek stalowych pod podkładki gumowe tak, aby wysokość podniesienia płyty wynosiła 18 mm. Pozwoli to na wykonanie nawierzchni dwuspadkowej o nachyleniu 0,6 %.

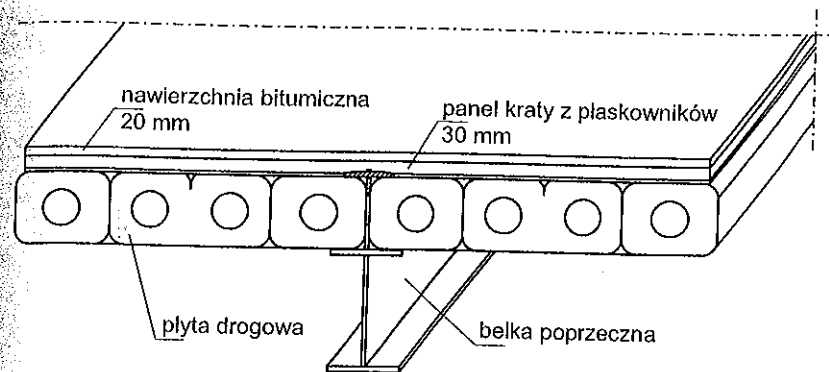
Odwodnienie podłużne odbywa się wzdłuż krawężników i jest zależne od warunków lokalizacyjnych mostu. Otwory ściekowe w krawężniku i odprowadzenie wody poza konstrukcję mostu będzie takie samo jak w wariantcie 3. Dodatkowe obciążenie wynikające z uszczelnienia płyt wynosi ok.  $0,10-0,12 \text{ kN/m}^2$ . Biorąc pod uwagę zapas wytrzymałości konstrukcji mostu, obciążenie to można pominąć.

### Wariant 3 - Nawierzchnia trwała

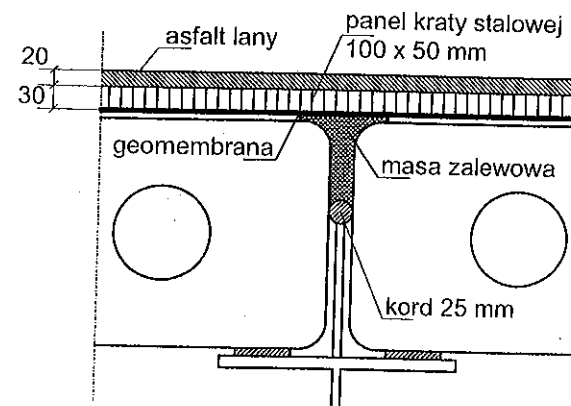
Nawierzchnia tego typu przedstawiona na rysunku 3.34 przeznaczona jest dla mostów przewidzianych do długotrwałej eksploatacji.

Podstawowym problemem konstrukcyjnym było zachowanie cech nawierzchni stałej, przy jej ciężarze sprowadzonym do minimum.

Szczeliny między płytami uszczelniono kordem i masą zalewową, tak jak w wariantcie poprzednim. Na płytach ułożono geomembranę jako dodatkową warstwę uszczelniającą. Zadaniem geomembrany jest ochrona płyt pomostowych przed czynnikami wpływającymi na zmniejszenie trwałości eksploatacyjnej oraz stworzenie „warstwy poślizgowej” umożliwiającej powolne, minimalne ruchy warstwy bitumicznej względem płyt, przy pełnym zachowaniu wzajemnego przylegania (rys. 3.35).



Rys. 3.34. Przekrój poprzeczny przez nawierzchnię typu stałego



Rys. 3.35. Przekrój konstrukcyjny nawierzchni typu stałego

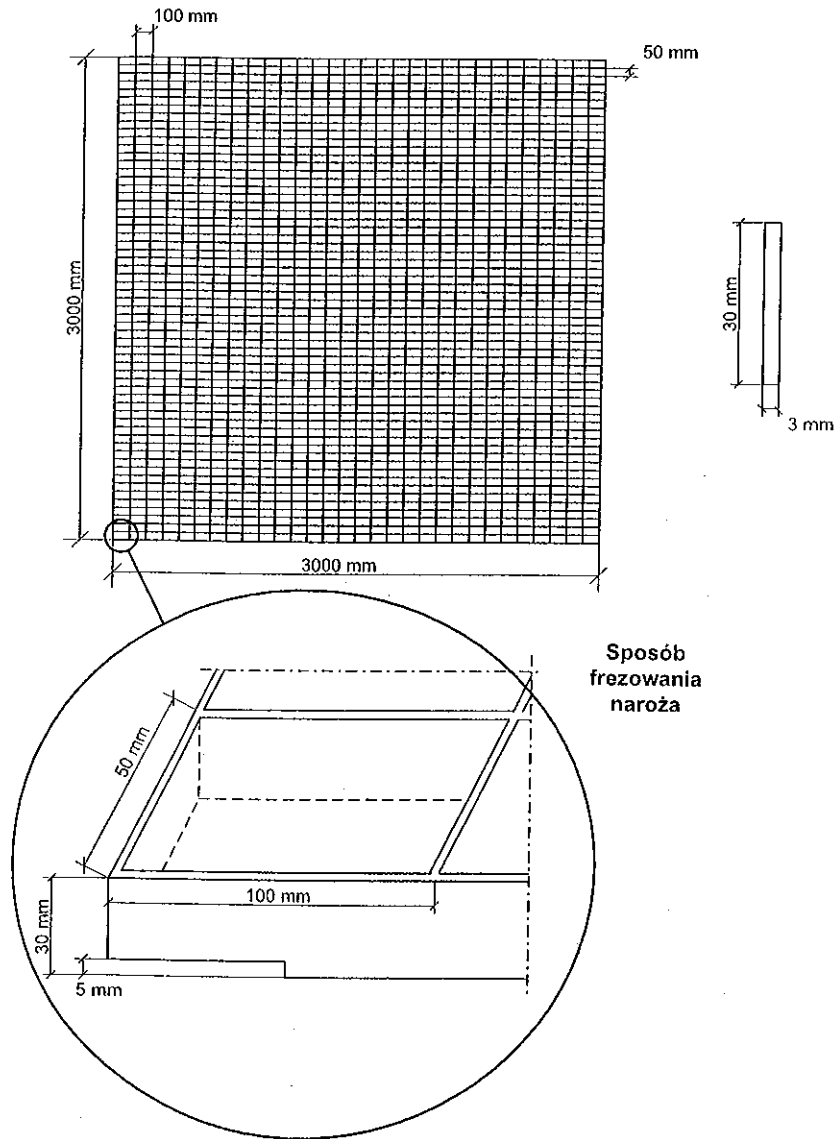
Do wzmocnienia nośności nawierzchni, równomiernego rozłożenia obciążeń, szczególnie w koleinach, zastosowano ruszty stalowe (rys. 3.36).

Pojedynczy panel ruszty ma wymiar  $3 \times 3 \text{ m}$  i jest wykonany z płaskowników stalowych  $30 \times 3 \text{ mm}$ . Oczko kraty ma wymiary  $100 \times 50 \text{ mm}$ . W narożnikach panel jest sfrezowany celem lepszej współpracy (mocowania) z podkładką śruby kotwionej. Ciężar panela wynosi 195 kg, co daje obciążenie  $0,213 \text{ kN/m}^2$  mostu.

Panele układane są na nawierzchni wzdłuż osi. Nie są łączone między sobą. Do podłoża są kotwione przy pomocy śrub kotwiących lub spawane punktowo do płyt pomostowych.

Oprócz lepszego rozłożenia obciążenia, ruszt stanowi również element zabezpieczający przed zerwaniem dywanika bitumicznego w czasie intensywnego

hamowania. Ruszt jest całkowicie zalany i przykryty nawierzchnią bitumiczną na wysokość 20 mm.

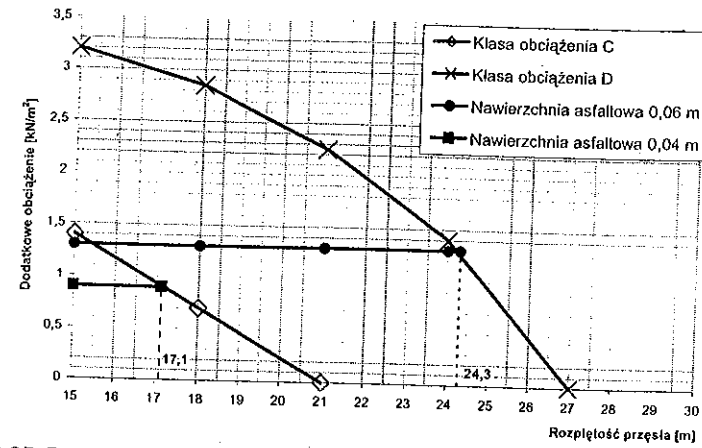


Rys. 3.36. Pojedynczy panel rusztu stalowego

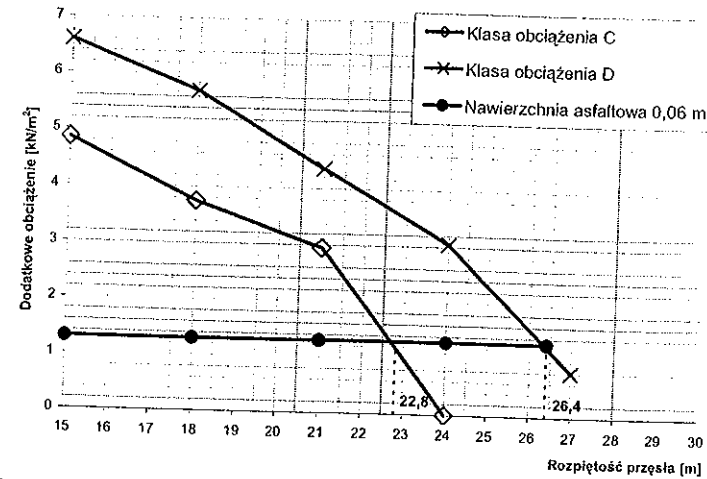
### Możliwości wykorzystania nawierzchni ciężkiej

W celu oceny możliwości wykorzystania nawierzchni ciężkiej przeprowadzono analizę wymaganej nośności mostu w zależności od rozpiętości przęseł i sposobu podparcia.

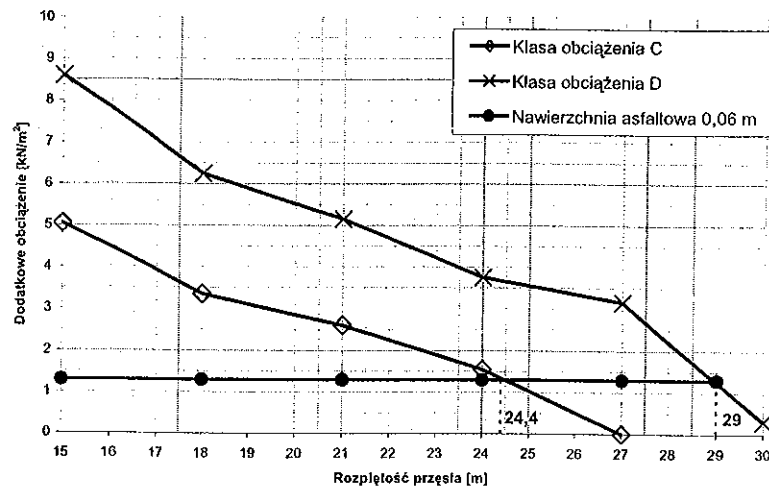
Na rysunkach 3.37, 3.38 i 3.39 przedstawiono wykresy do doboru ciężaru nawierzchni w zależności od rozpiętości przęsła i sposobu podparcia.



Rys 3.37. Dopuszczalny ciężar nawierzchni dla przęseł przy klasycznym podparciu, konstrukcja w układzie podstawowym



Rys. 3.38. Dopuszczalny ciężar nawierzchni dla przęseł przy podparciu na 4 rolkach, konstrukcja w układzie podstawowym



Rys.3.39. Dopuszczalny ciężar nawierzchni dla przęseł przy podparciu na 4 rolkach, konstrukcja w układzie z nakładką

Ze względu na możliwości budowy nawierzchni bitumicznej i konieczność odwodnienia (wysokość krawężnika i otworów odwodnieniowych) za najbardziej stosowną uznano nawierzchnię przedstawioną jako wariant 3.

Ciężar takiej nawierzchni wynosi  $1,3 \text{ kN/m}^2$ . Dla tak zaprojektowanej nawierzchni można zbudować przęsła, których maksymalne długości podano w tablicy 3.3.

Tablica 3.3

Konstrukcja nośna mostu	Maksymalna rozpiętość przęsła dla klasy obciążenia „C” [m]	Maksymalna rozpiętość przęsła dla klasy obciążenia „D” [m]
Układ podstawowy, podparcie klasyczne	15	24,3
Układ podstawowy, podparcie na 4 rolkach	22,8	26,4
Układ z nakładką, podparcie na 4 rolkach	24,4	29

W konkretnym zastosowaniu, znając rozpiętości przęseł, na podstawie wykresów można regulować ciężar nawierzchni i tak dobierać jej parametry eksploatacyjne, aby jej trwałość była możliwie największa.

## Dylatacja nawierzchni

Przewidując pracę konstrukcji mostu w zakresie temperatur  $-25^\circ\text{C}$  do  $+55^\circ\text{C}$  należy umożliwić ruchy termiczne konstrukcji, a jednocześnie zapewnić ciągłość nawierzchni.

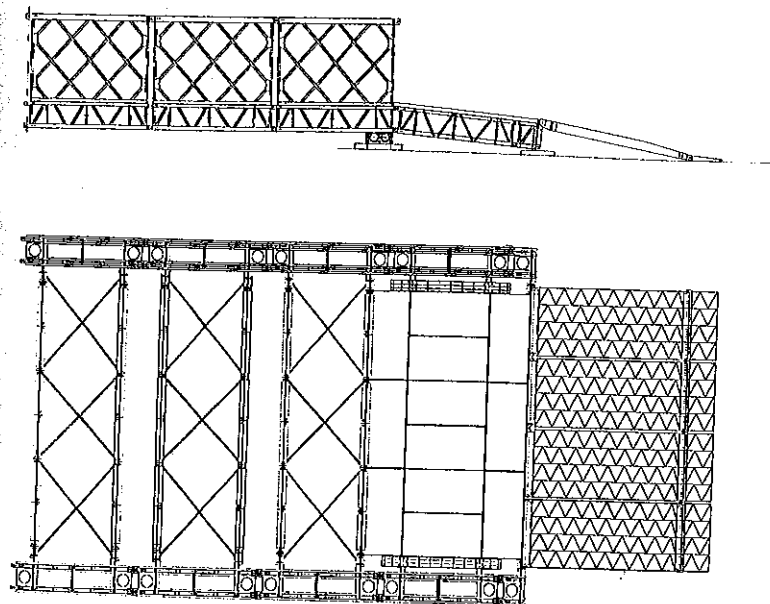
Jeżeli warunki lokalne pozwolą na wykorzystanie belek najazdowych, konstrukcja będzie ulegała dylatacji przez przesuwanie się belek najazdowych po nawierzchni drogi.

W innym przypadku należy rozważyć wykonanie dylatacji przez proste przykrycie blachą stalową, płaską, walcowo zginaną o grubości 3 mm. Blacha powinna być przyspawana do ostatniej belki nośnej i wtopiona w profil nawierzchni mostu. Powinna mieć możliwość przesuwania po odpowiednio wyprofilowanym przyczółku.

### 3.3.1.3. Połączenie mostu z terenem

Schematyczne połączenie zmodernizowanego mostu z istniejącym terenem przedstawiono na rys. 3.41 i składa się on z następujących elementów:

- stopa podporowa,
- kratownice zjazdowe,
- belki poprzeczne wjazdowe,
- zespół wjazdowy.



