



Prefabrykacja

- jakość, trwałość, różnorodność

- Zeszyt 4 -

Obiekty infrastruktury drogowo-mostowej

ISBN 978-83-941005-6-8

skierowany do:
inwestorów, projektantów, wykonawców
inżynierów, studentów budownictwa
uczniów techników budowlanych

Autorzy:

Dr inż. Grzegorz Adamczewski

Prof. nzw. dr hab. inż. Piotr Wojciechowski

Mgr inż. Radostaw Oleszek

*W opracowaniu uczestniczyli**Przedstawiciele**przedsiębiorstw - Członków**Stowarzyszenia Producentów**Betonów.***Konsultacje:**

Tomasz Wrona

Bronisław Deskur

Sebastian Pawlak

Jan Makuszewski

Recenzent:

Prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski

Wydawca
Stowarzyszenie Producentów Betonów
Warszawa, wrzesień 2016Copyright © by Stowarzyszenie Producentów Betonów
Warszawa 2016**SPIS TREŚCI**

1. Wprowadzenie	4
1.1. Klasyfikacja prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych	4
1.2. Przestanki stosowania prefabrykatów w infrastrukturze transportowej	7
1.3. Wymagania stawiane prefabrykowanym obiektom infrastrukturalnym	7
2. Prefabrykacja w mostownictwie	11
2.1. Obszary prefabrykacji	11
2.2. Współczesne systemy prefabrykacji przęseł mostowych	11
2.2.1. Belki typu „Kujan” i „Kujan NG”	13
2.2.2. Belki strunobetonowe typu „T”	14
2.2.3. Belki typu DS	16
2.2.4. Belki typu I	16
2.2.5. Belki strunowo-kablowe	18
3. Wybrane zagadnienia projektowania prefabrykowanych obiektów mostowych	22
3.1. Kształtowanie ustrojów prefabrykowanych	22
3.2. Specyfika pracy obiektów z prefabrykatów	24
3.3. Modele obliczeniowe stosowane w projektowaniu prefabrykowanych obiektów mostowych	27
3.4. Specyfika obciążeń i oddziaływań w mostach z prefabrykatów	29
3.5. Zasady wymiarowania ustrojów prefabrykowanych	30
3.6. Uprozczone ujęcie wpływów reologicznych i redystrybucji sił wewnętrznych	35
3.7. Wybrane zasady konstruowania węzłów uciągających	37
3.8. Technologia budowy	41
4. Elastyczność rozwiązań katalogowych	42
4.1. Charakterystyka ogólna systemów prefabrykacji	42
4.2. Adaptacja katalogowych elementów prefabrykatów	43
4.3. Walory współczesnych prefabrykowanych ustrojów mostowych	44
5. Prefabrykaty w drogownictwie	45
5.1. Elementy konstrukcyjne nawierzchni	46
5.2. Inne elementy konstrukcyjne	46
5.3. Elementy bezpieczeństwa, uspokojenia i organizacji ruchu	48
5.4. Elementy systemów odwodnień	48
5.5. Elementy ekranów akustycznych	51
5.6. Elementy powiązania obiektu inżynierskiego z drogą	51
5.7. Elementy dróg szynowych	52
6. Przykłady realizacji	56
7. Literatura	62



1. WPROWADZENIE

Obiekty infrastruktury drogowo-mostowej stanowią podgrupę szerzej rozumianego budownictwa infrastrukturalnego, które obejmuje budowle związane z infrastrukturą techniczną i komunikacyjną kraju. Ogólnie, do budownictwa infrastrukturalnych zalicza się obiekty liniowe (drogi, linie kolejowe i tramwajowe), złożone z dużej liczby powtarzalnych elementów. Obiekty mostowe stanowią istotne ogniwo infrastruktury komunikacyjnej, zarówno drogowej jak i kolejowej lub tramwajowej. W budowie tych konstrukcji zastosowanie prefabrykacji dotyczy głównych elementów nośnych jak również elementów drugorzędnych – uzupełniających, niezbędnych ze względów użytkowych. Prefabrykaty stosuje się również do wykonywania obudów tuneli. W warunkach krajowych mamy do czynienia głównie z tzw. płytkimi tunelami, które pracują podobnie jak konstrukcje mostowe. Zwykle tej klasy tunele projektowane są na podstawie przepisów, norm i wytycznych dotyczących typowych obiektów mostowych.

Współcześnie, w krajowej infrastrukturze drogowo-mostowej chętnie wykorzystuje się technologię betonu prefabrykowanego. Elementy prefabrykowane znajdują swoje zastosowanie w dwóch istotnych gałęziach infrastruktury komunikacyjnej kraju – w drogownictwie i mostownictwie. Obszar zastosowań w budowie dróg obejmuje, między innymi, przepusty, elementy odwodnienia pasa drogowego (studnie, ścieki uliczne, ścieki skarpowe), elementy zagospodarowania pasa drogowego (krawężniki, schody skarpowe), nawierzchnie drogowe, bariery tymczasowe, drobnowymiarowe bloczki prefabrykowane stanowiące nawierzchnię dróg i chodników, ściany oporowe utrzymujące nasypy drogowe i wiele innych. W mostownictwie prefabrykaty stosuje się najczęściej do budowy ustrojów nośnych i ostatnio również jako elementy wyposażenia.

Początki krajowej prefabrykacji w mostownictwie sięgają lat 50-tych XX wieku. W Polsce znajduje się jeden z pierwszych mostów sprężonych wykorzystujących technologię prefabrykacji wybudowany przez Niemców w 1942 roku, o rozpiętości 42,20 m [7]. Obiekt położony jest w ciągu autostrady A-4 nad Nysą Kłodzką. W okresie ponad 60-ciu lat rozwoju prefabrykacji wdrożono około 30 systemów prefabrykacji. Okres intensywnej budowy przęseł prefabrykowanych przypada na lata 70-te i 80-te XX w. Część z nich nie przetrwała próby czasu, co spowodowało ograniczenia w stosowaniu prefabrykatów w ostatniej dekadzie ubiegłego wieku. Niektóre rozwiązania z lat 70-tych i 80-tych udoskonalono i są stosowane do dziś, a w ostatnich 15-stu latach opracowano nowe systemy prefabrykacji. We współczesnych rozwiązaniach wyeliminowano najślabsze ogniwa ustrojów prefabrykowanych wznoszonych w II połowie XX w.

Prefabrykacja umożliwia wykonanie kompletnych ustrojów lub ich fragmentów w wyspecjalizowanych wytwórniach, ewentualnie na placach budowy, w dużym stopniu sprowadzając proces budowy do montażu elementów,

a następnie połączeniu ich w jedną konstrukcyjną całość. Współcześnie z prefabrykatów buduje się główne elementy konstrukcyjne mostów takie jak przęsła, podpory i pale fundamentowe. Również obudowy łukowych mostów sklepionych, przepustów i tzw. płytkich tuneli wykonywane są z prefabrykowanych elementów betonowych. W ostatnich latach rozszerzono zakres prefabrykacji na niekonstrukcyjne elementy obiektów mostowych, takich jak elementy wyposażenia. Obecnie wykonuje się prefabrykowane zabudowy chodnikowe, belki gzymsowe, deskowanie tracone włączane do współpracy z dźwigarami nośnymi, płyty ażurowe lub drobnowymiarowe elementy do obudowy lub umocnień stożków skarpowych, stanowiących powiązanie obiektu inżynierskiego z drogą i przyległym terenem. Prefabrykaty bywają wykorzystywane również jako elementy odwodnienia obiektów mostowych i odprowadzenia wód opadowych do systemu odwodnienia drogi w otoczeniu mostu.

1.1. Klasyfikacja prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych

Zastosowanie technologii betonu prefabrykowanego w obiektach mostowych dotyczy zarówno elementów konstrukcyjnych (ustrojów nośnych) jak i niekonstrukcyjnych. Poniżej przedstawiono podstawowe definicje związane ze wspomnianym obszarem zastosowań prefabrykacji.

W świetle obowiązujących przepisów (Rozporządzenie Ministra, Dz.U. 63) do kategorii obiektów inżynierskich zalicza się:

- obiekty mostowe, a więc budowle komunikacyjne których celem jest przeprowadzenie trasy komunikacyjnej, ciągu pieszego lub pieszo-rowerowego, szlaku wędrowek zwierząt dziko żyjących nad przeszkodą lub zastąpienie nasypu. Do obiektów mostowych zalicza się budowle takie jak:
 - most – obiekt inżynierski służący do przeprowadzenia trasy komunikacyjnej nad przeszkodą wodną,
 - estakada – wieloprzęstowy obiekt inżynierski o znacznej długości przeprowadzający trasę komunikacyjną nad istniejącym terenem, przy czym może on pełnić rolę wiaduktu lub być elementem zastępującym nasyp drogowy lub kolejowy,
 - wiadukt – obiekt inżynierski przeprowadzający trasę komunikacyjną nad inną trasą komunikacyjną np. drogą, linią kolejową lub tramwajową,
 - kładka – obiekt inżynierski służący do przeprowadzenia ciągów pieszych lub pieszo-rowerowych nad dowolną przeszkodą jak ciek wodny, trasa komunikacyjna, dolina,
- tunele – budowle przeznaczone do przeprowadzenia trasy komunikacyjnej, samodzielnego ciągu pieszego lub pieszo-rowerowego, szlaku wędrowki zwierząt przez lub pod przeszkodą terenową,
- przepusty – budowle o zamkniętym przekroju poprzecznym przeznaczone do przeprowadzenia cieków,

szlaków wędrówek zwierząt lub urządzeń technicznych przez korpus nasypu drogowego lub kolejowego,

- konstrukcje oporowe – budowle przeznaczone do utrzymania stateczności uskoku naziomu gruntów rodzimych (stromo zbocza) lub nasypowych (nasypy drogowe lub kolejowe).

Podstawowe elementy składowe obiektu inżynierskiego, pod kątem przeznaczenia funkcjonalno-użytkowego, można podzielić na:

- konstrukcyjne – fundamenty, podpory skrajne (przyczółki) i podpory pośrednie, ustrój nośny (dźwigary, pomost, stężenia itp.),
- niekonstrukcyjne (architektoniczno-budowlane), które nie pełnią funkcji nośnej, ale są konieczne ze względów użytkowych (eksploatacyjnych):

- elementy wyposażenia (zabudowy chodnikowe, krawężniki, ścieki przykrawężnikowe, deski gzymsowe, odwodnienie, oświetlenie, bariery, balustrady itp.),
- elementy powiązania obiektu mostowego z trasą komunikacyjną (drogą, linią tramwajową lub kolejową) i przyległym terenem – płyty przejściowe, zasypki przyobiektowe, drobnowymiarowe elementy prefabrykowane i płyty do umocnień stożków i skarp nasypów, ścieki skarpowe, umocnienia stożków nasypów, chodniki pod obiektami, schody dla obsługi itp.

Przykłady kategorii elementów, w których może być stosowana technologia prefabrykacji betonu przedstawiono w Tabelcy 1.