Rys.3.41. Koncepcja połączenia mostu z terenem

Stopa podporowa - przeznaczona jest do oparcia dźwigarów głównych przęseł wjazdowych mostu (wiaduktu) oraz przekazania reakcji od ciężaru własnego i użytkowego na podłoże. Stopa podporowa jest to rodzaj uźebrowanej i zamkniętej ze wszystkich stron płyty o wymiarach w planie 2000x800 mm i wysokości 106 mm. Wysokość stopy łącznie ze złączem wynosi 244 mm. Uźebrowanie stanowią ceowniki NP100 oraz blachy grubości 7 mm. Od dołu stopa pokryta jest poszyciem z blachy grubości 4 mm. Poszycie górne wykonane jest z blachy grubości 2 mm. Pomiedzy dwa środkowe ceowniki NP100 przyspawane są dwa skrócone złącza podwójne z otworami  $\varnothing 51$ , poprzez które stopa łączona jest za pomocą sworzni z dźwigarem mostu (wiaduktu). Osiowy rozstaw złącz wynosi 500 mm. Masa stopy podporowej 230 kg. Materiał - stal 18G2A (z wyjątkiem poszycia górnego wykonanego ze stali St 3SX).

Kratownice zjazdowe przeznaczone są do wydłużenia dźwigarów przęseł zjazdowych, co umożliwia przyłączenie belki poprzecznej wjazdu oraz oparcie dźwigara zjazdowego na stopie podporowej. Kratownicę zjazdową lewą łączy się z przestrzennym elementem dźwigara (tzw. kratownicą przestrzenną) od strony złącza czteroczętowego trójczłonowego. Kratownica zjazdowa lewa jest przestrzennym elementem dwuściennym, złożonym z czterech pasów, czterech słupów, dwóch krzyżulców, dwóch przepon poziomych i pionowego tężnika. Osiowy rozstaw ścian wynosi 500 mm, odległość pomiedzy osiami pasów w jednej ścianie wynosi 510 mm, a wysokość ściany 600 mm skratowania jak w kratownicy przestrzennej mostu DMS-65.

Belki poprzeczne wjazdowe przeznaczone są do oparcia skrajnych płyt pomostu na moście (wiadukcie) oraz zamocowania pomostu zespołu wjazdowego. Konstrukcja belki identyczna jak belki przejściowej.

Zespół wjazdowy przeznaczony jest do dogodnego przejścia z jezdnii mostu (wiaduktu) na grunt i odwrotnie. Zespół wjazdowy składa się z dwóch zasadniczych części: pomostu wjazdowego oraz mostka wjazdowego, połączonych ze sobą przegubowym zaczepem.

Pomost wjazdowy jest to stalowa płyta uźebrowana podłużnie i poprzecznie o wymiarach w planie 3800x1547 mm i zmiennej wysokości w granicach od 136 do 214 mm. Uźebrowanie podłużne wykonane jest z blach grubości 3 mm i rozstawie 380 mm, a uźebrowanie poprzeczne z kątowników i blach grubości 3 mm i rozstawie 500 mm. Pokład pomostu wykonany jest z blachy grubości 3 mm, wzmocnionej na wierzchu zygzakowatą bieżnią ochronną z drutu stalowego  $\varnothing 6$  mm. W wyższym końcu pomostu wjazdowego znajduje się zespół zaczepu I ze sworzniami  $\varnothing 50$  do zaczepienia na belce poprzecznej wjazdu. W niższym końcu pomostu znajduje się zespół zaczepu II z otworami  $\varnothing 30$  na sworzeń do przegubowego połączenia z mostkiem wjazdowym.

Mostek wjazdowy jest to stalowa płyta uźebrowana podłużnie i poprzecznie o wymiarach w planie 796x1547 mm i zmiennej wysokości w granicach od 60 do 110 mm. Uźebrowanie podłużne wykonane jest z blach grubości 3 mm i rozstawie 380 mm, a uźebrowanie poprzeczne z rur  $\varnothing 101,6 \times 6,3$  i blachy grubości 3 mm. Pokład mostka jest analogiczny do pokładu pomostu wjazdowego. W wyższym końcu mostka wjazdowego znajduje się zespół zaczepu II do

połączenia dwoma sworzniami  $\varnothing 30$  z pomostem wjazdowym. Masa zespołu wjazdowego wynosi 651 kg. Materiał - stal 18G2A, rury R-35, sworznie 35 SG.

### 3.3.2. Podpory składane SPS-69B

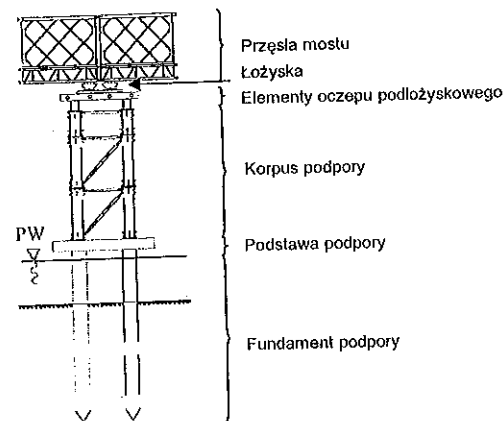
Materiałem konstrukcyjnym elementów składowych podpory składanej jest stal rurowa R35 i stal konstrukcyjna 18G2A. Konstrukcję podpory SPS-69B tworzą połączone ze sobą poszczególne elementy liniowe, których układ w zasadniczej części, tworzy ramę przestrzenną. Podpora SPS-69B oparta na części fundamentowej składa się z trzech zasadniczych zespołów elementów (rys. 3.42):

- podstawa podpory - umożliwiająca połączenie konstrukcji wierzchniej z fundamentem lub bezpośrednie posadowienie podpory na podłożu gruntowym. Elementy stanowiące podstawę podpory są najczęściej dostosowane do fundamentowania na podłożu płaskim lub na palach,
- korpus podpory - tworzony jest przez elementy nośne, których układ zwykle bywa zmienny, dostosowywany każdorazowo do wymaganego schematu statycznego konstrukcji,
- elementy oczepu podłożyskowego - w podporze składanej SPS-69B w różnych układach konstrukcyjnych tej podpory stanowią zwykle rozwiązania niewiele różniące się między sobą.

Bardzo istotną cechą konstrukcji podpory SPS-69B jest łatwość adaptowania jej do istniejących warunków miejscowych, zwłaszcza do warunków gruntowych występujących w miejscu montażu podpory. W zależności od warunków gruntowo - wodnych, rzeźby terenu, wymaganej szybkości wykonania podpory i wreszcie w zależności od posiadanego sprzętu montażowego. Posadowienie podpory może być wykonane :

- na drewnianym ruszcie pałowym,
- na stalowym ruszcie pałowym,
- na żelbetowym ruszcie pałowym,
- na płytach stalowych, żelbetowych i podkładach układanych bezpośrednio na gruncie,
- na podporach pływających ,
- na stalowych stopach fundamentowych.

Konstrukcje podpór składanych SPS-69B zostały opracowane z myślą o wykorzystaniu ich w połączeniu z drogowym mostem składanym DMS-65 [4]. W założeniach, tymczasowy charakter przejścia mostowego wymuszał konieczność wyposażenia zestawu mostu w podpory, których czas montażu byłby porównywalny z czasem montażu konstrukcji przęsłowej. Zagadnienie podpór składanych stanowi jeden z głównych kierunków rozwoju konstrukcji składanych, a prace nad nimi zmierzają do skrócenia czasu montażu i zmniejszenia pracochłonności wykonywanych czynności.

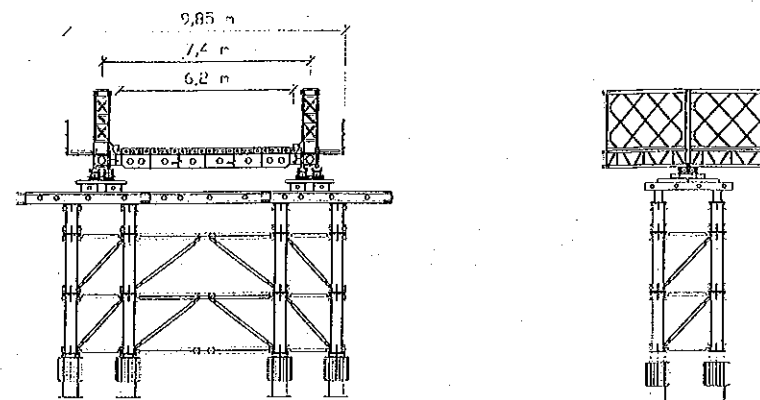


Rys. 3.42. Ogólny schemat układu konstrukcyjnego podpory składanej SPS-69B

Uniwersalność i stosunkowo duża nowoczesność podpory SPS-69B, przejawiająca się między innymi w łatwości montażu różnych układów konstrukcyjnych z tych samych elementów, pozwala na montaż przęseł mostu DMS-65 we wszystkich układach statycznych przez zastosowanie odpowiedniego zestawu łożysk podporowych. W zależności od zastosowanego sposobu posadowienia, podpora składana może być umiejscawiana:

- w nurcie przeszkody wodnej,
- na terenach zalewowych,
- na terenach odkrytych.

Przez zastosowanie odpowiedniej ilości i wysokości segmentów słupów podporowych w bardzo prosty sposób można zmieniać szerokość podpory oraz jej wysokość nad terenem. Podstawowym modułem zmiany wysokości podpory jest jednometrowy segment słupa. W zakresie do jednego metra wysokość jest regulowana za pomocą głowicy słupa, pozwalającej na zmianę wysokości podpory o 0,345 m. Badania konstrukcji podpory SPS-69B, zmierzające do określenia zakresu uzyskiwanych wysokości, doprowadziły do opracowania podpory składanej mogącej utrzymywać przęsła mostu DMS-65 na wysokości do 25 metrów nad terenem. Zmiana szerokości podpory SPS-69B z układu czterosłupowego do sześciosłupowego pozwala na montowanie przęseł mostu DMS-65 nie tylko w układzie podstawowym, ale także w układzie trzydziwiarowym z dwoma jezdniami. Zmodernizowano podporę do poszerzonej jezdni mostu przedstawiono na rys. 3.43. Poszerzenie do rozstawu 7400 mm uzyskano wprowadzając dodatkowy element belki oczepowej.



Rys. 3.43. Podpora zmodernizowana do poszerzonej jezdni mostu

Podpory składane SPS-69B z dużym powodzeniem mogą być wykorzystywane jako konstrukcje pomocnicze przy odbudowie i wzmacnianiu mostów stałych. Zastosowanie tych konstrukcji pozwala, w jednakowym stopniu, na zastąpienie uszkodzonych stałych podpór mostowych oraz na wzmocnienie samego przęsła przez zwiększenie liczby podpór pośrednich.

### 3.3.3. Adaptacja kraty L – 36

Obecnie na składowiskach znajduje się znaczna liczba krat dźwigarów składanych konstrukcji mostów kolejowych typu L – 36. Wynika to z minionej doktryny obronnej kraju, w której manewr wojsk i zaopatrzenia miał być zabezpieczony w znacznej mierze przy wykorzystaniu transportu kolejowego. W obecnej sytuacji zapotrzebowanie na tego typu konstrukcje zmalało z uwagi na stale zmniejszający się udział transportu kolejowego w przewozach na potrzeby wojska. Niczym nie osłonięte elementy na składowiskach niszczą pod wpływem warunków atmosferycznych tracąc swoje walory użytkowe. Z tego powodu te konstrukcje są w znacznym stopniu zdekompletowane. Stan ten utrudnia zmontowanie z nich projektowanych mostów kolejowych. Jeżeli przez najbliższe lata elementy konstrukcji nie zostaną zagospodarowane nadawać się będą tylko na złomowanie. Dlatego bardzo istotne jest szybkie zagospodarowanie, jeżeli nie całości, to przynajmniej niektórych ich elementów.

W związku z powyższym zaprojektowano kilka rozwiązań konstrukcyjnych przęseł z krat L – 36, które w zależności od zaistniałej sytuacji mogłyby być wykorzystane w sposób doraźny. Dla poszczególnych wariantów zaprojektowano nowe pomosty.

Ze względu na zniszczenia w obiektach mostowych wywołanych falami powodziowymi zwiększyło się zapotrzebowanie na budowę wielu konstrukcji mostowych małych i średnich rozpiętości. Wykorzystanie gotowych krat przęsła typu L-36 jako dźwigarów przyspieszyłoby czas przygotowania konstrukcji do

eksploatacji, a ich znaczna liczba zapewniłaby możliwość wybudowania dużej liczby obiektów. Rozwiązałyby to w znacznym stopniu problem przywrócenia sprawnej komunikacji na terenach popowodziowych, a jednocześnie mogłyby stanowić alternatywę dla mostów niskowodnych o konstrukcji tymczasowej, które uległy zniszczeniu lub których czas eksploatacji dobiega końca.

Przęsło mostu L - 36 jest kratownicowe, dwudźwigarowe o pasach równoległych z jezdnią górą [1, 20]. Dźwigary główne są kratownicami o kracie wielokrotnie statycznie niewyznaczalnej. Każdy dźwigar składa się z sześciu płaskich bloków oznaczonych symbolami S1 S2 i S3 (rys. 3.44). Do zmontowania dwóch dźwigarów maksymalnej rozpiętości 36 m potrzebne są cztery bloki S1 cztery bloki S2 i cztery bloki S3 (rys.3.44). Przy zmniejszeniu rozpiętości do 30 m eliminujemy dwa bloki S3, a przy dalszym skróceniu przęsła do rozpiętości 24 m nie występują bloki S3. Ustawienie poszczególnych bloków w dźwigarach nie może być dowolne gdyż ze względu na ograniczenie całkowitego ciężaru dźwigarów w poszczególnych blokach zastosowano odpowiednie przekroje prętów w określonym miejscu dźwigara. Bloki S1 występują na początku i na końcu dźwigara. Charakteryzują się one tym, że mają słupki podporowe w formie szerokiej blachy, czego nie ma w pozostałych elementach S2 i S3.

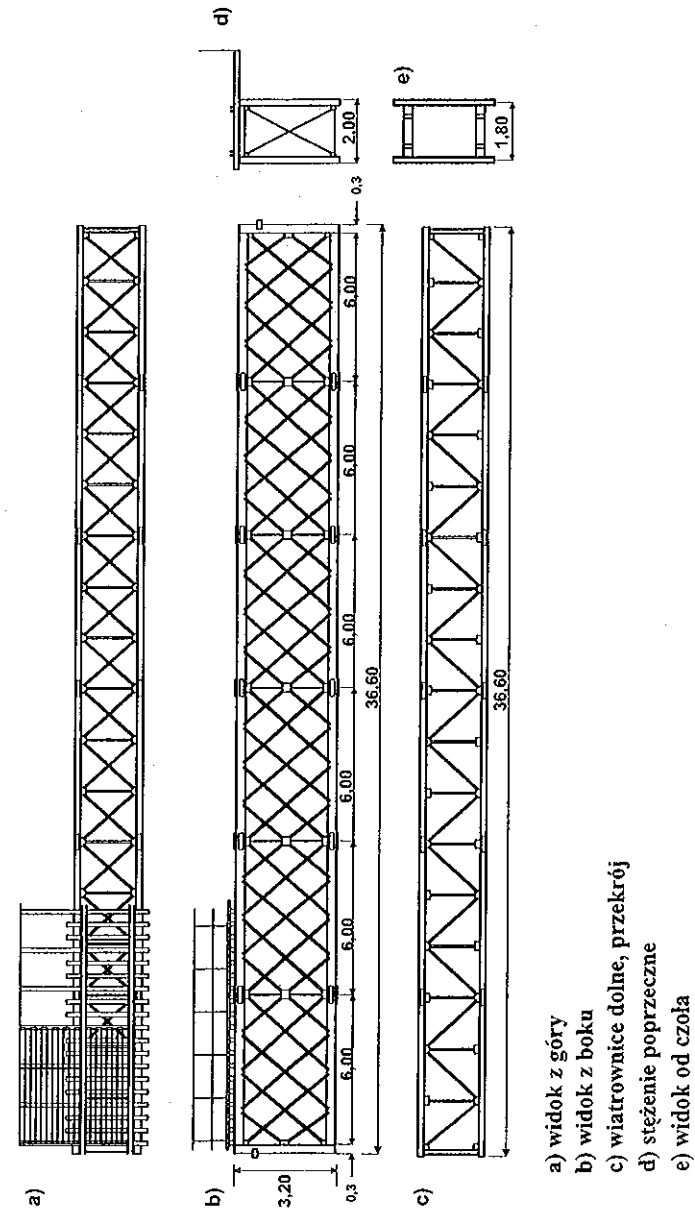
W dalszej kolejności w stosunku do osi dźwigara występują bloki S2 i S3. Wygląd zewnętrzny bloków S2 i S3 jest analogiczny, jednak przekroje poszczególnych prętów są różne: w blokach S2 zastosowano cieńsze przekroje blach poziomych pasów, a grubsze przekroje krzyżulców, natomiast w blokach S3 zastosowano grubsze przekroje poziomych pasów, a cieńsze przekroje krzyżulców.