Tabl.1.
Przykłady stosowania prefabrykacji w obiektach infrastruktury drogowo-mostowej

I. Drogownictwo	
Elementy konstrukcyjne	Elementy niekonstrukcyjne
<ul style="list-style-type: none"> - płyty drogowe i chodnikowe, - kostka brukowa, - prefabrykowane bloczki betonowe, - wysepki bezpieczeństwa dla pieszych, - krawężniki i obrzeża chodnikowe, - oblicowania murów oporowych z gruntu zbrojonego, - schody skarpowe, 	<ul style="list-style-type: none"> - bariery drogowe, - bariery czołowe, - płyty ściekowe (korytkowe, trójkątne), - ścieki podchodnikowe (trapezowe, korytkowe), - wpusty ściekowe, studzienka wpadkowa, wylot drenu, - dyble betonowe do umocnienie ścieku na skarpach, - umocnienie rowu, - ażurowe umocnienia skarp, - ekrany akustyczne, - odwodnienia liniowe, - ścieki skarpowe, - wpusty uliczne, - mała architektura (np. palisady, ogrodzenia, gazony),
II. Mostownictwo	
Elementy konstrukcyjne	Elementy niekonstrukcyjne
<ul style="list-style-type: none"> - przęsa w całości prefabrykowane (małe obiekty), - belki (dźwigary) prefabrykowane, - segmenty skrzynkowych przęseł sprężonych, - obudowy przepustów i małych mostów, - pale prefabrykowane, - deskowanie tracone typu „filigran”, - węzły uciągające w obiektach prefabrykowanych, - trzony podpór, - segmenty przepustów rurowych i powłokowych, - prefabrykowane stopy fundamentowe, - prefabrykowane płyty-zastrzały podtrzymujące wsporniki, - prefabrykowane panele wykończeniowe (duże mosty i estakady), 	<ul style="list-style-type: none"> - belki (deski) gzymsowe, - zabudowy (kapy) chodnikowe, - schody skarpowe, - ścieki przykrawężnikowe, - umocnienia cieków wodnych pod obiektami mostowymi, - umocnienia wylotów drenażu zasypek za przyczółkami,
III. Pozostałe obiekty inżynierskie	
Elementy konstrukcyjne	Elementy niekonstrukcyjne
<ul style="list-style-type: none"> - obudowy tuneli sklepionych, - bezpodsytkowe nawierzchnie tramwajowe i kolejowe, - prefabrykowane podkłady kolejowe żelbetowe lub sprężone, - płyty torowisk tramwajowych i przejazdów kolejowych, - ścianki oporowe typu L, - elementy wsporcze sieci trakcyjnych, 	<ul style="list-style-type: none"> - płyty peronowe w kolejnictwie,

1.2. Przesłanki stosowania prefabrykatów w infrastrukturze transportowej

Technologia prefabrykacji betonowej charakteryzuje się wieloma niewątpliwymi zaletami, istotnymi z punktu widzenia wszystkich uczestników procesu budowlanego, tj. inwestora, projektanta i wykonawcy. Jej walory można rozpatrywać również w kontekście tzw. kosztów społecznych (społecznych korzyści). Chodzi tu o minimalizację czasu budowy obiektu inżynierskiego, która wiąże się z krótszym okresem wyłączenia trasy komunikacyjnej (np. drogi, linii kolejowej lub tramwajowej) z użytkowania [35]. Z punktu widzenia **inwestora** prefabrykacja przynosi następujące korzyści:

- umożliwia typizację i kategoryzację rozwiązań projektowych,
- ogranicza koszty utrzymania i remontów przy stosowaniu trwałych sprawdzonych systemów prefabrykacji,
- ogranicza czas zajęcia terenu lub działki podczas budowy,
- ogranicza uciążliwości związane z budową (minimalizacja czasu trwania robót) – zmniejsza tym samym koszty społeczne przedsięwzięcia,
- umożliwia przeprowadzenie ruchu (drogowego, kolejowego, pieszego) pod wznoszoną konstrukcją,
- umożliwia wykorzystanie w konstrukcjach nowoczesnych materiałów wyższej jakości z uwagi na ulepszenie i większą kontrolę procesów technologicznych,
- pozwala uzyskać zbliżoną trwałość konstrukcji do obiektów monolitycznych, przy racjonalnie zaprojektowanym systemie prefabrykatów,
- odporność na wpływy korozyjne,
- dużą wytrzymałość,
- możliwość precyzyjnej kontroli jakości wykonawstwa (np. grubości otulin),
- stabilizację procesów reologicznych w czasie,
- odporność na warunki atmosferyczne, w szczególności cykle rozmrażania-zamrażania,
- umożliwia budowę obiektów o dużych walorach estetycznych przy umiejętnym zastosowaniu prefabrykatów,
- pozwala na zmniejszenie ciężaru i wysokości konstrukcyjnych, przy jednoczesnym zwiększeniu rozpiętości w prefabrykatach wykorzystujących technologię betonu sprężonego,
- zwiększa odporność sprężonych elementów prefabrykowanych na wpływy dynamiczne.

Zalety prefabrykacji z punktu widzenia **wykonawcy**:

- możliwość znacznego ograniczenia liczby i kosztu deskowań,
- zastosowanie prefabrykatów jako deskowania traconego,
- mechanizacja i przyspieszenie procesu budowy,
- łatwość transportu i montażu,
- obniżenie kosztów budowy,
- ograniczenie do minimum przerw technologicznych i skrócenie czasu budowy,

- ograniczenie wad wykonawstwa z uwagi na powtarzalność elementów,
- większa niezależność prac budowlanych od warunków atmosferycznych,
- skrócenie cyklu produkcji prefabrykatów (przyspieszone dojrzewanie betonu w wyniku obróbki termicznej),
- przeniesienie części prac budowlanych z placu budowy do wytwórni prefabrykatów,
- możliwość uzyskania betonu konstrukcyjnego dobrej jakości (lepsze warunki pielęgnacji, szczegółowe badania mieszanki, lepsza kontrola na poszczególnych etapach produkcji),
- możliwość precyzyjnego formowania elementów o skomplikowanej geometrii,
- mniejsze odchyłki wymiarów niż w konstrukcjach monolitycznych,
- możliwość uzyskania bardziej optymalnych kształtów przekrojów pod względem cech wytrzymałościowych i optymalizacji zużycia materiałów w zorganizowanym procesie produkcyjnym, trudne do osiągnięcia w przypadku betonu monolitycznego w warunkach budowy,
- zwiększenie wydajności produkcji z uwagi na zastosowanie lepszych metod organizacji, precyzyjniejszych technologii oraz kontroli laboratoryjnej w wyspecjalizowanych zakładach.

Zalety prefabrykacji z punktu widzenia **projektantów** konstrukcji [42]:

- możliwość wzorowania się na obiektach już wybudowanych i stosowanie bezpiecznych i trwałych rozwiązań sprawdzonych w praktyce,
- możliwość rozsądnej adaptacji rozwiązań katalogowych,
- przyspieszenie tempa prac projektowych z uwagi na stosowanie rozwiązań systemowych,
- ograniczenie ewentualnych błędów lub niedoróbek projektowych z uwagi na typizację (uniifikację) rozwiązań,
- ograniczenie zakresu i szczegółowości obliczeń statyczno-wytrzymałościowych (sprawdzanie kluczowych elementów przy rozsądnej adaptacji rozwiązań katalogowych).

1.3. Wymagania szczególne stawiane prefabrykowanym obiektom infrastrukturalnym

Wymagania formalno-prawne dotyczące prefabrykatów stosowanych w mostownictwie zawiera Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej „W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie” (Dz.U nr 63 z dnia 30 maja 2000 r.) [51]. Jest to podstawowy akt prawny regulujący proces projektowania i budowy obiektów mostowych niezależnie od przyjętego rozwiązania materiałowo-technologicznego. Większość wymagań ogólnych

nych dotyczących np. trwałości obiektu i jego elementów czy też zagadnień materiałowych związanych z betonem obejmuje zarówno obiekty wykonywane w technologii monolitycznej, jak i prefabrykowane. Wymagania szczególne dotyczące prefabrykatów przedstawione w tym akcie prawnym są lakoniczne i dotyczą kwestii podstawowych, tj. geometrii ustrojów.

Według Rozporządzenia [51] obiekty mostowe z ustrojem nośnym wykonanym z elementów prefabrykowanych powinny krzyżować się z przeszkodą pod kątem prostym lub zbliżonym do niego (§12). Dopuszczono jednak maksymalne odchyłki od kąta prostego. W przypadku przęseł płytowych, nazywanych czasami „pseudopłytami” (prefabrykaty z wypełniającym betonem monolitycznym), dopuszczalne odchylenie od kąta prostego wynosi 30°. W przęsłach belkowych można stosować większy skos obiektu, przy odchyleniu maksymalnie 45°.

Rozporządzenie [51] jako jeden z elementów zabezpieczenia trwałości mostowych obiektów betonowych, żelbetonowych i sprężonych wymienia tzw. ochronę konstrukcyjną (§161). Oznacza ona taki sposób kształtowania obiektu, który zapewni odpowiednią nośność i trwałość. Ten typ ochrony może być realizowany, w przypadku ustrojów z elementów prefabrykowanych, poprzez:

- zespolenie prefabrykatów z betonem monolitycznym wykonywanym na budowie („in situ”), w sposób zapewniający współpracę łączonych elementów w przeniesieniu obciążeń,
- uciąglenie obiektów wieloprzęstowych (schemat statyczny belki ciągłej lub ramy),
- odpowiednie przygotowanie płaszczyzn zespolenia (uszkostnienie płaszczyzn kontaktowych, zastosowanie zbrojenia zsywającego, chemiczna poprawa przyczepności itp.)
- zapewnienie współpracy poprzecznej głównych elementów nośnych przęsła (dźwigarów) poprzez sprężenie lub wykonanie zbrojonych elementów zespalających prefabrykaty,

Rozporządzenie [51] stawia elementom betonowym obiektów mostowych wymagania odnośnie minimalnej klasy betonu. W elementach konstrukcyjnych należy stosować co najmniej beton C25/30 (przęsła, elementy wyposażenia, przepusty) i minimum C30/37 w konstrukcjach sprężonych. W mostownictwie większość nośnych elementów wykonanych w technologii prefabrykatów to konstrukcje sprężone, najczęściej strunobetonowe. Zgodnie z §164 Rozporządzenia do wykonania betonów „mostowych” należy stosować cement portlandzki CEM I niskoalkaliczny, w przypadku betonów konstrukcyjnych klasy B30, B35, B40 (w rozporządzeniu funkcjonują „stare” zapisy z uwagi na datę jego ustanowienia) cement powinien być klasy 42,5 NA, natomiast przy betonach powyżej B45 należy stosować cement klasy 52,5 NA. W Rozporządzeniu zawarto dodatkowo szereg szczegółowych zaleceń do-

tyczących betonów „mostowych” jak skład cementu, rodzaj kruszywa, jego składu, uziarnienia i nasiąkliwości, które nie będą przytaczane w niniejszym opracowaniu. Z powyższych względów Rozporządzenie jest niejednokrotnie krytykowane w środowisku jako zbyt szczegółowe i archaiczne [38]. Konserwatywne podejście nie sprzyja stosowaniu nowatorskich i lepszych rozwiązań z zakresu technologii betonu (np. rodzajów cementów, stosowania dodatków). Zapewnienie odpowiednich parametrów mieszanek betonowych stosowanych w mostownictwie leży w gestii wykonawcy obiektów, wytwórni prefabrykatów lub dostawcy betonu [34].