Wszystkie bloki można ustawiać w lewym lub prawym dźwigarze. Elementy S2 muszą być zawsze ustawione w płaszczyźnie z blokiem podporowym S1 tą stroną, gdzie grubość blach poziomych pasów górnych bloków S2 wynosi 20 mm. W związku z tym zarówno bloki S1 jak S2 można zamieniać dowolnie tylko w stosunku do osi dźwigara. Pełną wymienną możliwość obrotu uzyskuje się w blokach S3, które w tym zakresie nie mają żadnych ograniczeń i można je obracać wokół osi pionowej o 180°. Obrót poszczególnych elementów wokół osi poziomej jest niedozwolony, gdyż pas górny dźwigarów jest inny niż pas dolny. Całkowity ciężar przęsła o maksymalnej rozpiętości 36 m wraz z poręczami i łożyskami wynosi 48,35 Mg co stanowi 1,34 Mg/m. Przy zmontowaniu przęsła mniejszej rozpiętości wskaźnik ten przedstawia się następująco:

L = 30 m ciężar 40,58 Mg, co odpowiada 1,34 Mg/m,

L = 24 m ciężar 32,83 Mg, co odpowiada 1,36 Mg/m.

Stosowanie rozpiętości przęsła poniżej 24 m jest nieekonomiczne ze względu na brak możliwości wykorzystania pozostałych elementów do montażu samodzielnego przęsła oraz dość dużą wysokość konstrukcyjną przęsła [3]. Do skompletowania przęsła potrzeba 20 różnych i powtarzalnych elementów składowych, z których najcięższe elementy, mianowicie kraty, ważą 2890 ÷ 2951 kg. Pozostałe elementy: nakładki połączeniowe, stężenia poprzeczne, wiatrownice,



- a) widok z góry
- b) widok z boku
- c) wiatrownice dolne, przekrój
- d) stężenie poprzeczne
- e) widok od czola

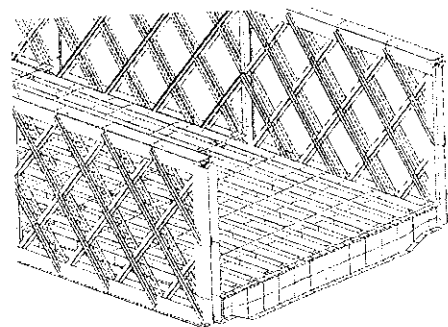
Rys. 3.44. Przęsło mostu kolejowego L - 36

blachy węzłowe wiatrownic i stężeń poprzecznych oraz rygle podnośnikowe i wsporniki do opierania przęseł przejściowych ważą 7 =151 kg. Do łączenia poszczególnych elementów służą dwa rodzaje śrub pasowych ze specjalną nakrętką kielichową i podkładką sprężystą, zabezpieczającą przed odkręcaniem się.

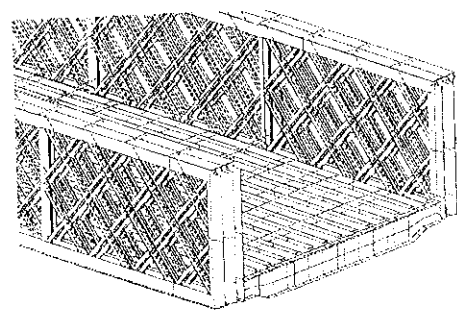
Do kompletu przęsa należy 5 elementów poręczy. Poręcze ustawia się na przęśle jednostronnie i mocuje do wydłużonych mostownic. Do łączenia elementów poręczy stosuje się normalne śruby handlowe  $\phi$  16 mm.

Zastosowanie krat przęsa typu L-36 jako dźwigarów niesie ze sobą ograniczenia co do schematu statycznego. Przęsa kolejowe zostały zaprojektowane jako swobodnie podparte i do tego założenia dostosowany został sposób łączenia poszczególnych elementów oraz charakterystyki przekrojów. Dlatego też ograniczono się do jednego możliwego schematu statycznego, jaki jest możliwy do realizacji tego typu konstrukcji. Analizie poddano układ dźwigarów z pojedynczą (rys. 3.45) i podwójną (rys. 3.46) kratą do jazdy dołem oraz układ czterech rzędów krat (dwa toki mostu kolejowego) ze współpracującą płytą pomostu pod układ z jazdą górą (rys. 3.47).

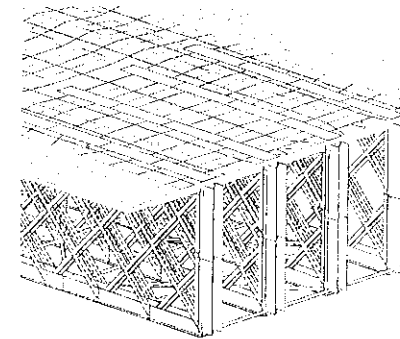
Pomost jezdnii z jazdą dołem będzie zaprojektowany jako płyta stalowa na ruszcie. Taki schemat zapewni mniejszą wysokość konstrukcyjną oraz mniejszy ciężar całej konstrukcji w porównaniu z płytą żelbetową [1, 19].



Rys. 3.45. Widok ogólny mostu w układzie z jazdą dołem o dźwigarach pojedynczych



Rys. 3.46. Widok ogólny mostu w układzie z jazdą dołem o dźwigarach podwójnych



Rys. 3.47. Most z krat L-36 w układzie z jazdą górą

W klasycznym podziale pomost składa się z dwóch elementów konstrukcyjnych:

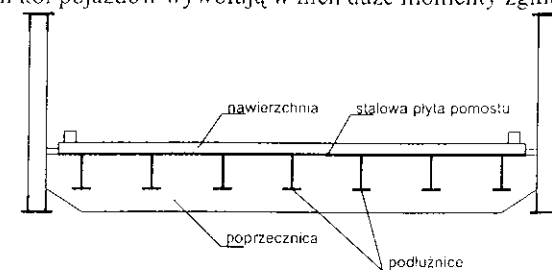
- płyty pomostowej,
- belek pomostu (ruszt) - podłużnic i poprzecznic.

Z punktu widzenia pracy statycznej belki pomostu mogą albo jedynie przekazywać obciążenia z płyty pomostowej na dźwigary główne, albo jeszcze dodatkowo współpracować z tymi dźwigarami, tworząc złożony - pracujący przestrzennie układ statyczny.

W niektórych rozwiązaniach pomost może mieć tylko jeden z wymienionych na początku elementów. Płyta pomostowa może występować bez belek pomostu i odwrotnie - belki pomostu bez płyty.

Jak wiadomo, ciężar własny płyt pomostowych wywołuje znaczne naprężenia w elementach samej konstrukcji pomostu, a przede wszystkim w dźwigarach głównych. Jest to szczególnie odczuwalne w mostach o większych rozpiętościach. Dobre efekty w zmniejszaniu ciężaru własnego i w konsekwencji oszczędności stali uzyskuje się stosując płyty pomostowe z uźebrowanych blach płaskich. Taki pomost zastosowano w mostach o układzie z jazdą dołem (rys. 3.48) [4].

Pomimo niedużych rozpiętości podłużnych i poprzecznych blachy pomostowe muszą jednak mieć grubość 12 mm i więcej, ponieważ oddziaływania poszczególnych kół pojazdów wywołują w nich duże momenty zginające [2].



Rys. 3.48. Pomost mostu w układzie z jazdą dołem

Odstęp pomiędzy podłużnicami wynosi 0,5 m. Obciążenia działające na jedną poprzecznice pochodzą od obciążenia ciężarem własnym, obciążenia ciężarem jezdni oraz obciążenia użytkowego. Belka poprzeczna z kratami dźwigarów będzie przyłączona za pomocą dodatkowej blachy węzłowej. Przyjęto wstępnie wysokość belki poprzecznej w strefie połączenia 0,5 m.

Do analizy komputerowej przyjęto dwa modele przęsła mostu, pierwszy z nich o rozpiętości 36 m o dźwigarach z pojedynczych krat (por. rys. 3.45), drugi o rozpiętości 60 m o dźwigarach podwójnych (por. rys. 3.46).

Zastosowanie konstrukcji składanej przęsła kolejowego typu L - 36 ogranicza się do przedstawionych w albumie rozwiązań, które w zależności od zaistniałej sytuacji mogą być wykorzystane w sposób doraźny. Wykorzystanie gotowych składników przęsła mostów kolejowych typu L - 36 jako elementów dźwigara mostu drogowego umożliwia przyspieszenie przygotowania konstrukcji w sytuacjach klęsk żywiołowych i innych kataklizmów. Wzrasta wówczas zapotrzebowanie na konstrukcje mostów tymczasowych, szczególnie w zakresie małych i średnich rozpiętości przęsła.

W omówionych rozwiązaniach występują jednak pewne ograniczenia związane z charakterystyką przekrojów zastosowanego dźwigara oraz sposobem łączenia jego elementów. Sprowadza się to do przyjęcia schematu statycznego przęsła jako belki swobodnie podpartej. W tej sytuacji zapewnione jest efektywne wykorzystanie współpracy płyty pomostu z układem konstrukcji dźwigarów. Zaproponowano warianty z pojedynczą i podwójną kratą jako konstrukcję dźwigara do jazdy dołem (por. rys. 3.45, 3.46) z płytą ortotropową jezdni oraz układ przestrzenny dźwigara z żelbetową płytą współpracującą dla przęsła z jazdą górą (por. rys. 3.47). W przypadku przęsła z jazdą dołem pomost ze stalową płytą odciąża konstrukcję oraz zapewnia właściwą redystrybucję naprężeń i stateczność ogólną przęsła od obciążeń użytkowych. Niewielka wysokość konstrukcyjna przęsła umożliwia w tym przypadku płynne połączenie mostu z dojazdami, ponieważ nie wymaga wysokich nasypów ani estakad. Proponowane warianty rozwiązań przęsła mostów drogowych z zastosowaniem konstrukcji L - 36 zostały obliczone na etapie projektu koncepcyjnego.

Układ konstrukcyjny przęsła z jazdą górą z żelbetową płytą współpracującą jest szczególnie efektywny przy znacznej rozpiętości przęsła. Charakteryzuje się jednak dużą wysokością konstrukcyjną dźwigara i wymaga zastosowania dojazdów do mostu na wysokich nasypach lub estakadach.

Zastosowanie płyty stalowej spowodowało zmniejszenie naprężeń w dźwigarach o 25 % w stosunku do konstrukcji z płytą żelbetową [3]. Jednocześnie zwiększeniu uległ stopień wykorzystania przekrojów w ruszcie pokładu, co wpłynęło na zmniejszenie ciężaru konstrukcji. Na wykonanie pomostu ze stalową płytą współpracującą, w moście o rozpiętości 36 m, należy zużyć:

- 23 ton stali na ruszt,
- 24 ton na płytę pomostu jezdni.

Wyniki te wskazują, że zastosowanie stali na pomoście jezdni zwiększa nośność bez potrzeby ingerowania w konstrukcję dźwigarów. Jednocześnie pomost stalowy jest mniej kłopotliwy w montażu a materiał charakteryzuje się

większą jednorodnością w stosunku do betonu. Zaproponowany wariant rusztu pomostu dla układów z jazdą dołem zasadniczo różni się tylko rozpiętością.

W projekcie koncepcyjnym przy jeździe górą oceniono możliwość wykorzystania kraty L-36 jako elementu konstrukcji zespolonej, tworzącej wraz z żelbetową płytą i łącznikami współpracujący układ statyczny. W wyniku przeprowadzonej analizy technicznej uzyskano rezultaty, które świadczą o możliwości wykonania przejścia mostowego o rozpiętości pojedynczego przęsła 48 m, spełniającego wymagania normowego obciążenia samochodowego. Możliwe jest wykonanie mostu w układzie z jazdą górą z przęsłami o rozpiętości 60 m. Wiąże się to jednak z koniecznością zwiększenia grubości półek pasów dolnych dźwigarów w elementach S2 i S3 przez przyspawanie płaskownika.

Zaproponowane koncepcje rozwiązań mają obliczeniowe uzasadnienie. Wielkości naprężeń rzeczywistych we wszystkich omawianych przypadkach mieszczą się w przedziałach wartości zapewniających dostateczne bezpieczeństwo eksploatacji mostu. Na podstawie analizy porównawczej scharakteryzowanych rozwiązań i jednoczesnego podporządkowania wspólnym różnorodnym wymaganiom eksploatacyjnym i architektonicznym trasy, można wybrać wariant do szczegółowego opracowania.

Od właściwej koncepcji rozwiązania całego przejścia mostowego zależy nie tylko koszt jego budowy i przyszłej eksploatacji, ale również sprawność, wygoda i bezpieczeństwo ruchu na wszystkich ciągach komunikacyjnych przebiegających w bezpośrednim sąsiedztwie tego przejścia.

### 3.3.4. Adaptacja kolejowo-drogowego mostu KD-66C

Wiele różnorodnych sytuacji i warunków spotykanych na sieci drogowej i kolejowej (szczególnie skrzyżowaniach i węzłach) stwarza potrzebę remontu (rekonstrukcji bądź modernizacji) istniejących obiektów inżynierskich i/lub szybkiej budowy objazdowych bądź dublujących mostów - wiaduktów, usytuowanych w ich pobliżu o odpowiednich parametrach nośności i szerokości jezdni, umożliwiających przywrócenie bądź zapewnienie ruchu na drodze. Taka potrzeba wynika z uwarunkowań oraz informacji dotyczących zaprojektowania i zrealizowania inwestycji na drodze krajowej nr 50 Sochaczew - Mszczonów zlokalizowanej w km 32 + 031 w m. Słabomierz (rys. 3.49).

Dwa wiadukty objazdowe zaprojektowano, wykonano, a następnie rozebrano bez wstrzymania ruchu kolejowego na Centralnej Magistrali Kolejowej (CMK), jako jednokierunkowe ustawione równoległe, każdy o dł. 54 m, szerokość jedni w każdym kierunku - 3,5 m, pod obciążenie 500 kN i przy dopuszczalnej prędkości pojazdów ciężarowych na wiaduktach do 50 km/h. Dodajmy, iż usytuowanie CMK, linii W.N., skarp wykopu kolejowego oraz często zmieniające się warunki klimatyczne stanowiły znaczne utrudnienie robót.