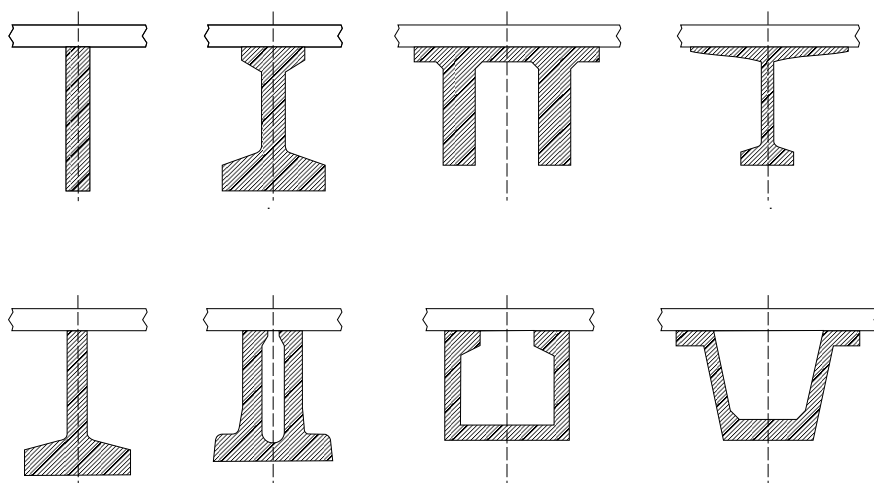
Wymagania dotyczące elementów prefabrykowanych w budownictwie mostowym doprecyzowano w normie PN-EN 15050:2012 „*Prefabrykaty z betonu. Elementy mostów*” [11], która zawiera szereg wymagań specyficznych oraz odwołań do wymagań ogólnych według normy PN-EN 13369:2013 „*Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu*” [10]. Najważniejsze wymagania dotyczące gotowych wyrobów zestawiono w tablicy 2.

W normie [11] zawarto przykładowe typy belek prefabrykowanych, które mogą być stosowane w obiektach mostowych, takich jak belki prostokątne, teowe i dwuteowe, z podwójnymi średnicami teowe z poszerzoną półką dolną, teowe odwrócone, w kształcie litery U (rys. 1). Biorąc pod uwagę dotychczasowe doświadczenia w eksploatacji mostów z belek prefabrykowanych i krajowe warunki środowiskowe niektóre z nich nie powinny być jednak stosowane z uwagi na niską trwałość. W szczególności dotyczy to belek o profilu zamkniętym (belki skrzynkowe i U-kształtne), w których nie ma możliwości inspekcji przestrzeni ograniczonej ściankami przekroju.

Tabl. 2.
Wymagania dotyczące gotowych wyrobów prefabrykowanych [10, 11]

L.p.	Cecha prefabrykatu	Dopuszczalna odchyłka
1.	Wymiar przekroju poprzecznego prefabrykatu przy $L \leq 150$ mm	$\Delta L = +10 / -5$ mm $\Delta c = \pm 5$ mm
2.	Wymiar przekroju poprzecznego prefabrykatu przy $L = 400$ mm	$\Delta L = \pm 15$ $\Delta c = +15 / -10$
3.	Wymiar przekroju poprzecznego prefabrykatu przy $L \geq 2\ 500$ mm	$\Delta L = \pm 30$ $\Delta c = +30 / -10$
4.	Wymiary główne prefabrykatu inne niż wymiary przekroju poprzecznego	$\Delta L = \pm (10 + L/1000) \leq \pm 40$ mm
5.	Usytuowanie pojedynczej wkładki lub otworu	± 30 mm
6.	Usytuowanie grup wkładek lub otworów	± 5 mm
7.	Maksymalne wgłębienie na powierzchni prefabrykatu niewymagające wypełnienia zaprawą	8 mm
8.	Maksymalne wgłębienie powierzchni zewnętrznych belek skrajnych lub górnych powierzchni pótek dolnych niewymagające wypełnienia zaprawą	5 mm
9.	Poprawka grubości otuliny prętów zbrojeniowych z uwagi na tolerancje wykonawcze zależne od standardu wykonania i kontroli jakości	$\Delta c = 5 \div 10$ mm

Objaśnienia: ΔL – dopuszczalna odchyłka wymiarów poprzecznych elementu, Δc – dopuszczalna odchyłka usytuowania zbrojenia, L – wymiar nominalny wyrażony w milimetrach,



- element z betonu układany na budowie
- element prefabrykowany

Rys. 1.
Przykładowe przekroje belek prefabrykowanych możliwych do stosowania w obiektach mostowych według PN-EN 15050:2012

Norma PN-EN 15050:2012 [11] nie wymaga dostosowywania czola (końców) belek prefabrykowanych do kąta skosu mostu, w przypadku gdy końce belek „zatopione” są w betonie monolitycznym poprzecznic podporowych (węzłów uciągających). Przy kątach skosu $\alpha < 20^\circ$ powierzchnie czołowe końców belek mogą być prostopadłe do osi prefabrykatów. Przy kątach $\alpha > 20^\circ$, w celu ograniczenia wymiarów poprzecznic lub węzłów uciągających można formować skośną płaszczyznę czola belki. Jeżeli przy dużych skosach $\alpha > 20^\circ$ w układzie konstrukcyjnym zastosowano sprzężenie poprzeczne to norma wymaga zaprojektowania specjalnych powierzchni kontaktowych pomiędzy końcówkami belek a betonem monolitycznym poprzecznic lub węzła.

Płyty prefabrykowane „filigran” jako szalunki tracone.

W odniesieniu do płyt prefabrykowanych (typu „filigran”) opieranych na belkach prefabrykowanych i stanowiących szalunek tracony monolitycznej płyty pomostu (nadbetonu) norma PN-EN 15050:2012 wymaga elementów o grubości nie mniejszej niż 60 mm. Powierzchnia górna takiej płyty, ze względu na konieczność dobrego powiązania z betonem monolitycznym, powinna być uszorstniona lub odpowiednio ponacinana. Ze uwagi na konieczność zapewnienia współpracy z nadbetonem w płycie należy zaprojektować zbrojenie zszywające w postaci wystających prętów lub kratownic przestrzennych uformowanych z prętów zbrojeniowych. Ilość tego zbrojenia należy określić na podstawie obliczeń, przy czym minimalne zbrojenie wynosi $3,0 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ rzutu płyty. Maksymalna odległość pomiędzy osiami kratownic lub rzędami zbrojenia zszywającego nie powinna przekraczać najmniejszej z następujących wartości: trzykrotnej grubości płyty prefabrykowanej lub 60 cm. Płyty prefabrykowane powinny w sposób swobodny opierać się na górnych półkach belek prefabrykowanych (nie powinny być ciągte). Wynika to z konieczności zapewnienia odpowiedniego zespolenia belek prefabrykowanych i betonu monolitycznego in situ. Przy sprawdzaniu sił rozwarstwiających pomiędzy płaszczyzną kontaktu belki prefabrykowanej z betonem monolitycznym należy potrącić część powierzchni oparcia płyty prefabrykowanej typu „filigran” (szalunek tracony) na belce. Minimalne oparcie płyty prefabrykowanej na belkach powinno wynosić 40 mm. W przeciwnym przypadku należy stosować dodatkowe podparcia montażowe płyt prefabrykowanych. Jeżeli płyty prefabrykowane typu „filigran” mają być uwzględnione w sztywności podłużnej dźwigarów zespolonych (belka prefabrykowana + płyta prefabrykowana + nadbeton), to z poszczególnych segmentów „filigran” powinno być wypuszczone zbrojenie uciągające.

Styki (węzły) uciągające. W normie PN-EN 15050:2012 [11] specjalną uwagę poświęcono zasadom konstruowania węzłów uciągających zapewniających pełną ciągłość ustroju nośnego lub tylko płyty pomostu – połączenie zapewniające częściową ciągłość (w krajowej literaturze określane jako uciąglenie pozorne). Wyszczególniono sześć typów węzłów, przy czym zastrzeżono, że możliwe jest stosowanie innych rozwiązań. Charakterystykę techniczno-konstrukcyjną wzorcowych typów węzłów przedstawiono w rozdziale 3.7.

Przęsła pseudopłytkowe. W normie PN-EN 15050:2012 [11] zawarto także ogólne wymagania dotyczące tzw. przęseł pseudopłytkowych, ukształtowanych za pomocą belek prefabrykowanych ułożonych w styk, pomiędzy którymi wolne przestrzenie wypełniane są betonem monolitycznym. Analizę pracy takich układów można prowadzić zakładając, że przęsło zachowuje się jak monolityczna płyta izotropowa. Według normy w takich przęsłach pominięciem różnic sztywności podłużnej i poprzecznej (ortotropia techniczna) powoduje pomijalne rozbieżności obliczeń. Wymaga się przy tym zapewnienia odpowiedniej sztywności poprzecznej przęseł poprzez przeprowadzenie dolnego zbrojenia przez otwory w środnikach belek prefabrykowanych oraz zbrojenia górnego układanego w warstwie monolitycznej płyty. Górna powierzchnia betonu monolitycznego powinna znajdować się w pewnej odległości od górnej krawędzi belki, umożliwiającej montaż górnego zbrojenia poprzecznego i podłużnego z zachowaniem otulenia prętów. Ze uwagi na możliwość zarysowania betonu pomiędzy belkami, zbrojenie poprzeczne powinno wynikać z analizy statyczno-wytrzymałościowej przęsła w kierunku poprzecznym i spełniać wymagania normy PN-EN 1992-1-1 [13] odnośnie minimalnego stopnia zbrojenia. W załączniku F normy PN-EN 15050:2012 [11] zawarto reguły dotyczące konstrukcji mostowych z belek prefabrykowanych bez betonu uzupełniającego (płyty monolitycznej wykonywanej na budowie), jednak z uwagi na krajowe doświadczenia z eksploatacji obiektów z takimi rozwiązaniami, nie są one dopuszczone do stosowania przez Rozporządzenie (§161.3) [51]. Z tego względu nie będą szerzej omawiane.

2. PREFABRYKACJA W MOSTOWNICTWIE

2.1. Obszary stosowania prefabrykatów w mostownictwie

Prefabrykacja w mostownictwie może być stosowana w szerokim zakresie poczynając od segmentów przęseł, belek i dźwigarów a kończąc na drobnych elementach wyposażenia mostów, takich jak gzymsy czy korytka systemów odwodnień (tabl. 3). Stosowane są także fundamentowe pale prefabrykowane [5], [60], podobnie jak w fundamentowaniu innych obiektów, stąd pominięte w tym zeszycie.