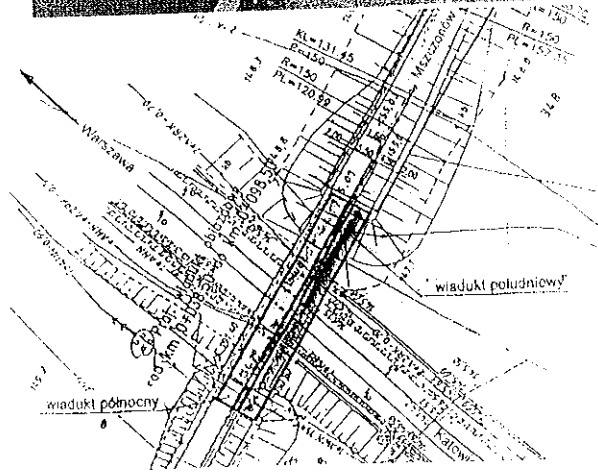
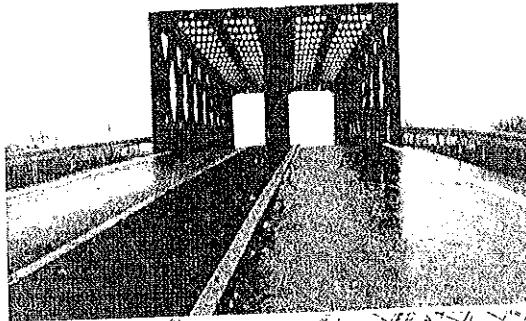
W wiaduktach przyjęto ustrój nośny jako belkę wolnopodpartą w spadku podłużnym 1,9% (układ P+2 dwupiętrowy) z konstrukcji KD-66C tj. dźwigar kratowy z jazdą dołem, montowany z elementów liniowych łączonych na śruby. Dźwigary



a) Widok wiaduku z boku



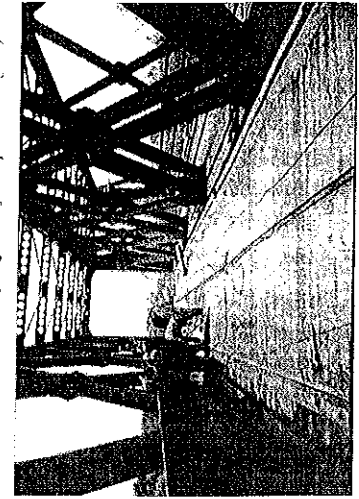
b) Widok wiaduku od czoła



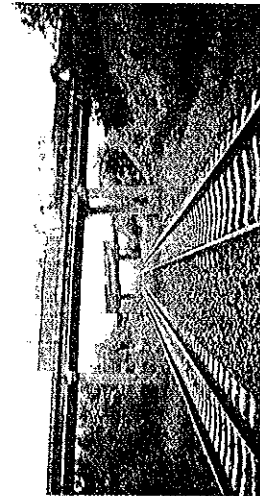
Rys. 3.49. Widok i lokalizacja wiaduktów objazdowych z konstrukcji typu KD-66-C nad torami CMK w m. Siabomierz k/ Mszczonowa



Rys. 3.51. Wiadukt objazdowy z konstrukcji KD-66-C (zmontowany i gotowy do przesunięcia)



Rys. 3.53. Drewniana nawierzchnia wiaduktów objazdowych (przed położeniem warstwy asfaltu)



Rys. 3.50. Wiadukt żelbetowy istniejący nad CMK (jako plac montażowy wiaduktów objazdowych)



Rys. 3.52. Montaż konstrukcji nośnej wiaduktu północnego (na wiadukcie południowym widoczna typowa jezdnia metalowa)

między sobą połączone są układem belek poprzecznych i stężeń krzyżulcowych (rys. 3.50 do 3.53).

Przęsła wiaduktów oparto na palowych podporach z rur stalowych 355/14,2 mm. Każda para pali łączona jest specjalną głowicą. Na głowicach wstawiony jest oczep podpory. Pale podpory wbito młotem wibracyjnym na głębokość 10 do 12 m. W osi wykonywanych podpór usunięto istniejącą nawierzchnię asfaltową na szerokość 2,5 m. Po wbiciu pali i założeniu oczepów wykopy zasypano. Przyczółki wiaduktów wykonano z żelbetowych płyt drogowych.

Generalnie modernizacja bądź adaptacja KD-66C do różnych funkcji transportowo-gospodarczych sprowadza się do zaprojektowania i ukształtowania konstrukcji nawierzchni, wówczas kilkakrotnie skraca czas budowy (montażu – demontażu) obiektu objazdowego oraz co najmniej dwukrotnie obniża koszty budowy (odbudowy) w przypadku awarii, klęsk żywiołowych, dublowania bądź zagrożeń specjalnych.

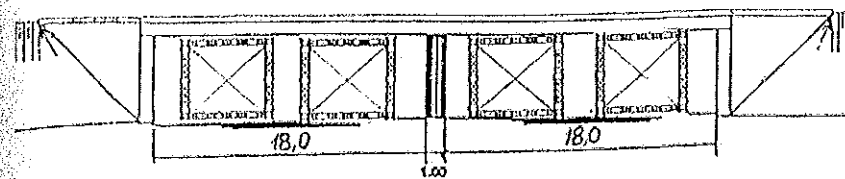
Konstrukcję nawierzchni wiaduktu (ułożoną po zdemontowaniu układu torowego) stanowią bloki nawierzchni drogowej (element D-1-L), dyle drewniane jezdni gr. 80x160x4450 mm wzmocnione tzw. „choinką” gr. 40 mm i usztywnione wzdłuż osi wiaduktu PN[100 oraz dodatkowe bloki kolein szerokości 80 cm zakończone blachami wjazdowymi/zjazdowymi. Na tak ukonstruowaną strukturę ułożono asfalt gr. 60 mm (SMA) do wysokości kolein i dobrze zagęszczono.

Przy znaczących zaletach konstrukcji typu KD-66C w wykonawstwie budowlano-montażowym do istotnych utrudnień należą: brak możliwości nasuwania konstrukcji po rolkach, skomplikowane połączenia na styk (duża liczba śrub i nakładek) oraz trudności uzyskania strzałki podniesienia dźwigara z uwagi na połączenia stykowe nakładkowo.

### 3.3.5. Przykłady różnych adaptacji konstrukcji składanych

#### 3.3.5.1. Zastosowanie konstrukcji mostów składanych do budowy rusztowań

Konstrukcje mostów składanych mogą być wykorzystywane przy budowie mostów stałych jako rusztowania. Związane jest to z możliwością wielokrotnego ich użycia, dużą szybkością montażu zapewniającą właściwy postęp robót. Również można wykonać podpory z elementów przeznaczonych do budowy przęseł rys. 3.54. Łatwość transportowania zestawów mostów składanych polega na dostosowaniu wymiarów i ciężaru poszczególnych elementów do ogólnie przyjętego sposobu transportu i montażu. Wykorzystanie konstrukcji składanej wspierającej szalunek płyty żelbetowej wiaduktu drogowego jest najlepszym przykładem jak uniknąć stosowania ciężkich rusztowań i wydatnie skrócić czas całego przedsięwzięcia. Istnieje także możliwość przesunięcia poprzecznego tak zmontowanego rusztowania w celu ponownego wykorzystania przy budowie drugiej nitki wiaduktu.



Rys. 3.54. Rusztowanie podszalunkowe z konstrukcji składanej

Z zastosowaniem konstrukcji składanych możliwy jest też montaż przęseł mostów stałych na rusztowaniach. Metoda montażu na rusztowaniach, polegająca na zmontowaniu konstrukcji przęśla na pomoście montażowym w otworze mostu, jest najbardziej bezpieczna i prosta. Dotyczy ona zwłaszcza konstrukcji stalowych. Zapewnia dużą dokładność robót montażowych i łatwość utrzymania podniesienia wykonawczego. Dzięki zastosowaniu konstrukcji składanych wzrasta tempo prac przygotowawczych szczególnie przy wysokich rusztowaniach ze względu na wielokrotne ich użycie.

Kolejnym wykorzystaniem konstrukcji składanych mogą być wszelkiego typu urządzenia pomocnicze przy budowie i odbudowie mostów stałych np.:

- rusztowania przesuwne przy montażu demontażu elementów przęseł mostowych,
- pomosty robocze,
- rusztowania do przemieszczania deskowań.

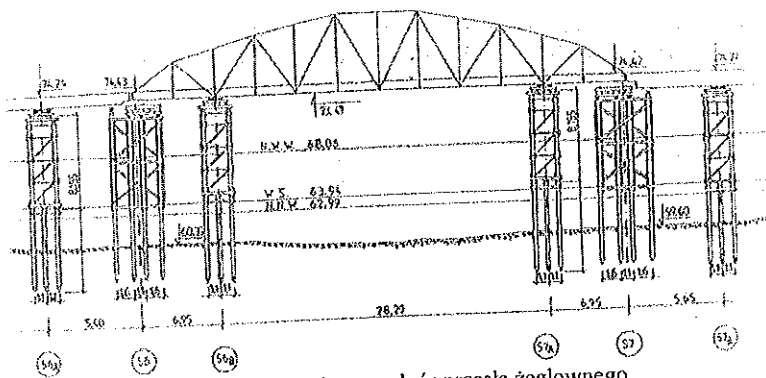
Wymienione przykłady wskazują na zalety konstrukcji składanych w zastosowaniu do budowy zwłaszcza dużych obiektów mostowych oraz innych budowli inżynierskich. Konstrukcje te mogą oddać niecodzienne usługi przy budowie skrzyżowań wielopoziomowych jak również przy prowadzeniu prac ziemnych i drogowych.

#### 3.3.5.2. Odbudowa podpór

Do odbudowy lub modernizacji podpór stałych i tymczasowych mogą być wykorzystane konstrukcje składanych podpór stalowych używane przy budowie mostów składanych. Konstrukcja nośna podpór jest dostosowana do posadowienia w zależności od warunków gruntowych na stopach fundamentowych, ruszcie palowym a także w zależności od potrzeb na podporach pływających. Elementy stalowych słupów podpory wykonane są w kilku znormalizowanych wymiarach co umożliwia płynną regulację rusztowań. Łącznikami elementów zasadniczych i stężeń w podporze są śruby. Podpory te nadają się do wspierania przęseł mostowych o różnej rozpiętości i różnym wzniesieniu ponad zwierciadłem wody.

Konstrukcja oczepów podpór pozwala na optymalne oparcie przęśla. Przykładem wykorzystania tych konstrukcji może być przebudowa podpór przęśla żeglownego mostu przez rzekę Wisłę w Wyszogrodzie bez wstrzymywania

ruchu rys. 3.55. Ideą metody było zaprojektowanie i wykonanie dodatkowych podpór odciążeniowych z konstrukcji składanej w celu podniesienia dwóch sąsiednich przęseł. Następnie rozebrano podporę istniejącą i zbudowano na jej miejscu podporę nową na której ponownie osadzono konstrukcję nośną obu przęseł (rys. 3.56)



Rys. 3.55. Odbudowa podpór przęsła żeglownego

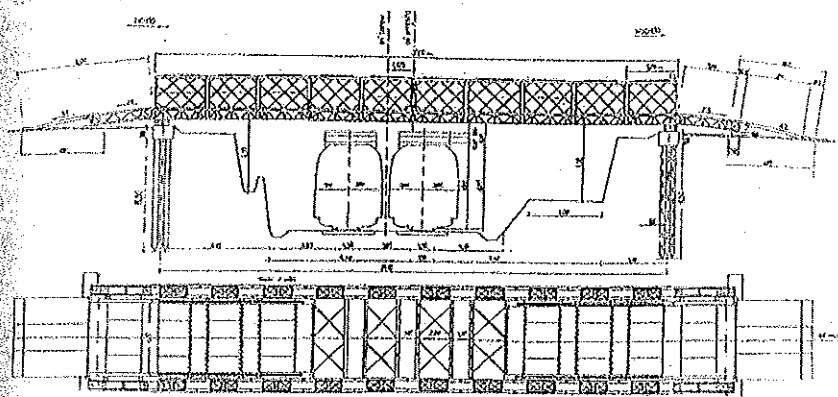


Rys. 3.56. Widok ogólny mostu drogowego i przebudowywanych podpór w jego przęśle żeglownym

Tą metodą wymieniało się dwie podpory wysokie przęsła żeglownego. Na uwagę zasługuje fakt, że wszystkie czynności robocze wykonano przy ograniczonym froncie robót, sprzętem umieszczonym pod mostem bez wstrzymania ruchu oraz żeglugi. Innym zastosowaniem podpór składanych może być podniesienie przęseł mostów stałych w celu: wymiany dylatacji, naprawy konstrukcji łożysk oraz przegubów, modernizacji podpór stałych np. dla zwiększenia ich nośności, stateczności lub wysokości

### 3.3.5.3. Mosty objazdowe

W przypadku remontu lub awarii mostu stałego kieruje się ruch na drogi objazdowe o gorszych nawierzchniach wydłużając trasę zasadniczą. Wytyczanie długich objazdów jest ekonomicznie nieuzasadnione. Zachodzi wówczas konieczność budowy mostu objazdowego usytuowanego, w pobliżu przeprawy zasadniczej. Jedną z propozycji może być zastosowanie mostu objazdowego jako konstrukcji składanej rys. 3.57.



Rys. 3.57. Wiadukt drogowy nad torami kolejowymi w m. Pomiechówek

Mosty składane w układzie podstawowym mają przęsła dostosowane pod obciążenie według klasy C przy zachowaniu średniej rozpiętości ok. 30 – 40 m. Czas budowy takiego mostu z wykorzystaniem lekkich dźwigów samochodowych skraca się do minimum, jeśli w grę wchodzi budowa jednego przęsła. Przewózki mogą być wykonane z podkładów kolejowych, bez stosowania pali.

Przeszkolona brygada dysponująca dwoma dźwigami samochodowymi jest w stanie zbudować most objazdowy o długości 30 m w ciągu dwóch dni roboczych bez konieczności posiadania zorganizowanego zaplecza na placu budowy. Transport konstrukcji do miejsca budowy mostu może odbywać się przy użyciu samochodów ciężarowych. Na jeden samochód można załadować odcinek 3 m mostu. Istnieje możliwość bezpośredniego wbudowania elementów mostu ze środków transportowych, bez konieczności pośredniego przeładunku i składowania konstrukcji.

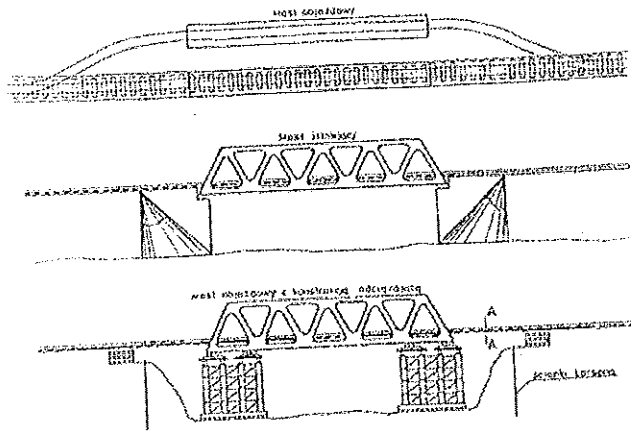
### 3.3.5.4. Wykorzystanie konstrukcji przęseł i podpór składanych do budowy mostów stałych

Konstrukcje wybranych przęseł mostów składanych mogą znaleźć zastosowanie do budowy mostów stałych zwłaszcza drogowych. Możliwości ich wy-

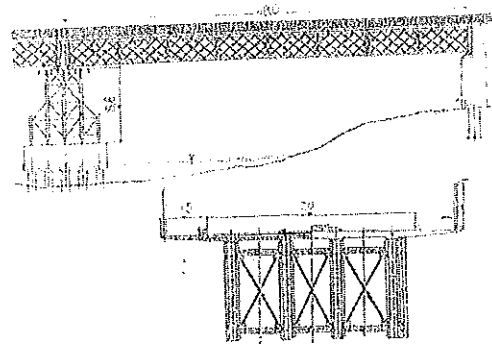
korzystania wiąże się z wycofywaniem tych konstrukcji ze stałej eksploatacji zgodnie z pierwotnym przeznaczeniem.

W projektowanych nowych rozwiązaniach przęsla stalowe w połączeniu z żelbetową płytą współpracującą, jako pomostem drogowym, zapewniają większą sztywność konstrukcyjną. Przystosowanie konstrukcji przęsla składanego w celu ponownego wykorzystania w układzie stałym wymaga prostych zabiegów technicznych, które można wykonać w czasie budowy.

Uzyskujemy dodatkowe elementy konstrukcyjne do budowy przęseł stałych w zakresie średnich i dużych obiektów mostowych. Wprowadzona modyfikacja z zastosowaniem pomostu żelbetowego poprawia efektywność pracy tych konstrukcji. Przykładowym rozwiązaniem może być wykorzystanie elementów kraty L-36 dotychczas stosowanej do budowy składanych mostów kolejowych (rys. 3.58).



Rys. 3.58. Kolejowy most objazdowy z wykorzystaniem podpór składanych



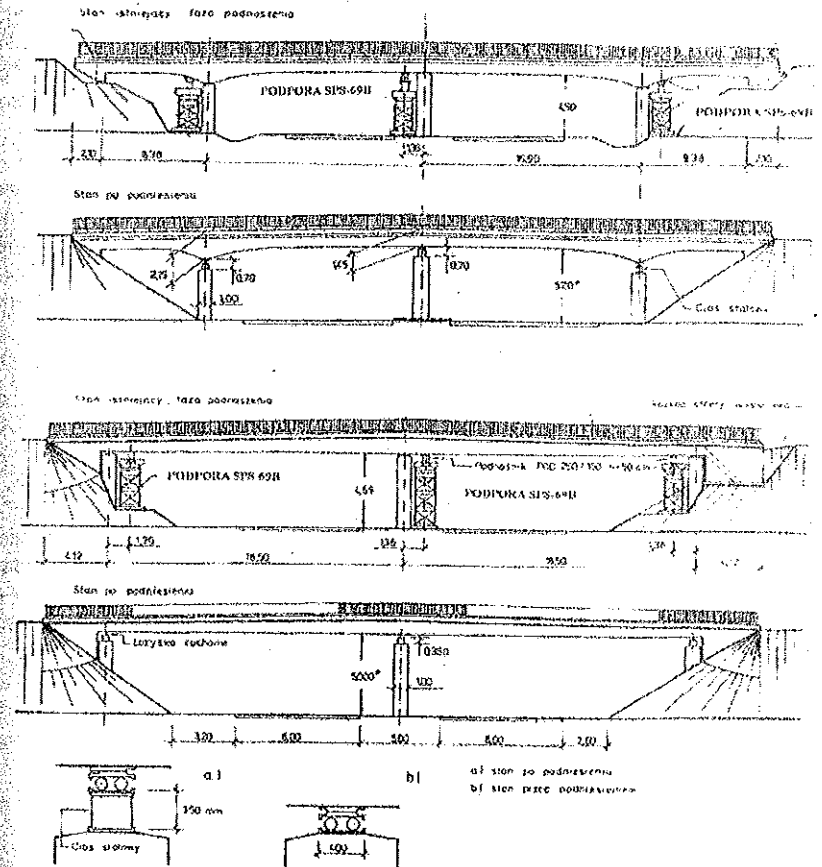
Rys. 3.59. Zastosowanie kraty L-36 do budowy przęseł mostu drogowego

Z zastosowaniem ww. konstrukcji wzmocnionej żelbetową płytą współpracującą zaprojektowano przęsło drogowe pod obciążenie normowe klasy C o rozpiętości 48 – 60,0 m.

W wyniku obliczeń uzyskano następujące wymiary konstrukcyjne przęsla:

- szerokość pomostu 10,0/ 7,0 m jezdni,
- 2 x 1,5 m chodniki,
- grubość płyty żelbetowej – 0,2 m

Zastosowanie podpór SPS-69B do podnoszenia przęseł mostów stałych (faza podnoszenia i faza po podniesieniu) przedstawia rys. 3.60 [18, 19, 22].



Rys. 3.60. Podnoszenie przęseł mostów stałych z wykorzystaniem podpór składanych

### 3.4. Propozycje wdrożeniowe

Autorzy w pełni podzielają powszechną opinię, iż zastosowanie wojskowych konstrukcji mostów składanych w cywilnym budownictwie komunikacyjnym, w różnych sytuacjach gospodarczo-obronnych było i jest najczęściej wyjątkową koniecznością. Aktualność tej problematyki – popularyzacja i weryfikacja – wynika z decyzji uwalniania części rezerw państwowych mobilizacyjnych (w tym wojskowych konstrukcji mostów składanych), a tym samym możliwości szerszego zastosowania ich do budowy cywilnych obiektów komunikacyjnych.

Adaptacja i modernizacja podstawowych elementów i układów konstrukcyjno-funkcjonalnych mostów składanych powinna obejmować przede wszystkim: *układ jezdni mostu*, tj. poszerzenie eksploatacyjne jezdni np. z 4,2 do 6,2 m, zmianę mocowania płyt pomostu do konstrukcji nośnej, sprawdzenie wieńców i sprzężeń oraz weryfikację istniejących podpór wraz z doбором konstrukcji rusztu palowego i konstrukcji nadbudowy; *układ wjazdowy/wyjazdowy* (tzw. zespół wjazdowy) w postaci modułów „równi pochyłej” bądź „przęseł przejściowych” czy też „przęseł zatopionych”. W każdym z powyższych obszarów adaptacji i modernizacji konstrukcji składanych należałoby uwzględnić aspekt technologiczny, a szczególnie modularyzację konstrukcji, łatwość transportową i montażową (demontażową) oraz składowanie i tworzenie zestawów tj. kompletowanie mostu.

Dotychczas wprowadzane w praktyce modyfikacje techniczno-technologiczne (jakościowo sprawdzone i korzystne) wskazują, iż istnieje możliwość szerokiej adaptacji konstrukcji składanych pod układy stałe przęseł mostowych, przy wykonaniu rusztowań montażowych lub szalunków, przy budowie skrzyżowań wielopoziomowych oraz przy budowie przepraw mostowych z różnych konstrukcji tzw. przejść mostowych kombinowanych.

Bezpośrednie służbowe i zawodowe uczestnictwo autorów w projektowaniu, budowaniu, badaniach poligonowych w skali naturalnej a nawet likwidacji dużych inwestycji mostowych starego typu, upoważniają do podzielenia się ze specjalistami budownictwa mostowego (szczególnie jego młodszą kadrą) swoimi inżynierskimi doświadczeniami i obserwacjami, przydatnymi w projektowaniu, realizacji i eksploatacji podobnych obiektów w przyszłości.

### Literatura

1. Biało-brzeski T.: Krajowe konstrukcje mostów składanych. Mosty drogowe, WAT wewn. 953/80, Warszawa 1980
2. Bursztynowski Z.: Mosty składane. Podstawy obliczeń, PWN, Warszawa 1985
3. Biało-brzeski T., Jarzyna J.R.: Wybrane aspekty projektowania, wykonawstwa i rekonstrukcji mostów tymczasowych. Mat. Konf. N-T, IIL Polit. Wroclawska, Wrocław – Szklarska Poręba, 1990
4. Dziubała M.: Koncepcja mostu drogowego z wykorzystaniem kraty typu L – 36 dla jazdy dołem. Praca dyplomowa, Warszawa WAT 1998
5. Jarzyna J.R., Lisiak J.: Metoda przebudowy podpór wysokich mostów w Wyszogrodzie bez wstrzymania ruchu. Mat. IV Sem. IIL. Polit. Poznańskiej, Poznań 1994
6. Jarzyna J.R., Lisiak J.: Szybka budowa wiaduktów nad kolejami z zastosowaniem konstrukcji składanych. Mat. Konf. N-T „Problemy skrzyżowań dróg kołowych z liniami kolejowymi”. Wyd. SITK Warszawa 1996
7. Jarzyna J.R.: Analiza możliwości zniszczeń i odtworzenia dużych przejść mostowych. Mat. VIII Sem. IIL Polit. Poznańska, Poznań 1998
8. Jarzyna J.R.: Usprawnienie budowy i odtwarzania przepraw mostowych w sytuacjach kryzysowych. Mat. Konf. N-T Uniwersytetu w Żylinie (Słowacja), Żylinia 1999
9. Jarzyna J.R., Piwowarczyk K.: Infrastruktura transportowa kraju. Diagnoza stanu, osłona techniczna i odtwarzanie. Mat. Symp. N-T „Wojskowy system przeladunkowo-transportowy”, WAT, Warszawa 2000
10. Jarzyna J.R.: Podstawowe warunki i aspekty wykorzystania wojskowych konstrukcji składanych do budowy cywilnych obiektów komunikacyjnych. Grant T00A 03918 (cz.I pkt.7.7), WAT, Warszawa 2000
11. Jarzyna J.R.: Koncepcja adaptacji mostu DMS-65 do eksploatacji w warunkach cywilnych. Grant Nr T00A 03918 cz.II rozdz.1, WAT, Warszawa 2001
12. Jarzyna J.R., Marszałek J.: Propozycje wykorzystania i modernizacji wojskowych konstrukcji składanych do budowy obiektów inżynierskich. Mat. XIII Międzyn. Konf. N-T „Eksploatacja infrastruktury w sytuacjach kryzysowych”, T2, WAT, Warszawa - Rynia 2004
13. Jarzyna J.R.: Wiadukty objazdowe z konstrukcji KD-66C nad torami Centralnej Magistrali Kolejowej. Drogownictwo nr 9/2004, Warszawa 2004
14. Kamyk Z., Szelka J.: Przygotowanie mostów kolejowych na przeprawy drogowe. Zeszyty Naukowe Poglądy i Doświadczenia, nt. 1/96, WSO im. T. Kościuszki, Wrocław 1996
15. Kamyk Z., Zielonka M., Mańko Z.: Składane mosty kolejowo-drogowe jako efektywne konstrukcje do budowy mostów w sytuacjach kryzysowych. Mat. XI Konf. N-T „Inżynierii Wojskowej”, WAT Warszawa - Rynia 2000

16. Lisiak J., Wolniewicz A.: Konstrukcje składane jako mosty objazdowe na czas remontu mostów stałych. Mat. IV Sem. IIL Polit. Poznańska, Poznań 1994
17. Lisiak J., Kowalski A.: Wykorzystanie elementów mostów składanych do budowy lub odbudowy obiektów mostowych. Drogownictwa nr 7, Warszawa 1994
18. Lisiak J., Wolniewicz A.: Metody odbudowy i wzmacniania mostów z wykorzystaniem konstrukcji składanych. Mat. V Sem. IIL Polit. Poznańska, Poznań 1995
19. Lisiak J., Wolniewicz A.: Wykorzystanie kolejowych przęseł składanych L-36 jako zespolone mosty drogowe. Konferencja Naukowo – Techniczna, WIL Politechnika Krakowska, Kraków 1998
20. Lisiak J.: Grant T00A03918. Sprawozdanie nt. Projekt koncepcyjny modernizacji mostu DMS-65 do eksploatacji w warunkach cywilnych. Warszawa 2001
21. Lisiak J.: Rysunki techniczne rozwiązań koncepcyjnych zmodernizowanych elementów konstrukcji składanych. Grant T00A 03918 (załącznik), WAT, Warszawa 2001,2002
22. Marszałek J., Wolniewicz A.: Zastosowanie mostów składanych do odtwarzania ciągów komunikacyjnych na przykładzie Bośni. Mat. XI Konf. N-T „Inżynieria Wojskowa”, WAT, Warszawa - Rynia 2000
23. Młodożeniec W., Wojewódzki B.: Grant T00A03918. Sprawozdanie nt. Projekt rozwiązań nawierzchni w adoptowanym moście. Warszawa 2001
24. Partyka J.: Projekt koncepcyjny mostu drogowego z wykorzystaniem krat typu L – 36 wzmocnionych żelbetową płytą współpracującą. Praca dyplomowa, Warszawa WAT 1993
25. Szymanowski J.: Służyłem w wojskach drogowych. MON, Warszawa 1979
26. Praca zbiorowa (kier. Białobrzeski T.): Projekt techniczny remontu podpór wysokich nr 56 i 57 łącznie z izbicami mostu przez Wisłę w Wyszogrodzie, WAT, Warszawa 1991
27. Praca zbiorowa (kier. Białobrzeski T.): Modernizacja wiaduktu drogowego nad torami PKP w Brodach koło Pomiechówka, WAT, Warszawa 1994
28. Praca zbiorowa (kier. Jarominiak A.): Prowizoryczne wzmocnienia i odbudowa obiektów mostowych. Wyd. GDDP Warszawa 1995
29. Praca zbiorowa (kier. Jarzyna J.R.): Analiza techniczno-ekonomiczna budowy mostu objazdowego z konstrukcji DMS-65 na rzece Wisła w Płocku. WAT, Warszawa 1998
30. Praca zbiorowa (kier. Marszałek J.): Studia i analiza projektowa wykorzystania wojskowych konstrukcji składanych do budowy obiektów komunikacyjnych. Grant Nr T00A 03918 WAT, Warszawa 2000-2002

## ROZDZIAŁ 4 TECHNOLOGIA I ORGANIZACJA BUDOWY OBIEKTÓW INŻYNIERYJNYCH Z KONSTRUKCJI SKŁADANYCH

### 4.1. Ogólne zasady i metody organizacji budowy

Problem budowy mostów składanych jest rozwiązywany praktycznie na wielu tymczasowych przejściach drogowo-mostowych wybudowanych w ostatnich latach w Polsce. Zagadnienie, wydawałoby się dość proste z punktu widzenia inżynierskiego nie ma, jak dotychczas ugruntowanych podstaw teoretycznych. Brak głębszych analiz na ten temat powoduje traktowanie każdej inwestycji jako sukcesu inżynierskiego i organizacyjnego, bez możliwości oceny efektywności i skuteczności działania.

Mosty składane są w zasobach wojska. Ich sposób wykorzystania i organizację budowania przedstawiają instrukcje wojskowe [1, 11]. Rozwiązania tam zawarte oparte na etatowym wyposażeniu wojsk, są ukierunkowane na standardowe, typowo wojskowe zastosowania. W zastosowaniach cywilnych, standardy te w wielu przypadkach są niewystarczające [5]. Zresztą problem technologii i organizacji budowy, w tym i ekonomicznej efektywności, musi być odnoszony do sytuacji „otoczenia”. Otoczenia traktowanego bardzo szeroko, jako celu, warunków techniczno-lokalizacyjnych, możliwości techniczno-organizacyjnych; jakże odmiennych w czasie działań wojennych i w warunkach eksploatacji cywilnej.

Zagadnienie technologii i organizacji budowy wojskowych konstrukcji składanych wymaga rozwiązania następujących problemów:

- identyfikacji możliwych zastosowań składanych konstrukcji mostowych, ich układów konstrukcyjnych i warunków wykonania;
- wypracowania racjonalnych rozwiązań technologiczno-organizacyjnych wykonywania zasadniczych procesów budowlanych;
- normowania specjalistycznych procesów roboczych, jako uzupełnienie bazy normatywnej budownictwa;
- oceny technologiczności proponowanych rozwiązań funkcjonalnych i konstrukcyjnych;
- opracowania zasad i standaryzacji metod planowania rzeczowo-czasowego i przestrzennego budowy obiektów z tych konstrukcji, dostosowanych do różnego (interwencyjnego) charakteru budowy.

Rozwiązanie tych problemów daje przesłanki do pełnej, profesjonalnej działalności organizatorskiej w obszarze praktycznych zastosowań omawianych konstrukcji. Zasadnicze rozwiązania powyższych kwestii przedstawiamy w syntetycznej postaci w niniejszym rozdziale.

Mimo wielu prac studyjnych i projektowych, w dalszym ciągu istnieje problem doskonalenia składanych konstrukcji mostowych. Polega on na prze-

konstruowaniu niektórych elementów wyposażenia standardowego, zestawiania elementów konstrukcyjnych różnych systemów, czy też zaprojektowania i wykonania nowych elementów jako uzupełnienie konstrukcji składanej [5]. Problem ten powinien być rozwiązywany przede wszystkim w oparciu o zidentyfikowane wymagania systemu eksploatacji, przy uwzględnieniu jednak pozytywnych wyników uzyskanych z oceny technologiczności konstrukcji i oceny efektywności zastosowań.