żelbetowe bywają stosowane jako elementy nośne przepustów i małych mostów, np. belki LW1200, ale skalą wykorzystania belek żelbetowych jest obecnie minimalna, i stąd decyzja o ich pominięciu w tym opracowaniu. Technologia prefabrykacji jest powszechna w przypadku obiektów mostowych z betonu sprężonego. W ustrojach tego rodzaju w elemencie konstrukcyjnym mostu zostaje na etapie wytwarzania elementu celowo wprowadzona siła sprężająca, dostosowana do układu sił wewnętrznych. Wywołuje to wstępny stan naprężeń ściskających, który eliminuje bądź ogranicza występowanie naprężeń

Tabl. 3.
Prefabrykacja w mostownictwie

Funkcja i przeznaczenie elementów	Przykłady
Ustroje nośne przęseł dużych mostów	Segmenty przęseł, segmenty pomostów, belki przęsłowe, dźwigary (w tym zespolone stal-beton [4])
Ustroje podporowe dużych mostów	Elementy fundamentowe: pale, stopy, ławy, mury oporowe, elementy pylonów, segmenty łuków, elementy oczępów podpór
Konstrukcyjno-architektoniczne kształtowanie mostów	Elementy obudów pełniące jednocześnie rolę zastrzałów podpierających wsporniki mostu o przekroju skrzynkowym (np. most Rędziański, estakada Gądowska – Wrocław)
Przepusty i przejścia	Elementy przestrzenne rurowe i skrzynkowe prowadzące ciek wodne lub służące jako przejścia dla małych zwierząt
Elementy łupinowe	Łuki sklepione i tzw. „płytkie tunele” do mostów łukowych gruntowo-powłokowych
Elementy traconych deskowań	Elementy filigran do wykonania płyty
Elementy wyposażenia mostów	Deski gzymsowe, kapy, bariery sztywne, elementy odwodnień

Często oferowane są rozwiązania systemowe, które są korzystne dla projektantów i wykonawców ze względu na uproszczone procedury projektowania z wykorzystaniem rozwiązań katalogowych.

2.2. Współczesne rozwiązania prefabrykacji przęseł mostowych

W krajowym mostownictwie stosowanie żelbetowych elementów prefabrykowanych należy do nielicznych wyjątków. Z uwagi na specyfikę betonu (mała wytrzymałość na rozciąganie, brak odporności na zarysowanie) technika ta nie znalazła zastosowania w przypadku średnich i dużych rozpiętości przęseł. Prefabrykowane elementy

rozciągających wywołanych obciążeniami eksploatacyjnymi. Umożliwia to wykorzystanie podstawowej zalety betonu, jaką jest jego duża wytrzymałość na ściskanie. Dzięki zabiegowi sprężenia w pracy ustroju bierze udział cały przekrój betonowy elementu nośnego. Dodatkowo poprzez odpowiedni dobór tras cięgien sprężających można przyczynić się do redukcji sił poprzecznych i głównych naprężeń rozciągających w strefach podporowych. Obecnie w ustrojach mostowych stosuje się kilka typów belek, których krótką charakterystykę przedstawiono w tablicy 4, a przykładowe belki strunobetonowe wykorzystywane współcześnie przedstawiono na rys. 3. Z takich belek buduje się układy swobodnie podparte, ciągłe i ramowe.

Rys. 3.
Popularne współczesne systemy prefabrykacji: a) belki typu Kujan, b) belki typu DS, c) belki typu T



a)

b)

c)

Tabl. 4.
Przykłady współczesnych systemów prefabrykacji

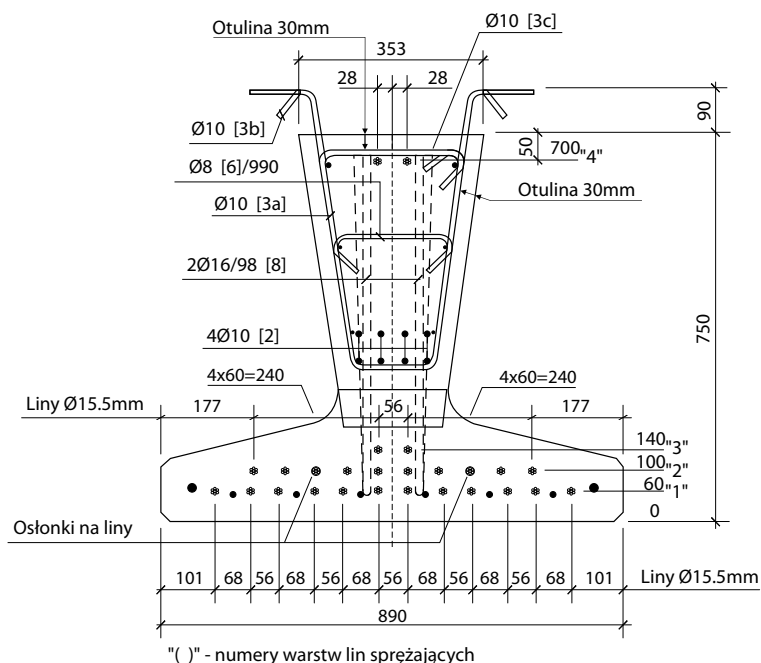
L.p.	System prefabrykacji	Opracowanie systemu	Rozpiętości przęseł	Wysokość belek	Sprężenie (sploty)	Beton	Schematy statyczne
1	Belki Kujan	Transprojekt Gdańsk 1993 i 2005 r.	9÷18 m	48÷75 cm	Φ15,5 mm	C30/37	wolnopodparte, ciągłe, ramowe
2	Kujan NG	Transprojekt Warszawa w 2004 r.	12÷18 m	55÷75 cm	Φ15,5 mm	C50/60	wolnopodparte, ciągłe, ramowe
3	Belki typu T	Mosty-Łódź, 2002, 2005, 2010 r.	12÷30 m	60÷110 cm	Φ15,5 mm Φ15,7 mm	od C30/37 do C55/67	wolnopodparte, ciągłe, ramowe, integralne
4	Belki typu DS	Transprojekt Warszawa, 2004 r.	6,0 i 9,0 m	19÷24 cm	Φ15,5 mm	C35/45	wolnopodparte, ciągłe, ramowe
5	Belki typu GT	GTI Warszawa, 2010 r.	18÷31 m	105÷125 cm	Φ15,7 mm	C50/60	wolnopodparte, ciągłe
6	Belki Typu IG	Ergon, Warszawa, 2009	9,0÷42,0 m	60÷180 cm	Φ15,2 mm	C50/60	wolnopodparte

2.2.1. Belki typu „Kujan” i „Kujan NG”

Sprężone belki prefabrykowane produkowane wspólnie, to w większości przypadków modyfikacje belek wcześniej produkowanych. Przykładem takim są belki Kujan (rys.4) o długościach od 9 do 18 m zaprojektowane przez Transprojekt Gdańsk w roku 1993, a następnie zmodyfikowane przez to samo biuro w 2005 roku, pod kątem ujednoczenia form do produkcji. Prefabrykaty mogą być stosowane w przęsłach wolnopodpartych i uciąganych mostów drogowych dla obciążeń klasy A (wg PN-85/S-10030) i obciążenia pojazdem specjalnym klasy 150 (STANAG 2021 zgodnie z rozporządzeniem MTiGM z dn. 30 maja 2000r.). Belki mają przekrój o kształcie odwróconej litery T, a ich standardowy rozstaw wynosi 60 cm. W zakładach prefabrykacji belki z reguły wykonywane są w uniwersalnych formach, a zmiana jest jedynie wysokość betonowania. Jako sploty sprężające stosuje się liny o średnicy 15,5 mm, odmiany I lub II. Klasa betonu dla prefabrykatów - min. C30/37 (B40). Dla wyeliminowania rozciągania w betonie w strefach przyporowych belek stosuje się ostionki na liny, wyjątkowo dla splotów układanych w najniższej warstwie. Do opierania belek na podporach można stosować łożyska stalowe zgodnie z rozwiązaniami katalogowymi. Produkcja realizowana jest wg typowych rozmiarów katalogowych lub w oparciu o indywidualne projekty, a prefabrykaty przeznaczone są dla przęseł o rozpiętości 9-18 m. W wyniku sprężenia elementy są wygięte ku górze (ujemna strzałka ugięcia).

Prefabrykaty wykonywane są w typowej dla tych elementów technologii - metodą „długich torów”, w której na torze o długości kilkudziesięciu metrów, w jednej linii, szeregowo, formowane są prefabrykaty z reguły o stałym przekroju poprzecznym. Ciągna przed sprężeniem są napinane i kotwione na końcach toru w blokach oporowych. Prefabrykaty przeznaczone są do stosowania w drogowych obiektach mostowych projektowanych na obciążenie ruchome - klasa A (wg PN-85/S-10030) oraz na obciążenie pojazdem specjalnym klasy Stanag 150. Prefabrykaty stosowane są wyłącznie w konstrukcjach zespolonych dla obiektów jedno i wieloprzęsłowych. Belki produkowane są jako katalogowe elementy o długościach 12 m, 15 m i 18 m. Szerokość dolnej półki wszystkich belek jest stała i wynosi 89 cm oraz 59 cm, grubość jest zmienna od 12,5 cm na końcach, do 20,3 cm na połączeniu ze środkiem. Przekrój poprzeczny jest jednakowy na całej długości prefabrykatu. Wariant belek Kujan NG (rys. 5) polega na zwężeniu półki symetrycznie z obu stron środka. Niezmienny kształt przekroju poprzecznego umożliwia wykonanie prefabrykatów dłuższych od katalogowych. Rozwiązania katalogowe przewidują budowanie przęsła w skosie do 60°, natomiast przęsła w skosie mniejszym niż 60° wymagają indywidualnego rozwiązania. Sztw-

ność poprzeczną przęseł zapewnia beton wylewany po ułożeniu belek na budowie, dotem zbrojony pakietem prętów przewlekanych prostopadle do osi belek przez otwory w środnikach. stosuje się również sprężenie w połowie lub 1/3 rozpiętości. Do produkcji stosuje się sploty sprężające o średnicy 15,5 mm (dla rozwiązań indywidualnych również 15,7 mm), odmiany I lub II. Belki wykonuje się z czołami typu A z podciętym środnikiem, które są przystosowane do opierania elementu na kłatkach, lub z czołami typu B z prostym zakończeniem środnika - przystosowane do opierania elementu na podwalinie. Prefabrykaty wykonuje się z betonów klas C40/50, które charakteryzują się odpowiednią jakością - wysoka trwałość, niskie w/c, zminimalizowany skurcz i pęcznienie dzięki zastosowaniu cementów specjalnych, zastosowanie skał pochodzenia magmowego. Ze względu na efekty reologiczne w czasie składowania ujemne ugięcie elementów będzie przyrastać, w związku z czym zaleca się ich wbudowanie i obciążenie płytą maksymalnie do 90 dni od momentu ich wyprodukowania. W przypadku dłuższego składowania należy sprawdzać ugięcie belek i jego wpływ na niweletę konstrukcji.



Rys. 4.
 Przekrój belki typu Kujan NG.