#### 4.1.1. Problemy i zasady organizacji budowy

W organizowaniu budowy jakichkolwiek obiektów ważne jest zidentyfikowanie warunków budowy oraz twórcze stosowanie zasad organizatorskich [2] [3]. Przy budowie mostów z konstrukcji składanych występują pewne właściwości i zasady organizatorskiego działania. Wynikają one ze współczesnych zwyczajów w budownictwie, nowoczesności stosowanych rozwiązań technologicznych i osiągnięć nauki – teorii organizacji i zarządzania. Zidentyfikujemy zasady i właściwości działania z użyciem tych konstrukcji.

Pierwszą z nich jest **różnorodność możliwych środków mechanizacji**. Budowa konstrukcji przez przedsiębiorstwa cywilne rozszerza możliwości technologiczne budowy. Będą tu bowiem w dyspozycji maszyny i urządzenia, na których posiadanie wykonawca wojskowy nie może liczyć. Potrzebna jest więc bardzo dogłębna analiza możliwych sposobów działania dla identyfikacji zadań i opracowania norm zużycia nakładów.

Drugą właściwością budowania rozpatrywanych konstrukcji jest **ograniczenie ilości pracy ręcznej**. Wynika ono głównie z braku dobrze wyszkolonych pod tym kątem dużych zespołów roboczych jakimi są pododdziały budowy mostów. Właściwość ta implikuje potrzebę ograniczania technologii ręcznych na rzecz mechanizacji procesów i to w takiej formie, do której są przygotowane brygady montażystów cywilnych przedsiębiorstw. Jest rzeczą oczywistą, iż bez specjalistycznego kierownictwa i nadzoru, ludzi znających technologie montażu konstrukcji składanych, montowanie tych konstrukcji nie powinno mieć miejsca.

Kolejną właściwością jest **możliwość i/lub konieczność łączenia różnych rozwiązań technologicznych w jednym przedsięwzięciu**. Wynika ona głównie z ograniczonych możliwości wykonawców oraz z różnorodnych potrzeb budowy obiektów. Mogą mieć w tym udział również ograniczenia w dostępności do składanych konstrukcji. W wielu zastosowaniach cywilnych wystąpi konieczność zmiany rozwiązań konstrukcyjnych z typowych, stosowanych w konstrukcjach składanych, na inne podyktowane względami eksploatacyjnymi lub ekonomicznymi.

Dla organizacji budowy zasadniczym elementem jest **czas i efektywność budowy**. O ile skracanie cyklu budowy jest dążeniem zarówno cywilnego jak i wojskowego wykonawcy, o tyle efektywność może być różnie rozumiana przez tych wykonawców. W systemie wojskowego zastosowania nadrzędnym celem jest zbudowanie konstrukcji na określony czas. W cywilnym zaś zastosowaniu miarą efektywności są koszty. Koszty te powinny być liczone globalnie z punktu

widzenia inwestora. Należy uwzględnić w nich koszty społeczne wynikające z braku obiektu do eksploatacji i bilansować z kosztami w określonym cyklu realizacji budowy. Zasada ekonomizacji działania ma tutaj pełne odniesienie.

Istotną cechą wykorzystania konstrukcji składanych jest **konieczność planowego przygotowania budowy**. Wojskowe wykorzystanie tych konstrukcji jest z reguły procesem natychmiastowym. W cywilnych zastosowaniach konieczne jest zgrupowanie (wraz z transportem) konstrukcji, przeszkolenie załogi, wykonanie pełnych prac projektowych z uzyskaniem odpowiednich pozwoleń, pozyskaniem, urządzeniem i zabezpieczeniem placu budowy. Czynności te mogą w znacznej mierze zredukować główną zaletę tego typu konstrukcji jaką jest sprawność budowania.

Szybkość i skuteczność działania w budowie obiektów z konstrukcji składanych mogą być zapewnione przy przestrzeganiu podstawowych zasad organizacji pracy i związanych z nimi zasad kierowania.

Jedną z głównych zasad naukowej organizacji pracy jest **zasada normalizacji** [3], według której „warunki i czynniki niesprecyzowane muszą być możliwie ściśle określone oraz dostosowane do konkretnych zasobów, środków i parametrów środowiska, w jakim realizuje się konkretne działania”. Oznacza ona, że wszelkie procesy pracy powinny mieć ustalone sposoby wykonania (technologię i organizację) wraz ze zużyciem nakładów (czasu pracy ludzi i maszyn oraz niezbędnych materiałów i konstrukcji pomocniczych). Znormalizowane procesy mogą być łączone w złożone działania w ramach planowania (projektowania) organizacyjnego. Katalogi ujmujące te zagadnienia są wykonane dla dających się przewidzieć zadań podstawowych – również dla zadań występujących przy budowie mostów składanych.

Drugą podstawową zasadą organizacji robot przy budowie mostów z konstrukcji składanych jest **zasada podziału pracy i specjalizacji** [3]. Oznacza ona w naszym przypadku konieczność podziału sił i środków i przypisania im jednoznacznie określonych zadań. W myśl tej zasady niewskazane jest „odwoływanie” sił i środków w toku wykonania jednego procesu, dla wykonania innego procesu pracy lub wyznaczanie dla środka (zadania) współpracy z dwoma, trzema innymi środkami pracującymi oddzielnie (kierowanych przez różnych ludzi).

Spełnienie w praktyce zasady podziału pracy i specjalizacji jest dość trudne, a to z uwagi na różnorodność wykonywanych zadań i najczęściej ustalony (co do rodzaju i wydajności) zbiór dostępnych maszyn. W wielu sytuacjach występuje więc „niedopasowanie” współpracujących maszyn; zapas wydajności jednych lub niewystarczająca wydajność drugich. Podejmujemy wtedy decyzję o łączeniu maszyn w większe zespoły o różnej ilości maszyn dużych i małych.

Kolejną zasadą organizacji pracy przy budowaniu mostów jest **zasada dostosowania procesów logistycznych do procesów zasadniczych**. Procesy te obejmują różnego rodzaju dostawy materiałów konstrukcyjnych i eksploatacyjnych zapewniających ciągłość pracy środków i ciągłość technologiczną procesu budowy. Zasada ta prosta i zrozumiała z pozoru, może być trudna do spełnienia. Przyczyną takiego stanu rzeczy może być niedopasowanie sprzętu (np. środków transportowych do możliwości załadowniczych lub potrzeb zaopatrzenia).

W praktyce organizacji działań z przestrzegania tej zasady wynika obowiązek szczegółowego rozpatrzenia potrzeb zasilania rejonów realizacji prac i ustalenia takiego systemu zaopatrywania, aby zasadniczy proces budowlany (decydujący o tempie budowy) był realizowany bez przestoju.

Tam, gdzie pracuje większa liczba środków pracy wzajemnie się uzupełniających (współpracujących), tam istnieje **problem harmonizacji pracy**. Zasada harmonizacji [2] sformułowana przez K. Adamieckiego mówi, że: "... jeżeli praca wykonywana jest przez kilka jednostek lub zespołów, to otrzymuje się tym lepszy skutek im dokładniej dobrane są do siebie współpracujące jednostki lub zespoły i dokładniej uzgodnione są czasy ich działania". Mamy tu więc problemy harmonii doboru jednostek i harmonii działania. Co do pierwszego problemu ustosunkowaliśmy się już poprzednio, zagadnienie zaś harmonii działania wiąże się z systemem organizacji działań przy budowie, jak i z wielkością (licznością) sił.

Prace inżynierskie możemy organizować równoległe, szeregowo lub potokowo. Może też wystąpić system mieszany. Każda z tych metod organizacji pracy ma swoje zalety i wady.

W złożonych działaniach występuje potrzeba łączenia metod organizacji pracy i badania współzależności technologiczno-czasowej procesów roboczych na harmonogramach. Uwidaczniają się wtedy „wąskie gardła” i ciągi czynności decydujące o efektywności budowy (ciągi zadań krytycznych). Na harmonogramach widoczne są też przestoje maszyn. Pamiętać należy o tym, że harmonogram spełnia funkcję badania synchronizacji wykorzystywania środków produkcji (zasobów).

W projektowaniu organizacji budowy przejścia mostowego z konstrukcji składanej dążyć należy do maksymalnego nasycenia środkami technicznymi i robotnikami frontów robót dla sprawnego wykonania prac.

Tego typu mosty buduje się zasadniczo techniką nasuwania na podpory. Możliwe jest też budowanie mostu z wykorzystaniem tymczasowych konstrukcji podporowych lub metodą wspornikową.

Konstrukcje podporowe buduje się zasadniczo na fundamentach palowych z nadbudową składaną. Oparcie nadbudowy realizuje się poprzez oczepy stalowe i belki poprzeczne. Jako fundament podpory mogą też być stosowane specjalne stopy podpory składanej (np. SPS-69B) ułożone na wyrównanym i utwardzonym podłożu gruntowym lub na podkładzie z płyt betonowych ewentualnie z ściśle ułożonych podkładów kolejowych.

Wykonanie obiektów inżynierskich wymaga zaangażowania odpowiednich specjalistów, maszyn i urządzeń pomocniczych. Budowę mostu dzieli się na trzy etapy:

- prace przygotowawcze,
- zasadnicze prace montażowe
- prace wykończeniowe.

Prace przygotowawcze obejmują:

- przygotowanie terenu w rejonie budowy do prowadzenia prac budowlano-montażowych z geodezyjnym wytyczeniem budowanego obiektu, pomiarami i niwelacyjnym przygotowaniem placów i dróg;
- zagospodarowanie placu budowy;
- organizację zaplecza budowy;
- zgrupowanie i przygotowanie sprzętu i urządzeń do budowy mostu;
- przygotowanie placów składowych konstrukcji;
- transport i składowanie konstrukcji.

Zasadnicze prace montażowe obejmują:

- przygotowanie nasuwczego toru montażowego;
- budowę przyczółków mostowych;
- budowę fundamentów podpór;
- montaż nadbudowy podpór;
- montaż konstrukcji przeszłowej i nasuwanie jej na podpory;
- demontaż konstrukcji pomocniczych i osadzenie mostu na łożyskach;
- budowa wjazdów na most.

Do prac wykończeniowych zalicza się:

- rozbiórkę toru montażowego;
- wykonanie dróg dojazdowych do mostu;
- oznakowanie przejścia mostowego;
- sprawdzenie i obciążenie próbne konstrukcji;

Rodzaj i zakres robót każdorazowo będzie zależny od warunków budowy przejścia mostowego, przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych i możliwości sprzętowych wykonawcy. W opisie metod wykonawstwa zostaną przedstawione zasadnicze procesy pracy i preferowane rozwiązania technologiczne.

#### 4.1.2. Metody budowy obiektów inżynierskich z konstrukcji składanych

Budowa mostu z konstrukcji składanych na przeszkodzie wodnej lub terenowej obejmuje dwa zasadnicze procesy:

- prace związane z budową podpór,
- montaż konstrukcji przeszłowej.

Warunkiem uzyskania wysokiego tempa budowy i maksymalnego skrócenia czasu pracy na przeszkodzie jest zharmonizowanie tych dwóch procesów.

Metody montażu składanych konstrukcji mostowych powinny uwzględniać wszystkie aspekty możliwe do przewidzenia w okresie przygotowawczym i w okresie wykonywania robót jak również warunki miejscowe dotyczące bezpośrednio miejsca budowy i jego otoczenia.

W pracach przygotowawczych ustalających metody montażu należy uwzględnić następujące warunki:

terenowe, dotyczące przede wszystkim niezbędnego wyniesienia konstrukcji i dróg dojazdowych nad lustro wody, ukształtowanie terenu, miejsca zlokalizowania zaplecza i baz montażowych, oraz możliwości rozwinięcia szerokiego frontu robót;



- hydrologiczne, dotyczące stanu wód, ich głębokości, spływów lodów oraz prędkości prądu wody na interesującym nas odcinku;
- geologiczne, charakteryzujące dno oraz rodzaj gruntu na brzegach przeszkody;
- atmosferyczne, określające istotne dla realizacji procesów roboczych warunki pogodowe;
- rodzaj konstrukcji przęsłowej jaka zostanie wykorzystana przy wykonaniu przeprawy oraz rodzaje podpór pośrednich i brzegowych, wpływ na to będą miały warunki stawiane przez inwestora oraz wyniki obliczeń wytrzymałościowych;
- możliwości posadowienia rusztowań, jeśli przyjęta metoda montażu takich wymaga;
- możliwości dostawy konstrukcji w elementach lub w całości;
- możliwość maksymalnego zmechanizowania robót;

Maksymalne efekty daje taka organizacja robót, która pozwala prowadzić roboty na szerokim froncie - na kilku odcinkach jednocześnie, przy racjonalnym wykorzystaniu będących w dyspozycji środków. Istotnym jest również stosowanie konstrukcji scalonych wcześniej przygotowanych. Zmniejsza to zakres robót w okresie wykonawczym na przeszkodzie wodnej. Dobra organizacja prac jest również wynikiem odpowiednio przygotowanych i przeszkolonych specjalistów, zatem nie bez znaczenia jest tutaj staż i doświadczenie ludzi i kierownictwa budowy. Bezpośredni wpływ na dobór metody montażu ma również długość mostu oraz warunki terenowe w rejonie budowy mostu po obu stronach przeszkody.

Przy budowie obiektów mostowych występują dwa zasadnicze procesy budowlane: budowa podpór i montaż konstrukcji przęsłowej. Każdy z nich może być wykonywany różnymi technologiami, których zastosowanie w praktyce powinno być poprzedzone analizą możliwości i celowości zastosowania przyjętego rozwiązania.

#### 4.1.2.1. Metody budowy podpór mostów składanych

Budowa podpór mostów składanych może być realizowana z użyciem konstrukcji składanych podpór lub bez nich. W pierwszym przypadku, wykonuje się fundament podpory (palowy lub płytowy) i montuje się konstrukcję składaną podpory. W drugim przypadku, konstrukcja podpory składa się z pali, stanowiących fundament i trzon podpory, oraz spawanych stężeń i głowicy (oczepu z układem podłożyskowym).

Budowa fundamentu palowego jest przedsięwzięciem najbardziej pracochłonnym, a co za tym idzie stanowi proces krytyczny (czynność, której czas realizacji jest najdłuższy) przy realizacji budowy mostów składanych. Prace prowadzone są bardzo często na wodzie, co wymaga montażu dodatkowych urządzeń pływających wraz z umieszczonym na nich sprzętem do wpędzania pali. Przy budowie fundamentów na lądzie (w tym również przyczółków) urzą-

żenia do wbijania (wpędzania) pali osadza się na specjalnych ramach, umożliwiających przesuw ich wzdłuż osi podłużnej podpory brzegowej oraz osi mostu.

Sam proces mechanizacji robót fundamentowych polega na zastosowaniu sprzętu katarowego, wiertniczego oraz urządzeń spawalniczych.

Zasadniczo mamy dwa rodzaje fundamentów palowych wykorzystywanych przy budowie mostów składanych, są to fundamenty na palach drewnianych oraz fundamenty stalowe z palami z rur stalowych. Zależnie od rodzaju pali i rodzaju gruntu w miejscu posadowienia podpór należy stosować odpowiednie urządzenia do wpędzania pali w grunt. W pracach mostowych wykorzystywane są najczęściej kafary z młotami spalinowymi lub wibromłotami.

#### Wbijanie pali z wykorzystaniem młotów spalinowych

*Charakterystyka metody:* Młoty spalinowe pracują na zasadzie dwusuwowego silnika wysokoprężnego o zapłonie samoczynnym. Konstrukcją niosącą młota jest kafar – konstrukcja pozwalająca zapewnić współosiowość ruchu młota i pala. Całość urządzenia, a więc kafar i młot montowane są na sztywnym podłożu lub w przypadku budowy fundamentu palowego na przeszkodzie wodnej - na promie katarowym.

*Zalety metody:* Młoty spalinowe znajdują coraz większe zastosowanie, przyczyną tego jest uniwersalność wykorzystania młota zarówno do prac w gruntach sypkich, jak i spoistych. Współczesne tego typu urządzenia charakteryzują się kompleksowym zmechanizowaniem procesów pomocniczych i zasadniczych, dużą niezawodnością działania i efektywnością wpędzania pali w grunt.

*Wady metody:* Młoty spalinowe wykazują mniejszą efektywność od wibracyjnych przy wbijaniu elementów w nawodnione grunty sypkie. Wadą młotów spalinowych umieszczonych na prowadnicach katarowych jest ograniczenie głębokości wbijania pala przez wysokość prowadnicy.

*Celowość stosowania metody:* Młoty spalinowe wykorzystywane są głównie w pracach zmechanizowanego wbijania pali drewnianych oraz rur stalowych w grunty spoiste. Jednak ich zastosowanie przy fundamentach palowych rurowych nie jest aż tak efektywne, z uwagi na sprężyste oddziaływanie pala rurowego z częścią uderzeniową młota.

#### Wbijanie pali z wykorzystaniem wibromłotów

*Charakterystyka metody:* Wibromłoty z napędem elektrycznym są urządzeniami wibracyjnymi, charakteryzującymi się dużą częstotliwością drgań i małymi amplitudami. Wibratory przenoszone są na pale za pomocą dźwigów, tam dociskają się do pala za pomocą uchwytów sprężynowych młota. Na przebieg wbijania wibracyjnego ma zasadniczy wpływ młot (jego amplituda, częstotliwość drgań oraz przyspieszenie), wbijany element (ciężar, materiał oraz przekrój), jak również rodzaj gruntu (uziarnienie, wilgotność, konsystencja i zagęszczenie).

*Zalety układu:* Szczególnie korzystne jest wpędzanie pali przy pomocy wibromłotów w grunty sypkie. Korzystamy wówczas ze zjawiska zmniejszenia oporów tarcia gruntu o zagłębiany element pod wpływem drgań o znacznej czę-

stotliwości. Ponadto pod wpływem drgań dochodzi do zagęszczenia gruntu, dlatego nośność pali zagłębianych urządzeniami wibracyjnymi jest do 30% większa od wbijanych młotami o mniejszych częstotliwościach uderu. Istotną zaletą, pozwalającą na zwiększenie skuteczności wibracji jest możliwość przystosowania częstotliwości i amplitudy drgań do cech gruntu, przez zmianę prędkości obrotów wibratora.

*Wady metody:* Silnik wibromłota pracuje w bardzo trudnych warunkach, gdyż uderzenia skracają jego żywotność. Dlatego też wibromłoty konstruowane są jako urządzenia o mniejszych mocach. Ponadto stosowanie młotów wibracyjnych bez uprzedniego dokładnego poznania gruntów powoduje zwykle konieczność zmiany technologii robót fundamentowych w czasie budowy, co jest związane z dodatkowymi trudnościami i kosztami. Są to urządzenia do robót fundamentowych najbardziej wrażliwe na cechy gruntu. Kolejną wadą tej metody jest dość znaczny czas wykonywania czynności pomocniczych (w porównaniu z czasem wbijania pala).

*Celowość stosowania metody:* Zagłębianie elementów pod wpływem samej wibracji jest bardzo efektywne w gruntach sypkich nawodnionych mało- i średnio zagęszczonych. W innych rodzajach gruntów, zwłaszcza spoiстых i stawiających ostrzu zagłębianego elementu znaczny opór, wibracja jest mało skuteczna lub nieprzydatna.

#### Montaż konstrukcji podpór składanych

Nadbudowę składaną podpór montuje się zasadniczo przy pomocy urządzeń dźwigowych. Montaż ręczny jest możliwy, ale przewidziany jako awaryjny i wymaga użycia urządzeń małej mechanizacji jak dźwigarki, wciągarki ślimakowe lub szcegłkowe. Możliwe są dwa sposoby montażu: *elementami pojedynczymi lub scalonymi*. Przy metodzie montażu elementami scalonymi wymagany jest dodatkowy plac, na którym elementy podpór będą łączone. Zmniejsza się tym samym czas prac wykonywanych na promach montażowych. Konieczne jest również w tym wypadku stosowanie urządzeń dźwigowych o znacznym udźwigu i wysięgu.

Budowa podpór może być prowadzona kolejno przez zorganizowany do tego celu zespół. Najczęściej jednak organizuje się oddzielne zespoły do wpędzania pali i do montażu podpory (lub do stężenia i przygotowania konstrukcji podłożyskowej podpory – w podporach budowanych bez użycia konstrukcji składanych podpór). Wpędzanie pali, jako najbardziej pracochłonny proces, może być realizowane wieloma zespołami na szerokim froncie.

#### 4.1.2.2. Metody montażu konstrukcji przęsłowej

Z dotychczasowych doświadczeń budowy mostów składanych można wyróżnić następujące metody ich montażu [7]:

- montaż na pełnych rusztowaniach;
- montaż wspornikowy;

- montaż w osi mostu z nasuwaniem przęseł;
- montaż z wykorzystaniem podpór tymczasowych (jarzm);
- montaż z wykorzystaniem konstrukcji awanboku;
- ustawianie przęseł dostarczonych w stanie całkowicie zmontowanym.

Sama konstrukcja przęseł może być montowana: elementami lub odcinkami (segmentami). W pierwszym przypadku stosowana jest metoda montażu z „kół” lub z placu składowania konstrukcji, w drugim – segmenty podawane są zazwyczaj bezpośrednio ze środków transportowych.

#### Montaż konstrukcji przęseł mostu na pełnych rusztowaniach

*Charakterystyka metody:* Metoda polega na złożeniu (montażu) konstrukcji przęsła mostu składanego na klatkach opartych na rusztowaniach wykonanych w osi mostu, a następnie na opuszczeniu przęsła na podpory. Rusztowania wykonywane są najczęściej z elementów drewnianych lub stalowych inwentaryzowanych. Przy tego rodzaju montażu występuje pełna dowolność miejsca rozpoczęcia montażu, zastosowania rodzaju urządzeń montażowych oraz możliwości przesuwania w dowolnych kierunkach zmontowanych zespołów lub nawet w pełni zmontowanej konstrukcji przęseł.

*Zalety metody:* Podstawową zaletą tej metody jest daleko posunięta prostota wykonania robót i możliwość nadania przęsłom z dużą dokładnością właściwego położenia wykonawczego oraz możliwość regulacji przęseł podczas całego montażu.

*Wady metody:* Podstawową wadą metody jest duża ilość prac dodatkowych związanych z budową rusztowań, znaczne zużycie drewna i większe niż w innych metodach potrzeby konstrukcji pomocniczych. Wady te jednak mogą być w znacznym stopniu zredukowane przez zastosowanie uniwersalnych rusztowań inwentaryzowanych. Kolejną wadą, również bardzo istotną, jest konieczność wykonania montażu poza okresem zimowym, a zwłaszcza przed pochodem lodów. Konstrukcje rusztowań bowiem tworzą ustrój zawężający światło budowanej konstrukcji mostowej.

*Celowość stosowania metody:* Zasadniczym warunkiem stosowania montażu na pełnych rusztowaniach jest możliwość wbicia pali oraz możliwe niewielkie wzniesienie spodu konstrukcji ponad poziom wody lub terenu. Metodą tą mogą być montowane wszystkie rodzaje konstrukcji zarówno w układzie statycznym ciągłym, jak i wolnopodpartym.

#### Montaż wspornikowy

*Charakterystyka metody:* Metoda polega na dobudowywaniu kolejnych segmentów konstrukcji przęsłowej mostu od czoła, przy zabezpieczeniu jej stateczności w czasie wykonywania operacji montażowych. Roboty mogą być prowadzone w jednym miejscu, co ogranicza tempo montażu konstrukcji. W celu umożliwienia „wejścia” z konstrukcją przęsłową nad podporę pośrednią konieczne jest podniesienie montażowe konstrukcji lub stosowanie podpór o regulowanej wysokości.

*Zalety metody:* Podstawową zaletą tej metody jest daleko posunięta standaryzacja procesu montażowego (zespół montażowy wykonuje cyklicznie powtarzające się procesy robocze) i małe potrzeby w zakresie zatrudnienia ludzi i maszyn.

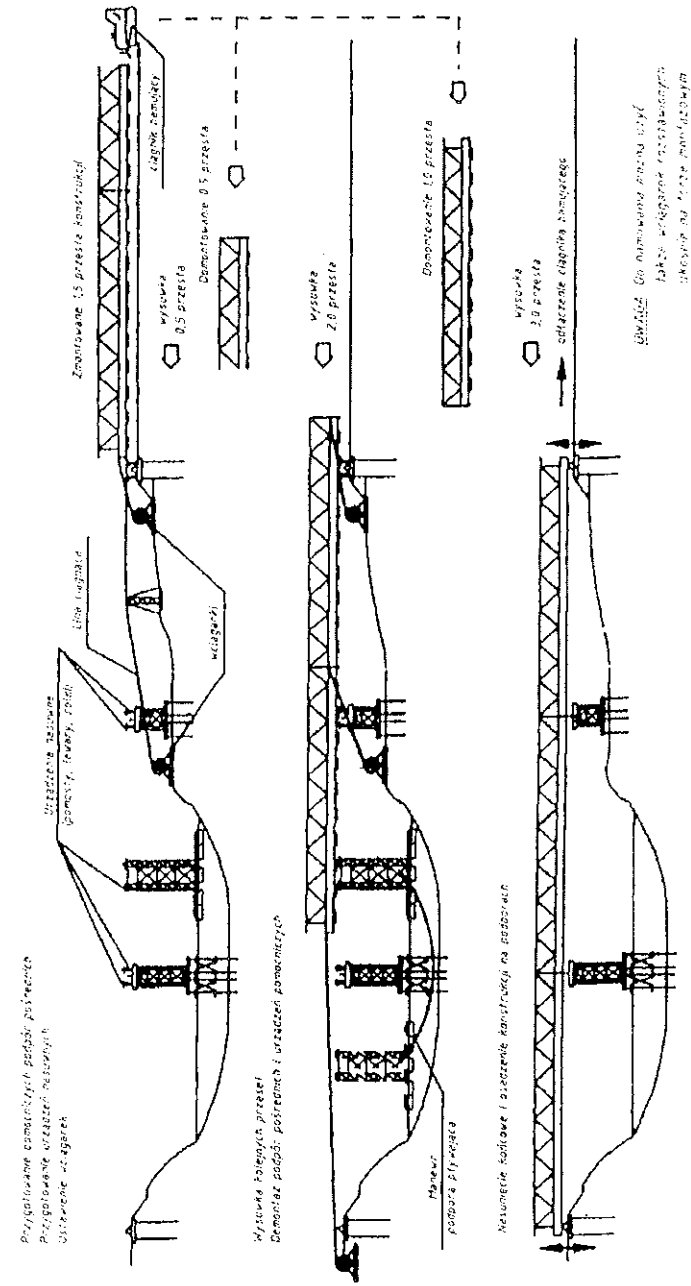
*Wady metody:* Podstawową wadą metody jest ograniczony front robót montażowych i utrudnione „wejście” konstrukcją na podpory pośrednie. Są też problemy z utrzymaniem stateczności konstrukcji ciągle wydłużanego wspornika.

*Celowość stosowania metody:* Zasadniczym warunkiem stosowania montażu wspornikowego jest możliwość techniczna utrzymania stateczności konstrukcji przęsłowej jako wspomnika obciążanego zespołem, środkami mechanizacji i dobudowywaną konstrukcją w czasie realizacji procesu montażowego. Metodą tą mogą być montowane zasadniczo konstrukcje w układzie statycznym ciągłym.

#### Montaż w osi mostu z nasuwaniem przęseł na podpory

*Charakterystyka metody:* Metoda polega na zmontowaniu konstrukcji w osi mostu na jednym z brzegów, a następnie nasunięciu jej na podpory pośrednie. Istotą tej metody jest montaż konstrukcji przęsłowej na torze montażowym, znajdującym się na jednym z krańców przeszkody w osi mostu. Pod pasami elementów mostu przygotowuje się układ nasuwny, który może być wykonany w postaci rolek pojedynczych na podstawach montażowych i rolek przegubowych na podporach mostu lub też łożysk ślizgowych przy wykorzystaniu płytek elastomero-teflonowych. Czoło konstrukcji stanowi dziób montażowy, który zostaje podniesiony przy pomocy wstawek dzioba oraz zastrzałów dzioba montażowego na taką wysokość aby swobodnie mógł nachodzić na elementy ślizgowe lub toczne podpór pośrednich najdłuższego przęsła. Współczesne mosty składane mają w pakietach zastrzały oraz wstawki dziobów montażowych. W przypadku ich braku możliwe jest podniesienie nasuwanej konstrukcji przy użyciu podnośników, montowanych na przyczółku oraz podporach pośrednich. Konstrukcja nasuwana ma układ belki ciągłej. Jeśli montowana konstrukcja ma mieć schemat statyczny wolnopodparty, wówczas po nasunięciu konstrukcji nośnej należy ją podnieść i rozpiąć nad podporami pośrednimi.

*Zalety metody:* Zasadniczą zaletą metody jest standaryzacja wykonania robót montażowych, zalecana w instrukcji montażu mostu. Służy to osiągnięciu należytej jakości i dokładności robót oraz ekonomicznym wykorzystaniu czasu i potencjału brygady montażowej. Ponadto istnieje możliwość wykonywania jednocześnie prac montażowych konstrukcji przęsłowej oraz budowy podpór pośrednich, czy przyczółków. Urządzenia wykorzystywane przy budowie placu montażowego i układu do nasuwania są inwentaryzowane, zatem mogą być wielokrotnie używane.



Rys. 4.1. Montaż konstrukcji przęsłowej mostu przez nasuwanie na podpory

*Wady metody:* Wadą metody jest konieczność montażu i demontażu dodatkowych konstrukcji na dziób montażowy oraz zapewnienie placu montażowego o dość znacznych rozmiarach. Jeżeli konstrukcja mostu ma przyjąć docelowo układ wolnopodparty, istnieją trudności techniczne w rozpinaniu przęseł o dużych rozpiętościach.

*Celowość stosowania metody:* Jest to najlepszy sposób budowy mostów z konstrukcji składanych, stosowany powszechnie bez względu na to jaki schemat statyczny ma przyjąć dana konstrukcja. Metoda nadaje się do zastosowania wszędzie tam gdzie:

- niemożliwe jest stosowanie jakichkolwiek rusztowań;
- występuje duża głębokość wody;
- następują częste wahania poziomu wody.

Metoda może być stosowana bez względu na porę roku.

Montaż przęseł mostu z wykorzystaniem podpór tymczasowych

*Charakterystyka metody:* Metoda polega na wykorzystaniu dodatkowych (montażowych) podpór (tzw. jarzm) przy montażu konstrukcji przęsłowej mostu techniką nasuwania lub wspornikową. Konstrukcje podpór tymczasowych mogą być zmontowane na podłożu gruntowym, lub też na promach oraz barkach - jeśli dany most, czy pojedyncze przęsło nasuwane mają być lub dobudowywane nad przeszkodą wodną. Jarzma wykonywane są z prostopadłościennych klatek, układanych jako konstrukcja składana. W przypadku posadowienia na gruncie, konstrukcję należy odpowiednio zabezpieczyć przed przesunięciem, poprzez wbicie pali stabilizacyjnych lub umieścić ją na podłożu o odpowiedniej sztywności np. na płytach żelbetowych. Dopasowanie wysokości konstrukcji uzyskuje się poprzez odpowiednie niwelowanie terenu w miejscu posadowienia lub poprzez korektę podkładkami drewnianymi. Możliwy jest montaż jarzm na promach budowanych z parków pontonowych (TPP, PP-64) lub z barek. Przy czym, konstrukcje jarzm montowane na barkach płaskodennych charakteryzują się lepszą statecznością. W tym wypadku dopasowanie wysokości podpory pomocniczej uzyskuje się poprzez lewarowanie konstrukcji nośnej oraz umieszczanie podkładek pod rolkami montażowymi. Prace montażowe powinny odbywać się - w przypadku podpór pływających - poza osią mostu, w dogodnym miejscu przy brzegu. Dopiero po zmontowaniu konstrukcji należy ustawić ją w osi mostu i odpowiednio zastabilizować. Natomiast podpory pomocnicze montowane na podłożu gruntowym buduje się od razu w osi mostu.