Rys. 5.
Belki strunobetonowe typu Kujan NG 18(890)
o dł. L=17,70m, klasa obciążenia - A i Stang 150



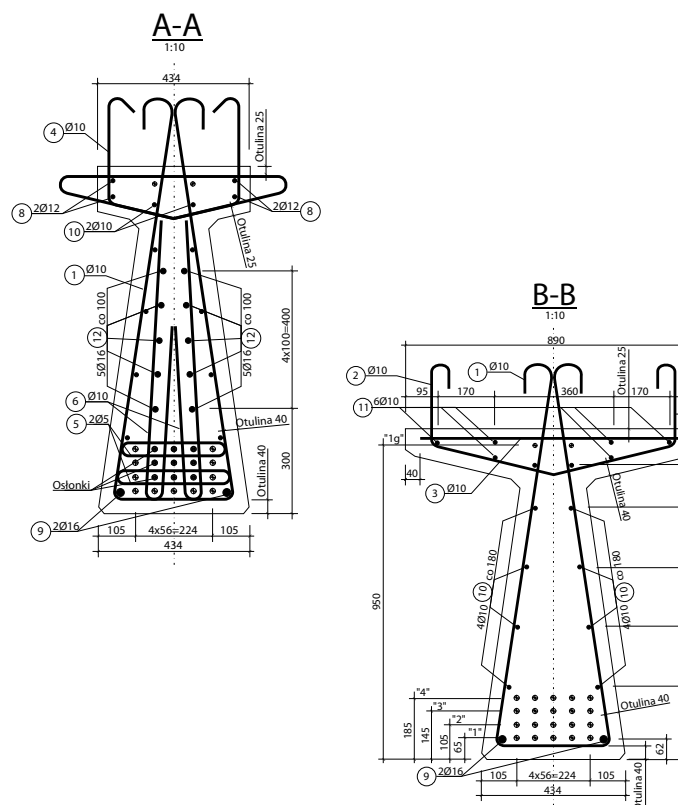
W systemach typu Kujan i Kujan NG (poz. 1 i 2 w tablicy 4), po ułożeniu belek na podporach i montażu zbrojenia poprzecznego, przestrzeń pomiędzy nimi wypełniona jest betonem. Takie przęsła mają cechy pełnych płyt monolitycznych. Duża trwałość obiektów z belek typu Kujan NG powinna zachęcać do stosowania tego rozwiązania.

2.2.2. Belki strunobetonowe typu „T”

Równie popularnymi obecnie prefabrykatami są belki strunobetonowe typu T (rys. 6). Prefabrykaty takie produkowane są na długich torach naciągowych (rys. 7, 8) w oparciu o typowe katalogi oraz wg indywidualnych projektów wykonawczych. Przeznaczone są do stosowania w drogowych obiektach mostowych projektowanych na obciążenie ruchome - klasa A (wg PN-85/S-10030) oraz na obciążenie pojazdem specjalnym klasy Stanag 150. Produkowane są jako katalogowe elementy o długościach 12 m, 15 m, 18 m, 21 m, 24 m, 27 m i 28,1 m. W przekroju poprzecznym belki mają kształt litery T, szerokość półki jest stała i wynosi 890 mm. Możliwa jest również adaptacja szerokości półki polegająca na jej zwężeniu z jednej lub z obu stron środnika. Stosuje się również adaptację belki w celu zwiększenia rozstawu prefabrykatów nawet do 120 cm polegająca na wykonaniu wcięcia na krawędzi półki górnej dla oparcia betonowych płytek deskowania traconego. Czoła belek ukształtowano

tak, aby zespolenie z żelbetową poprzecznicą było jak najlepsze. Stosuje się trzy wersje wykonania czoła prefabrykatów A, B i C dostosowane do układu konstrukcyjnego przęsła. Czoło belki typu A z podciętymi półkami i środnikiem przeznaczone jest dla układów ciągłych wieloprzęsłowych oraz swobodnie podpartych. Czoło belki typu B jest proste i stosowane w układach swobodnie podpartych. Kształt C ze ściankami formującymi ułatwia wykonanie przęseł, ścianki pełnią rolę deskowania poprzecznicę podporowej. Sprężanie belek wykonuje się za pomocą cięgien prostych z lin o średnicy $\phi 15,5$ mm lub $15,7$ mm odmiany I lub II. Sprężanie składa się z dwóch operacji: indywidualny naciąg cięgien na torze oraz grupowe zwalnianie cięgien po osiągnięciu przez beton wytrzymałości odpowiedniej do sprężania. Betonowanie belek wykonywane jest potokowo (zazwyczaj w dwóch warstwach), a mieszanka betonowa zagęszczana jest za pomocą wibratorów pogrązalnych lub przyczepnych zamocowanych do formy. Z belek typu T mogą być budowane przęsła w skosie do 60° . Istnieje możliwość uciąglenia prefabrykowanych belek mostowych [26].

Rys. 6.
Przekrój belki typu T



W czasie składowania ugięcie belek będzie przyrastać w związku z tym zaleca się ich wbudowanie i obciążenie płytą maksymalnie do 180 dni od momentu ich wyprodukowania. W przypadku dłuższego składowania należy sprawdzić ugięcie belek i jego wpływ na niweletę konstrukcji. Przęsta z belkami T są jednym z bardziej popularnych rozwiązań konstrukcyjnych stosowanych w Polsce. Łatwe w produkcji, montażu i transporcie, zapewniają odpowiednią współpracę belek w ustroju, dzięki wykonywanej na nich dość grubej żelbetowej płycie współpracującej.

Rys. 7.
Widok montażu zbrojenia dla belek typu T oraz betonowanie prefabrykatów na torze naciągowym



Rys. 8.
Belka strunobetonowa projektowana indywidualnie, typu T24 skrócona do dł. L=20,50m, czoło typu „A” z podciętym środkiem przystosowane do opierania na kłatkach, klasa obciążenia - A i Stang 150

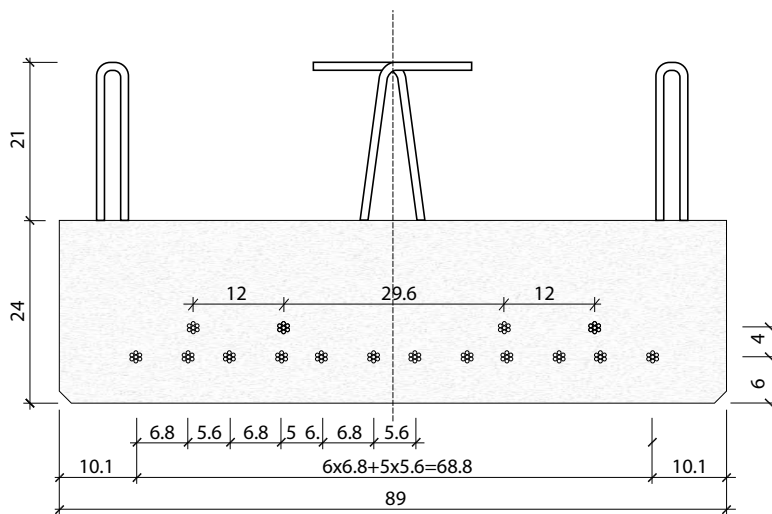


Belki prefabrykowane typu T są zespolone z żelbetową płytą monolityczną. Umożliwiają budowę przęseł w standardowym zakresie rozpiętości 12÷21 m (belki typu T12, T15, T18, T21) oraz w obiektach statycznie niewyznaczalnych o rozpiętości przęseł 24÷30 m (belki typu T24, T27). Ostatnio w Kielcach wybudowano wiadukt o rozpiętości 32 + 42 + 32 m ze zmodyfikowanych belek T30. Ich wysokość wynosiła 60 ÷ 110 cm. Zakończenia (czoła) belek przystosowano do układów ciągłych, ramowych i swobodnie podpartych. Sprężenie belek stanowią proste liny średnicy 15,5 mm (odmiana I), zapewniające tzw. sprężenie ograniczone ($\sigma_b < R_{btk0,05}$) według [15]. Liczba cięgien w belce swobodnie podpartej, w zależności od długości belki, wynosi zazwyczaj 11÷26. Część cięgien może być projektowo pozbawiona przyczepności na końcowych odcinkach, co umożliwia racjonalne wykorzystanie belek w ustrojach ciągłych. Obiekty z belek T mogą być kształtowane w formie układów ciągłych, ramowych lub zintegrowanych z nasypem drogowym. Maksymalny kąt skosu wynosi 60°. Sztywność poprzeczna tych ustrojów jest zapewniona przez monolityczną płytę pomostu grubości zazwyczaj 24÷26 cm, z betonu klasy C30/37.

2.2.3. Belki typu DS

Prostokątne belki strunobetonowe typu DS (rys. 9, 10) zaprojektowane zostały przez Transprojekt w Warszawie, w roku 2004, z przeznaczeniem do budowy małych zespolonych przęseł mostowych o długości 6 i 9 m. Prefabrykaty te przeznaczone są do stosowania w drogowych obiektach mostowych projektowanych na obciążenie ruchome klasy A (wg PN-85/S-10030) oraz na obciążenie pojazdem specjalnym klasy Stanag 150. W przekroju poprzecznym belki DS mają szerokość 890 mm i wysokość stałą, zależną od długości belki: dla długości 6 m wysokość wynosi 19 cm, a dla dl. 9 m wysokość wynosi 24 cm. Obiekty z belek DS

Rys. 9.
Przekrój poprzeczny belki typu DS

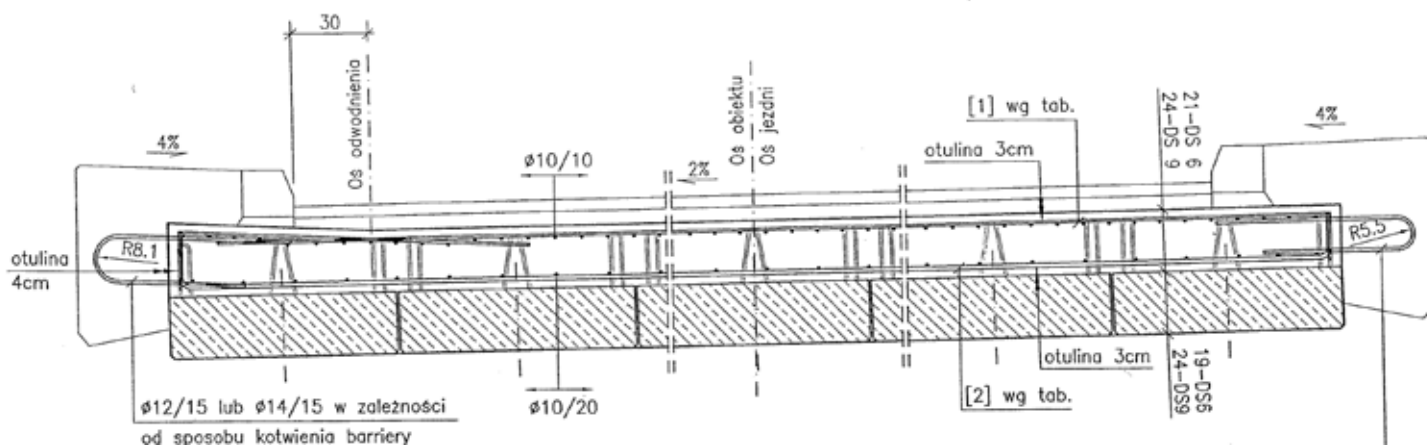


są jednoprzęsłowe, połączone przegubowo z podporami. Rozwiązania katalogowe przewidują budowane przęsła w skosie do 60°. Przęsła w skosie mniejszym niż 60° wymagają indywidualnego rozwiązania. Płyta współpracująca z prefabrykatami jest wylewana na budowie bezpośrednio na prefabrykaty. Zbrojenie płyty stanowią siatki prostych prętów zbrojeniowych (górna i dolna). Przęsła z belkami DS stanowią uzupełnienie w stosunku do typu Kujan NG, posiadają tę samą szerokość i mogą być wykorzystywane do wbudowania w tym samym obiekcie w mniejszych przęsłach, np. przęsłach skrajnych, ponieważ przystosowane są do uciągania.