*Zalety metody:* Zaletami tej metody jest przede wszystkim możliwość oddzielenia prac zespołu montującego konstrukcję w osi budowanego przejścia od prac zespołu montażowego, scalającego pojedyncze elementy konstrukcji składanej, co znacząco wpływa na tempo i organizację prac.

*Wady metody:* Wadą metody jest konieczność wybudowania wielu pomocniczych podpór tymczasowych, wymaga to większego nakładu prac. Montaż stosów na promach pływających wykonanych z parków pontonowych wymaga ogromnej precyzji w prowadzeniu operacji montażu, poza tym konieczne jest utrzymywanie zespołów montujących pomosty do zakończenia operacji montażu

przęseł nad przeszkodę. Natomiast, w przypadku montażu jarzm na gruncie konieczna jest budowa podpór palowych lub ułożenie placu z odpowiednio sztywnego materiału.

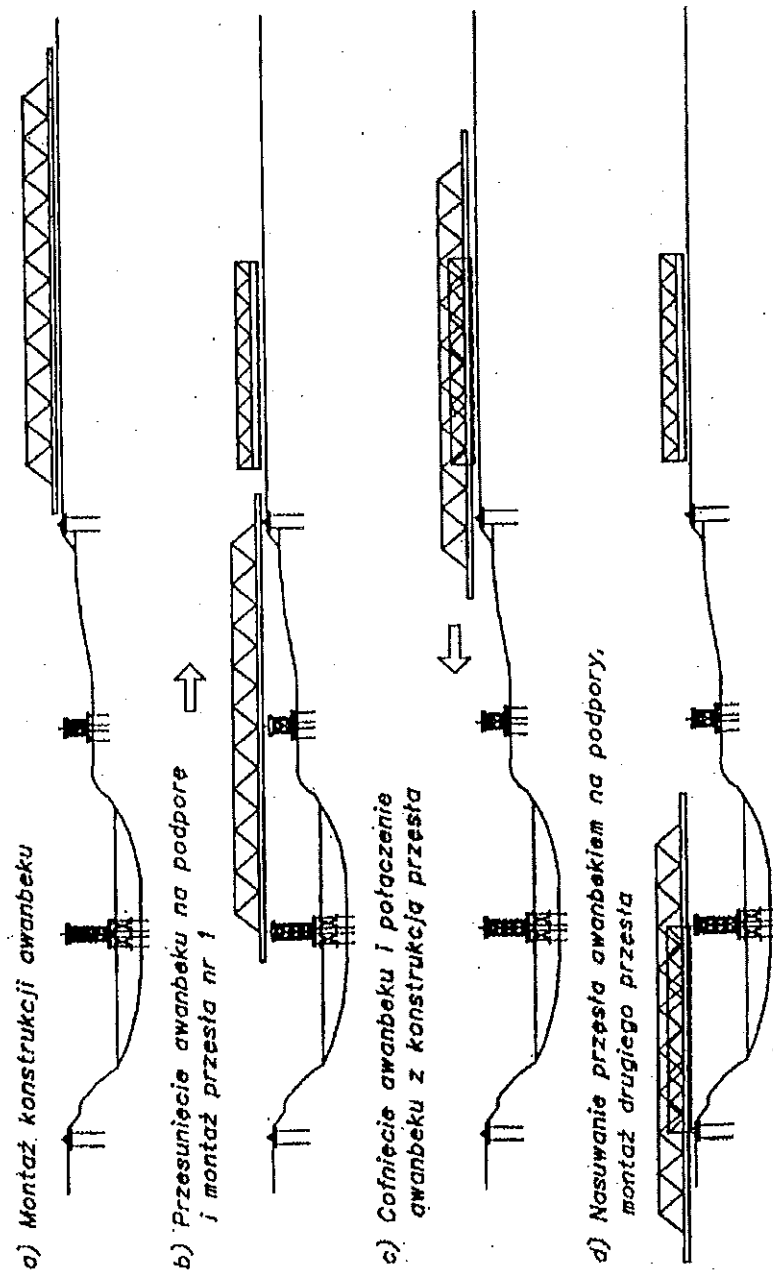
*Celowość stosowania metody:* Metodę tę stosuje się przede wszystkim w przypadku budowy mostów składanych w układzie statycznym wolnopodpartym, o niedużej szerokości przeszkody. Wymagane są wówczas dwie podpory tymczasowe pod jedno przęsło, przy czym te umieszczane na przeszkodzie wodnej będą składały się z wielu jarzm montowanych na odcinkach pomostu pontonowego lub barkach. Metoda może być również wykorzystywana w przypadku nasuwania konstrukcji ciągłej - wtedy montuje się jedno jarzmo na przęsło.

Montaż przęseł na podporach z wykorzystaniem konstrukcji awanboku

*Charakterystyka metody:* Metoda polega na zmontowaniu konstrukcji awanboku, którego długość obejmuje każde dwa następujące po sobie przęsła mostu. Awanbek jest ustrojem niosącym konstrukcję jednego przęsła mostu, zatem spełnia on rolę wysięgnika umożliwiając konstrukcji przęsła uchwycenie kolejnych podpór podczas nasuwania i toczenie się konstrukcji do przodu. Awanbek należy zmontować na torze montażowym przed rozpoczęciem montażu przęseł używając tych samych maszyn montażowych i zespołów montażystów co przy montażu przęseł. Po zmontowaniu konstrukcji należy przesunąć ją na podpory nad przeszkodę wodną, lub w kierunku przeciwnym do przeszkody poza zasięg toru montażowego. Wtedy przystępujemy do montażu konstrukcji przęsłowej, którą przed nasunięciem na podpory podczepiamy do konstrukcji awanboku. Proces samego nasuwania wymaga przygotowania torów nasuwczych na dwóch poziomach - jeden dla awanboku, drugi dla przęsła. Przy czym podczas przesuwania przęsła nad podporą tor nasuwczy dla awanboku należy zdemontować i ponownie zmontować po przejściu przęsła. Przy nasuwaniu konstrukcji awanboku z przęsłem stosuje się specjalne rolki lub łożyska ślizgowe na płytkach elastomerowo-teflonowych.

*Zalety metody:* Zaletą tej metody jest wyeliminowanie pomocniczych podpór pośrednich w przypadku nasuwania pojedynczych przęseł, oraz uniwersalność w odniesieniu do warunków panujących w osi mostu (poziom wody, rodzaje brzegów, dna, gruntu). Ponadto operacje robocze są dość pewne i bezpieczne.

*Wady metody:* Wadą metody jest konieczność nasuwania ciężkiej konstrukcji awanboku z przęsłem, co wiąże się z przygotowaniem odpowiedniej wytrzymałości urządzeń ślizgowych lub tocznych na podporach. Ponadto operacje robocze są dość żmudne (system nasuwania awanboku z konstrukcją przęsła wymaga demontażu toru nasuwczego awanboku, przy przechodzeniu przęsła nad podporą). Sam montaż awanboku odbywający się na torze montażowym konstrukcji przęsłowej wydłuża czas realizacji przedsięwzięcia.



Rys. 4.2. Nasuwanie przęseł mostu na podpory przy pomocy awanboku

**Celowość stosowania metody:** Metoda ta stosowana jest przede wszystkim w przypadku budowy mostów składanych w schemacie statycznym wolnopodpartym. Wykorzystywana w sytuacjach, kiedy:

- uciążliwe jest usytuowanie podpór tymczasowych w osi mostu z uwagi na niedogodności terenu i dna rzeki;
- poziom niwelety znacznie przewyższa teren, nad którym ma się znaleźć montowana konstrukcja;
- szerokość przeszkody jest na tyle duża, iż stosowanie dodatkowych jarzm wiązałyby się ze znacznym wzrostem nakładów pracy.

**Ustawianie na podporach przęseł całkowicie zmontowanych**

**Charakterystyka metody:** Metoda polega na pełnym wykonaniu przęseł na placu wstępnego montażu, transporcie na budowę kolejną lub drogą wodną, dostarczeniu na miejsce wmontowaniu i opuszczeniu na łożyska. W przypadku kiedy na miejsce usytuowania konstrukcji mostu, dostarczone zostają całkowicie zmontowane przęsła ilość prac ogranicza się do umieszczenia już zmontowanych konstrukcji na podporach. Czynność ta wymaga zgromadzenia odpowiedniej ilości sprzętu - masztów, żurawi, suwnic bramowych - o dość znacznym udźwigu. Istotny z punktu widzenia organizacji jest również sposób dostarczenia konstrukcji przęsła, w którym mogą być wykorzystywane środki transportu śródlądowego lub barki płaskodenne o znacznej wyporności.

**Zalety metody:** Podstawową zaletą jest ograniczenie do minimum robót na placu budowy i skoncentrowanie ich tylko do przesuwania, podnoszenia i opuszczania konstrukcji uprzednio zmontowanego przęsła.

**Wady metody:** Zasadniczą wadą metody jest zależność od możliwości transportowych i przeładunkowych ciężkich i dużych gabarytowo konstrukcji przęseł.

**Celowość stosowania metody:** Przy wykonywaniu mostów tą metodą warunki terenowe, drogowe lub wodne muszą umożliwiać dostarczenie przęseł o określonym ciężarze i gabarytach. Z uwagi na to, metoda ta ma zastosowanie do konstrukcji wolnopodpartych oraz mostów składanych o mniejszych ciężarach i rozpiętościach przęseł.

Przedstawiona syntetyczna charakterystyka metod montażu przęseł mostów dotyczy technologii najtrudniejszego procesu montażowego jakim jest posadowienie konstrukcji na podporach w osi przejścia mostowego. Sama konstrukcja przęseł może być scalana pojedynczymi elementami konstrukcji składanej lub też odcinkami (segmentami) przy wykonywaniu wstępnego montażu.

**Scalanie konstrukcji przęsłowej elementami**

**Charakterystyka metody:** Metoda polega na dowiezieniu na plac montażowy pojedynczych elementów mostu, następnie przenoszeniu i wbudowywaniu ich w konstrukcję nośną bez lub z uprzednim ich składowaniem na placu montażowym. Niezależnie od przyjętego schematu organizacyjnego, jeśli pozwalają na to warunki placu montażowego, możemy prace wykonywać urządzeniami dźwi-

gowymi na stałych lub zmiennych stanowiskach roboczych. Zasadniczo stosowany jest wariant pracy dźwigu na stałym stanowisku z uwagi na mniejsze wymagania sprzętowe. W tym wypadku dźwig stoi w jednym miejscu oparty na stabilizatorach, a konstrukcja przęsłowa po domontowaniu kolejnych segmentów zostaje przesunięta do przodu. Zastosowanie zmiennych stanowisk roboczych dla dźwigów wiąże się z zastosowaniem urządzeń o znacznym zapasie udźwigu (aby nie było konieczności opierania dźwigów na stabilizatorach). Wymagany jest też dość znacznej długości tor montażowy, ze względu na cofanie się dźwigu po zmontowaniu kolejnych segmentów przęsła i pozostawieniu konstrukcji nośnej nieruchomo.

*Zalety metody:* Montaż jest zlokalizowany w jednym miejscu. Wymagania sprzętowe niewygórowane. Montaż może się odbywać „z kół” lub „z placu”.

*Wady metody:* Przede wszystkim metoda ta wydłuża czas trwania prac na placu montażowym. Wymaga też odpowiednich warunków przestrzennych w rejonie budowy mostu (na jednym z brzegów przeszkody wodnej)

*Celowość stosowania metody:* Metoda montażu stosowana jest w przypadku braku urządzeń o znacznej ładowności i udźwigu, jak również w przypadku, gdy nie ma potrzeby zintensyfikowania czasu montażu konstrukcji przęsła, a warunki w rejonie budowy mostu pozwalają na właściwe rozwinięcie procesu montażowego.

#### Scalanie konstrukcji przęsłowej odcinkami (segmentami)

*Charakterystyka metody:* Metoda polega na przygotowaniu odcinków mostu na placu wstępnego montażu, a następnie przewiezieniu ich odpowiednimi środkami transportu na zasadniczy plac montażowy gdzie odbywa się ich łączenie w całość konstrukcji przęsłowej. Na placu wstępnego montażu możliwe jest złożenie kompletnego przęsła lub scalenie pewnych jego elementów, w taki sposób, aby ułatwić prace na placu montażu zasadniczego. Przygotowanie odcinków (bloków) uzależnia się od potrzeb montażu zasadniczego.

*Zalety metody:* Przy zastosowaniu tej metody nie ma konieczności składowania elementów na placu montażu zasadniczego, zminimalizowany zostaje również czas prac na tym placu oraz czas wykonania całej konstrukcji nośnej mostu.

*Wady metody:* Metoda ta wymaga zaangażowania środków transportu o znacznych gabarytach i ładowności, oraz urządzeń dźwigowych o znacznych udźwigach. Montaż jest prowadzony na szerokim froncie więc istnieje zwiększone zapotrzebowanie na środki mechanizacji robót montażowych.

*Celowość stosowania metody:* Metoda montażu stosowana jest w przypadku konieczności zminimalizowania czasu trwania prac na placu zasadniczego montażu, przy konieczności dysponowania placem wstępnego montażu wraz z miejscami składowania elementów konstrukcji.

## 4.2. Organizacja placu budowy

### 4.2.1. Wymagania i zasady zagospodarowania placu budowy

Plac budowy stanowi wyodrębniony teren, na którym przebiegają procesy budowlano-montażowe, pomocnicze i usługowe związane z budową określonego obiektu lub grupy obiektów. Wielkość placu budowy zależy od charakteru procesów technologicznych związanych z budową oraz z okresem jej trwania, przy czym zawsze wynika ona z warunków miejscowych. Każdy plac budowy powinien uwzględniać funkcjonalne potrzeby wykonawcy budowlanego oraz ekonomię rozwiązań organizacyjnych.

**Zagospodarowanie placu budowy** jest to zespół elementów niezbędnych do wykonania zadań budowlanych i ewentualnie montażowych oraz zabezpieczenia potrzeb załogi w konkretnych warunkach realizowanej budowy. Składają się na nie [3]:

- sprzęt transportu pionowego i pionowo-poziomego (przy użytkowaniu żurawii),
- maszyny o zmiennych stanowiskach i/lub frontach pracy,
- drogi dojazdowe i trasy komunikacyjne w obrębie placu budowy,
- przyobiektove składowiska materiałów i prefabrykatów,
- bliskie zaplecze produkcyjne, jak punkty przygotowania betonów i zapraw, zbrojarnie, warsztaty ciesielsko-stolarskie, ślusarskie itp.,
- składowiska materiałów budowlanych i magazyny materiałowe budowy,
- budynki tymczasowe z pomieszczeniami sanitarno-bytowymi i biurowo-administracyjnymi,
- urządzenia bezpieczeństwa pracy i ochrony przeciwpożarowej,
- instalacje: wodociągowo-kanalizacyjna, ciepłna, elektryczna, sprężonego powietrza,
- urządzenia łączności i sygnalizacji,
- ogrodzenie placu budowy.

W realizacji obiektów liniowych organizuje się tzw. zaplecza budowy. Ogólnie **zapleczem budowy** określa się zespół elementów: środków technicznych i materialnych, niezbędnych do realizacji określonego zadania budowlanego przez wydzielony potencjał wykonawczy. Zlokalizowane są one w granicach rejonu budowy lub w jej najbliższym sąsiedztwie na czas realizacji robót. Zakres zagospodarowania zaplecza budowy wynika głównie z potrzeb wykonawcy i technologiczno-organizacyjnych rozwiązań realizacji zadań budowlanych. Rzeczowo jednak *zaplecze budowy* może obejmować te same elementy co *plac budowy*.

Plac budowy mostu z konstrukcji składanej może mieć różną strukturę. Zależy to głównie od rodzaju procesów budowlanych realizowanych na budowie. Budowa mostu nie polega li tylko na montażu konstrukcji. Mogą tu być wykonywane spawane konstrukcje różnego przeznaczenia (pomocnicze, zabezpieczające).