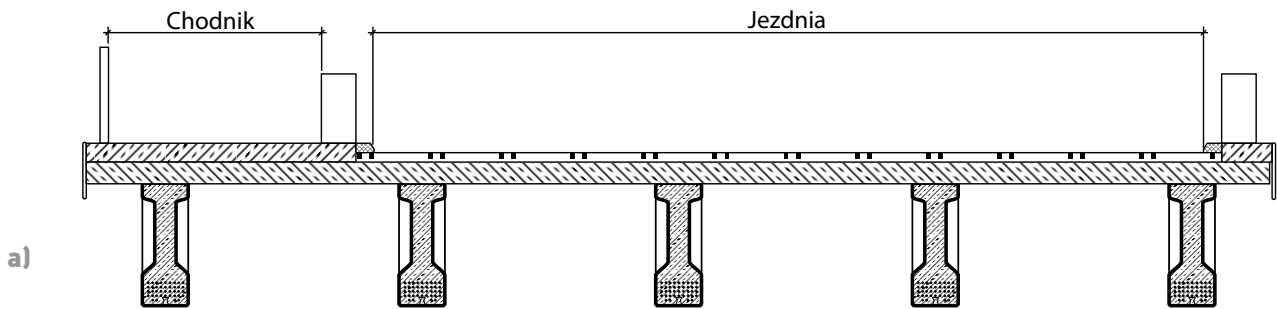
2.2.4. Belki typu I

Strunobetonowe belki typu I (rys. 11) stanowią typową konstrukcję nośną płyt pomostów, odpowiednią w belkowych układach jedno i wielu przęsłowych oraz układach ramowych. Zbrojenie poprzeczne belek ukształtowane jest w sposób umożliwiający monolityczne ich połączenie z płytą pomostu. Przekrój belek jest zmienny na długości elementów: prostokątny w strefach przypodporowych i pocieniony – kształt litery „I” – w strefach przęsłowych. Rozpiętości elementów zazwyczaj zawierają się w przedziale od 18 do 31 m.

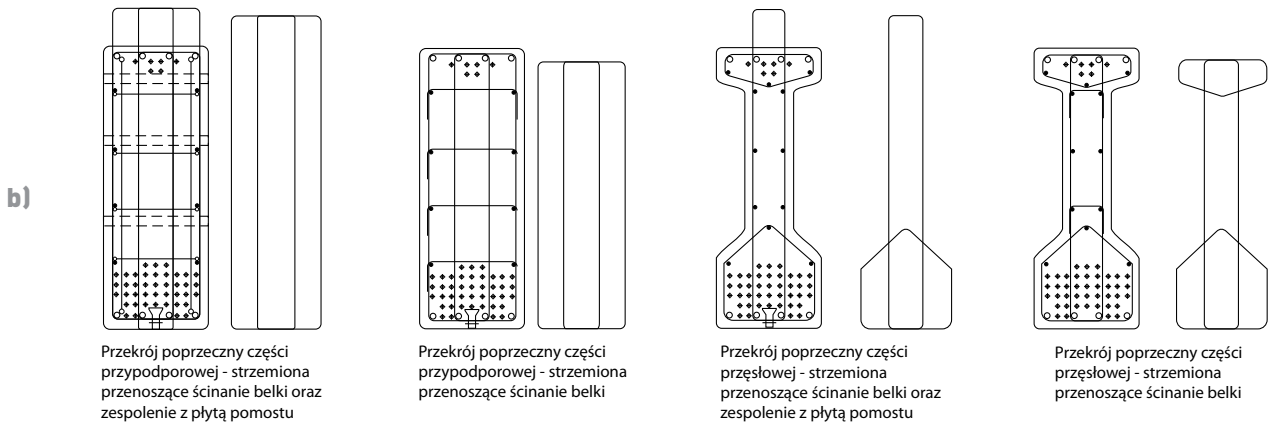
Rys. 10.
Ustrój nośny z belek prefabrykowanych typu DS



Rys. 11.
Przekrój poprzeczny ustroju mostowego (a), konstrukcja belki I (b) oraz belka I w czasie Transportu (c)



a)



b)



c)

2.2.5. Belki strunowo-kablowe

Szczególnym rodzajem prefabrykacji przęseł wiaduktów i mostów są belki strunowo-kablowe, [rys. 12, 13] przeznaczone do konstruowania przęseł w formie dźwigara (dźwigarów) z płytą monolityczną, w zależności od szerokości mostu (wiaduktu), dwuwspornikową, lub wieloprzęstową. Prefabrykowane częściowo lub całkowicie żebro-dźwigar pozwala na wykonanie szalunku bezpodporowego pod płytą monolityczną. Prefabrykat może być wykonany w postaci pełnej o przekroju trapezowym, lub „wydrążony” do stanu cienkościennej skorupy włącznie, dla zmniejszenia masy montażowej. Element wykonuje się jako belkę strunobetonową

[rys. 14] o nośności gwarantującej przeniesienie obciążenia ciężarem własnym, płytą monolityczną i ciężarem szalunku podwieszzonego, natomiast pełne obciążenie użytkowe przenosi przekrój zespolony (belka prefabrykowana + płyta) dodatkowo sprężony kablami. Wprowadzenie dodatkowego sprężenia kablami jest celowe ze względu na uciążenie konstrukcji, co korzystnie zmienia schemat statyczny ustroju. W prefabrykacji osadza się niezbędne elementy do sprężenia kablami – głowice kotwiące, ostony kanałów kablowych, odpowietrzenia, rewizje, w pełnym zakresie w belkach o pełnym przekroju, lub częściowo w belkach „drążonych”.

Rys. 12.
Wiadukt drogowy z zastosowaniem prefabrykowanych belek strunowo-kablowych



Rys. 13.
Belka strunowo kablowa: a) - widoczne wystające z czoła belki zbrojenie - struny i pręty oraz zakotwienia kablowe, b) widok z góry - widoczne dyblowania, wytyki i wystające zbrojenie do powiązania z betonem monolitycznym

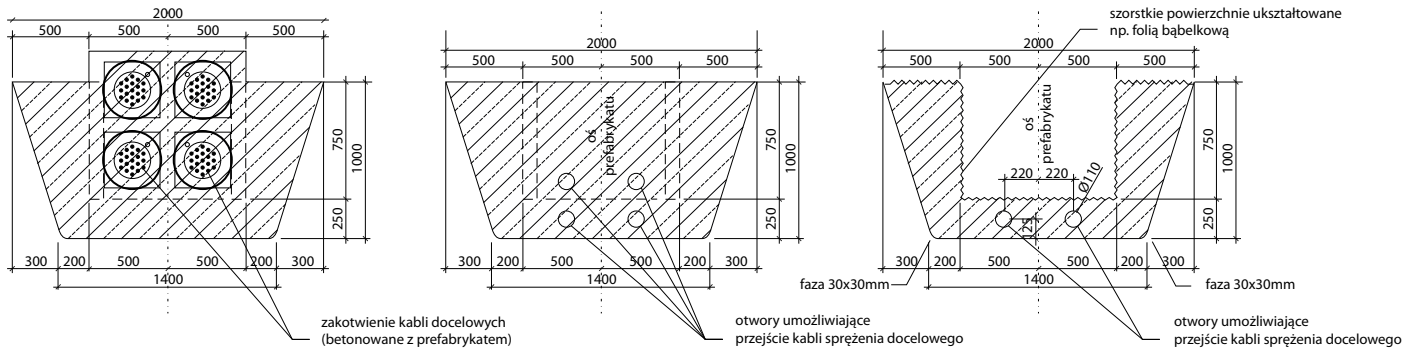


a)



b)

Rys. 14.
Przekroje poprzeczne belek strunowo-kablowych



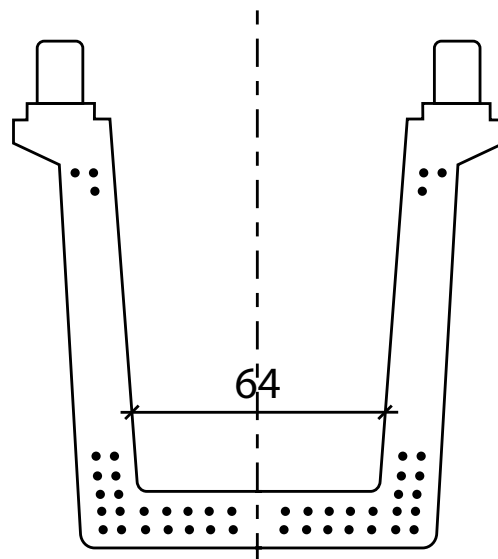
Rys. 15.
Montaż belek strunowo-kablowych na tymczasowych podporach



Belki tego typu wykorzystuje się do tworzenia układów jedoprzęstowych, (rys. 15) natomiast dla schematów wieloprzęstowych lepiej nadają się belki typu „U”, o otwartych końcach, traktowane jako samonośny „szalunek tracony”, gdzie całość sprężenia kablowego, łącznie z zakotwieniami wykonuje się w betonie monolitycznym w prefabrykowanym szalunku. Otwarte końce prefabrykatu pozwalają na przeprowadzenie kanałów kablowych zgodnie z potrzebami schematu wieloprzęstowego. W latach „80” belki typu „U” (rys. 16) były produkowane jako część przekroju skrzynekowego (z pozostawieniem pustki wewnętrznej), jednak z powodu wymogu dostępu rewizyjnego, ich produkcja została zaniechana. Przekroje skrzynekowe z segmentów prefabrykowanych z dostępem rewizyjnym są dobrym rozwiązaniem dla przęseł o większych rozpiętościach. Dla przęseł o rozpiętościach do 30m zastosowanie przekroji zespolonych pełnych z sprężeniem strunowo-kablowym pozwala na redukcję wysokości żebra do jednego metra, lub niewiele więcej.

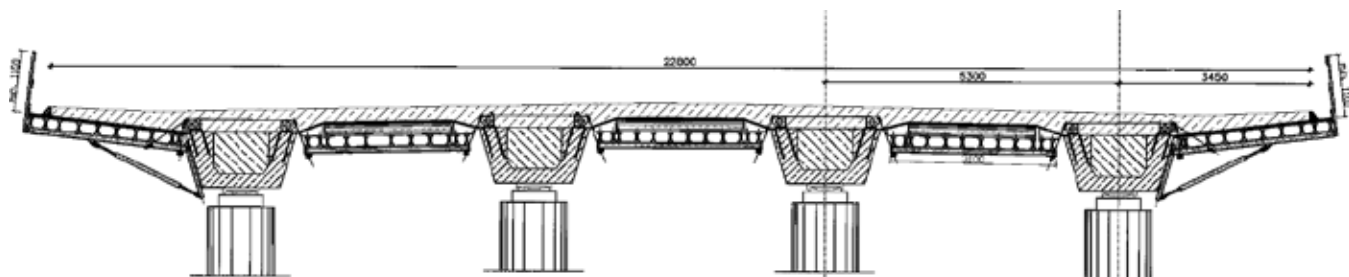
Ograniczenie stanowią warunki transportowe – długość elementu i masa sięgająca 60 – 70t. Ponieważ sprężenie strunowe sięga sumarycznie sił rzędu 10 000 kN, a masa prefabrykatu 70t, produkcja wymaga posiadania linii produkcyjnych zdolnych do spełnienia powyższych wymogów.

Rys. 16.
Przekrój „U” z lat „80”-tych



Prefabrykowane belki stanowią dostateczną podstawę do wykonania podwieszono-bezpodporowego szalunku pod monolityczną częścią przekroju przęstowego.

Rys. 17.
Przykładowe podwieszenie szalunku płyty monolitycznej wiaduktu



Rys. 18.
Konstrukcja podszalunkowa przy zastosowaniu prefabrykowanych belek (a) i dla porównania przęseł monolitycznych (b)



a)



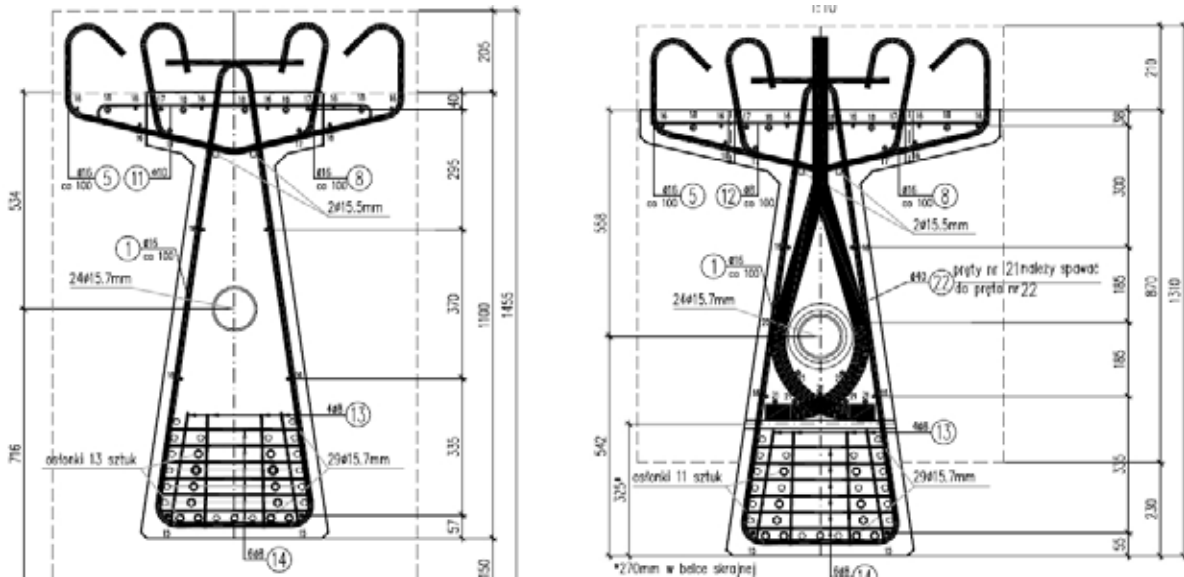
a)

Prefabrykaty wykonywane są na podstawie indywidualnych projektów, które przewidują, iż po zmontowaniu belek strunobetonowych na budowie i wykonaniu elementów żelbetowych (płyta, poprzecznicza), nastąpi drugi etap sprężania konstrukcji za pomocą kabli. Następnie kanały kablowe zostają wypełnione iniektem cementowym. Prefabrykaty takie nazywamy belkami struno-kablobetonowymi. Sprężanie belek w wytwórni odbywa się podobnie jak dla typowego strunobetonu za pomocą lin o średnicy ϕ 15,7 mm - indywidualny naciąg cięgien na torze i grupowe zwalnianie lin po osiągnięciu przez beton 70% projektowanej wytrzymałości. Istotną sprawą podczas procesu technologicznego jest właściwe wykonanie montażu elementów tras kabli sprężających. Ostony kabli sprężających mogą być wykonane z karbowanych rur stalowych, jak i z tworzyw sztucznych, a odcinki rur łączy się za pomocą specjalnych złączek.

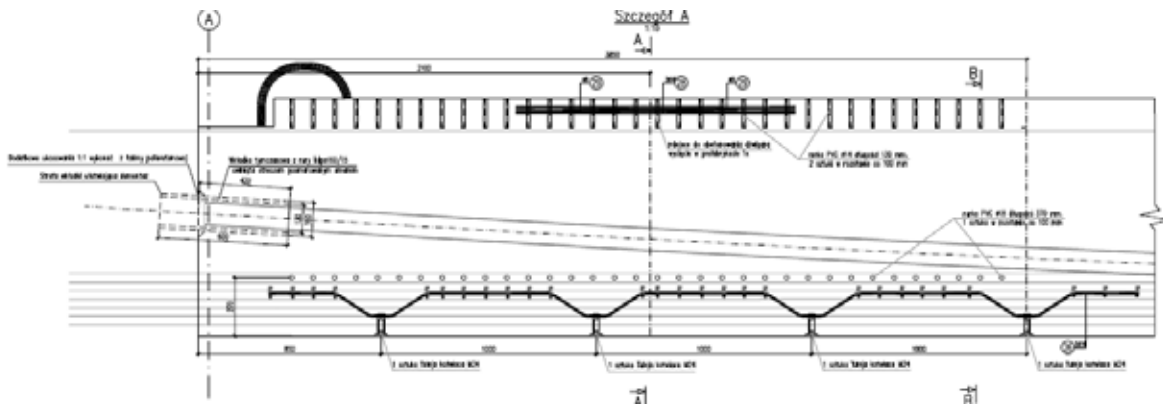
Rys. 19.
Zbrojenie belki strunobetonowej z zamontowanymi do przeprowadzenia na budowie kabli sprężających. Belki o długości 27, 30 m, wykonane z betonu kl. C50/60 na obiekt mostowy nad rzeką Łubinka w Nowym Sączu. Wymagana siła w linii przed betonowaniem belki wynosiła - 209,25 kN



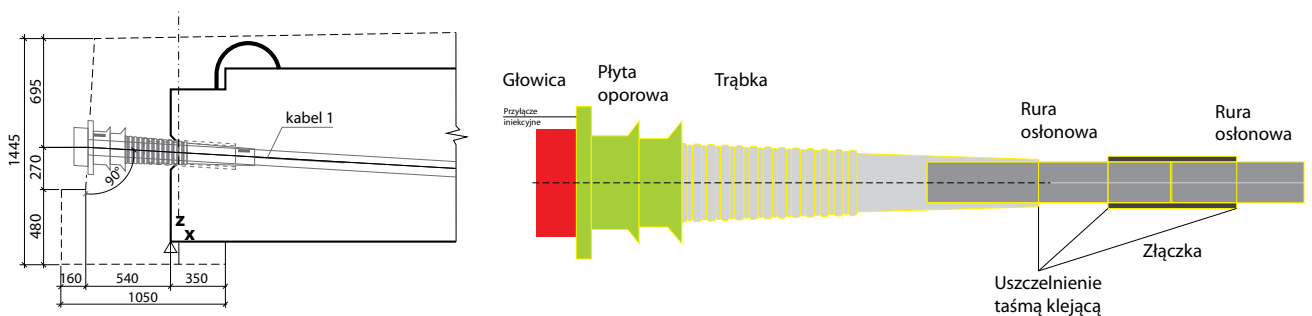
Rys. 20.
Przekrój poprzeczny belki strunowo - kablobetonowej



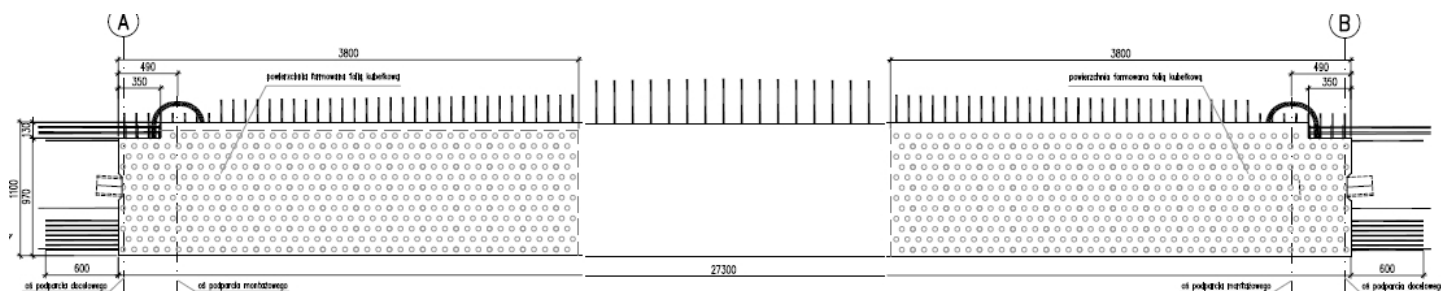
Rys. 21.
Widok boczny belki



Rys. 22.
Elementy kabla sprężającego, połączenie rury osłonowej z „trąbką”



Rys. 23.
Widok boczny belki



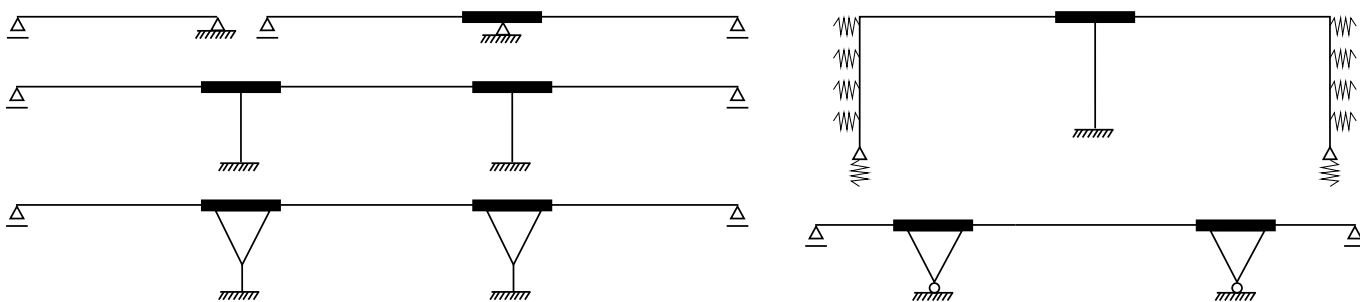
3. WYBRANE ZAGADNIENIA PROJEKTOWANIA PREFABRYKOWANYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

3.1. Kształtowanie ustrojów prefabrykowanych

W początkowym okresie rozwoju prefabrykacji (lata 60, 70 i 80-te XX w.) budowano przęsła swobodnie podparte. Na początku lat 90-tych, z uwagi na problemy z trwałością konstrukcji oraz potrzebę poprawienia warunków eksploatacyjnych obiektów, przebudowywano ustroje wolnopodparte (izostatyczne) na układy o pozornym lub pełnym uciążleniu (hiperstatyczne).

Aktualnie realizowane konstrukcje mostowe z belek prefabrykowanych, w przypadku przęseł pojedynczych, mają schemat belki swobodnie podpartej, natomiast przy większej liczbie przęseł stosuje się układy statyczne w postaci belek ciągłych i ram, a nawet ram zintegrowanych z nasypem drogowym (rys. 24). Współczesne belki prefabrykowane przystosowane są do pracy w ustrojach

Rys. 24.
Przykładowe schematy statyczne stosowane w obiektach mostowych z belek prefabrykowanych



Obecnie stosuje się układy belkowe ciągłe i ramowe (rys. 24). Ostatnio budowane są nawet tzw. mosty integralne (zintegrowane), charakteryzujące się większą interakcją i współdziałaniem konstrukcji z otaczającym gruntem (za ścianami przyczółków i w poziomie posadowienia), niż w klasycznych układach ramowych. W schematach hiperstatycznych występuje rozkład sił wewnętrznych i ugięć korzystniejszy z uwagi na wielkość przekroju i zużycie materiałów.

hiperstatycznych. Wymaga to jednak zastosowania węzła uciążlającego o zwiększonej długości lub korekty sprężenia. Węzły uciążlające mogą być realizowane w wielu wariantach geometrycznych i konstrukcyjnych. Z tego względu podlegają indywidualnemu projektowaniu. Współczesne obiekty mostowe z belek prefabrykowanych wykonywane są jako konstrukcje zespolone typu beton-beton (ściślej strunobeton-beton). Ustroje nośne są więc kombinacjami elementów prefabrykowanych (belki

i uzupełniającego betonu monolitycznego (płyta pomostu, poprzecznice, węzły). Taka mieszana technologia umożliwia wyeliminowanie wad zidentyfikowanych w ustrojach prefabrykowanych z końca ubiegłego wieku. Istotne jest to, że elementy prefabrykowane, oprócz swojej funkcji nośnej, spełniają rolę deskowania płyty pomostu. Fragmenty monolityczne (żelbetowe) spajają (monolityzują) elementy prefabrykowane w jedną całość.

Ze względu na ograniczoną trwałość niektórych prefabrykatów z XX wieku, nie należy kształtować belek osiennie rozwiniętym (zróznicowanym) przekroju poprzecznym. Dzisiaj, ze względów utrzymaniowych, trwałościowych i eksploatacyjnych preferowane są możliwe zwarte i krępe przekroje. Aktualnie stosuje się w praktyce trzy typy przekrojów poprzecznych prefabrykatów: prostokątny, teowy lub wąski dwuteowy. Sporadycznie stosowane są strunowo-kablowe trapezowe belki korytkowe, które wypełnione są betonem monolitycznym (np. wiadukt w Częstochowie na skrzyżowaniu dróg DK11 i DK-46).

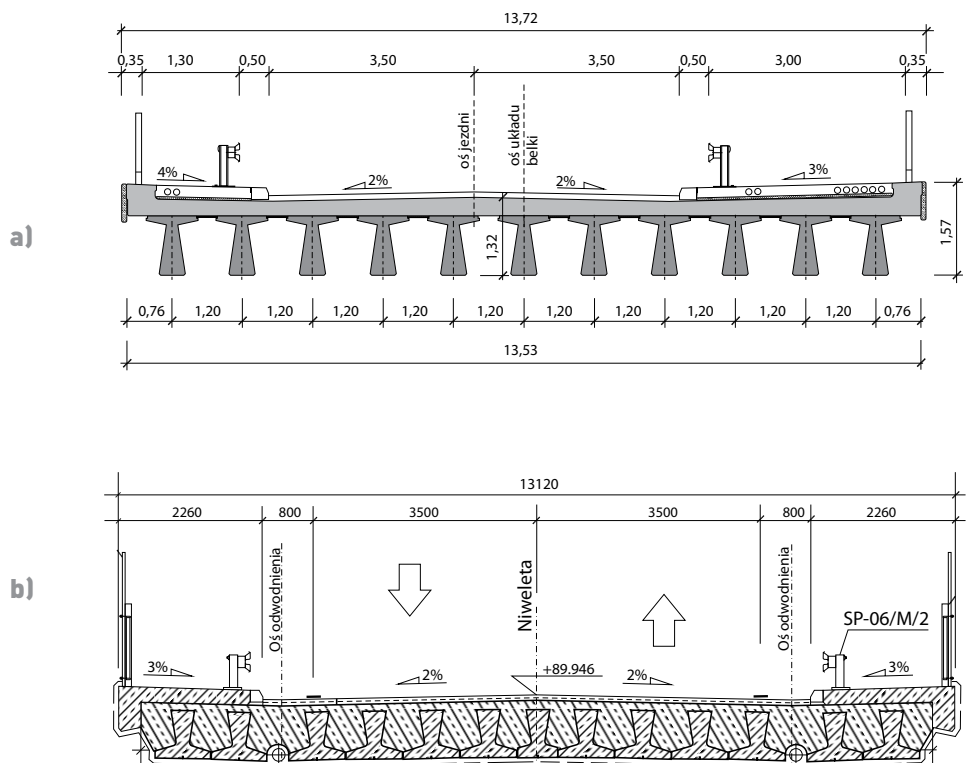
W technologii betonu prefabrykowanego w polskich warunkach najczęściej wykonuje się przęsła płytowe (rys. 25) o rozpiętościach dochodzących do 21 m i płytowo-belkowe przy rozpiętości maksymalnej 31,0 m (belki typu GT). Według najnowszych rozwiązań krajowych przekroje belkowo-płytowe można stosować w przęsłach wolno- podpartych o maksymalnej rozpiętości 42,0 m. W nie-

których typach prefabrykatów rozpiętość przęsła można zwiększyć przez wydłużenie monolitycznych węzłów uciążlających.

Mosty płytowe kształtowane są obecnie najczęściej z wykorzystaniem belek „Kujan”, Kujan NG” w kształcie odwróconej litery „T” oraz prostokątnych belek DS, przy mniejszych rozpiętościach (do 9,0 m). W belkach „Kujan” po ułożeniu belek na oczepach lub tymczasowych podporach montażowych, poprzez otwory w ich środkach przeplatane jest zbrojenie poprzeczne, a przestrzenie między belkami wypełnione są betonem monolitycznym. Sztywność takiego układu jest zbliżona do tradycyjnych monolitycznych przęsła płytowych.

W przęsłach belkowo-płytowych obecnie stosuje się belki o przekroju zbliżonym do teowników (belki typu T) lub dwu teowników (belki typu IG), a czasami również belki prostokątne (prefabrykaty GT). Kluczowym elementem w tego typu przęsłach jest zapewnienie prawidłowego rozdzielenia poprzecznego obciążenia na belki, zwłaszcza w przypadku ciężkich pojazdów. Odpowiednią współpracę poprzeczną belek (brak „klawiszowania”) zapewnia żelbetowa płyta pomostu (nadbeton) grubości minimum 24 cm. Płyta po stwardnieniu betonu pracuje przy przenoszeniu obciążeń od wyposażenia, taboru i wpływów termicznych jako wtórna półka dźwigara zespolonego beton-beton.

Rys. 25.
Przekroje poprzeczne przęsła prefabrykowanego:
a) wiadukt z belek typu T
b) wiadukt z belek typu Kujan



W początkach prefabrykacji belki sprężone stosowano zazwyczaj w układach wolnopodpartych, a w przypadku większej liczby przęseł na ustrój nośny obiektu składał się ciąg belek swobodnie podpartych, pomiędzy którymi instalowano urządzenia dylatacyjne. Konstrukcje takie charakteryzowały się niewielką trwałością. Z tego względu przebudowywano je na układy uciążłone pozornie, tj. tylko poprzez cienką płytę pomostu. Współcześnie z prefabrykatów strunobetonowych powszechnie buduje się ustroje belkowe ciągłe i ramowe. W praktyce krajowej elementy uciążlające belki kształtuje się w postaci żelbetonowych węzłów monolitycznych, nieco wyższych niż prefabrykaty. Przy połączeniu węzła uciążlającego z filarami podpór pośrednich lub podpór skrajnych (przyczółków) uzyskuje się schemat ramowy.

Połączenia (styki, węzły) uciążlające zwykle mają formę belki (krótkie węzły uciążlające) lub płyty (wydłużone węzły uciążlające) o przekroju prostokątnym, stanowiącej jednocześnie poprzecznice podpory pośredniej i oczep belek. Mogą być oparte na podporach za pomocą łożysk lub połączone w sposób sztywny, w wyniku czego przęsło wraz z podporami tworzy układ ramowy. We współczesnych obiektach zrealizowano nawet węzły połączone w sposób monolityczny z podporami typu „V” (wiadukt nad ul. Radomską w Kielcach) oraz typu „Y” (wiadukt nad ul. Żytnią w Kielcach).

Konstrukcje przęseł prefabrykowanych obiektów mostowych wynikają zwykle z przyjętego rozwiązania katalogowego belki prefabrykowanej, które również może podlegać niewielkim modyfikacjom. Obejmują one najczęściej indywidualne trasowanie sprężenia, np. korektę liczby splotów lub zasięgu ich ostonek w przy końcach prefabrykatów, w strefach przypodporowych. Kształt belki i geometrię płyty nadbetonu pozostawia się bez zmian w stosunku do katalogu. Strefy podporowe ustrojów hiperstatycznych kształtuje się w postaci monolitycznych węzłów uciążlających, wykonanych najczęściej z betonu zbrojonego. Mimo, że w katalogach podane są przykładowe rozwiązania konstrukcyjne styków, elementy te podlegają indywidualnemu wymiarowaniu.

3.2. Specyfika pracy obiektów z prefabrykatów

Konstrukcje z belek prefabrykowanych są łatwe pod względem wykonawczym, ale ich analiza obliczeniowa jest trudniejsza niż innych typowych obiektów o porównywalnych rozpiętościach. Wynika to z różnicy pracy prefabrykatów tuż po wytworzeniu i wbudowanych w układ hiperstatyczny. Projektowanie mostowych konstrukcji zespolonych typu beton-beton z belek prefabrykowanych jest złożone z uwagi na wpływ zjawisk reologicznych i odmienne schematy statyczne w poszczególnych fazach pracy (stadiach obciążenia).

W praktyce projektowej często są pomijane dokładne

obliczenia konstrukcji w stanach pośrednich oraz wymiarowanie samych prefabrykatów. Jedną z korzyści wynikających ze stosowania **rozwiązań katalogowych** powinno być ograniczenie zakresu analizy statyczno-wytrzymałościowej belki. Projektowanie sprowadza się wówczas do rozsądnej adaptacji rozwiązań katalogowych.

Zagadnienia, które powinny podlegać analizie w projektowaniu układów z belek prefabrykowanych dotyczą:

- możliwości dostosowania belek „katalogowych” do pracy w układach ciągłych i ramowych,
- oszacowania pierwotnych i wtórnych efektów reologicznych wywołujących redystrybucję naprężeń w przekrojach i sił wewnętrznych w ustroju,
- niepewności w odniesieniu do przebiegu zjawisk reologicznych elementów monolitycznych i belek sprężonych w rzeczywistej konstrukcji statycznie niewyznaczalnej,
- uwzględnienia redystrybucji sił wewnętrznych w związku z fazowaniem budowy i zmianą schematu statycznego oraz układu obciążeń,
- wpływu zarysowania węzła uciążlającego na przyrost sił wewnętrznych w belce prefabrykowanej,
- możliwości wpasowania belek w niweletę obiektu założoną w projekcie (w chwili wbudowania belek – strzałki odwrotne),
- stanu wyężenia i sposobu konstruowania zbrojenia węzłów uciążlających.

Belki prefabrykowane w układach statycznie niewyznaczalnych.

Zastosowanie prefabrykatów niektórych typów (np. belki T, Kujan NG) do konstrukcji o schematach statycznych ciągłych lub ramowych przewidziano standardowo w katalogach producentów. Z uwagi na duże naprężenia ściskające w dolnych włóknach belek w strefie momentów podporowych (ujemnych) styk belki z węzłem uciążlającym odsuwany jest od osi podpory lub zwiększa się liczbę wyłaczanych splotów przy końcach prefabrykatów jest to tzw. „debonding”. Autorzy katalogów zwykle nie podają jednoznacznej informacji czy belki zaprojektowane do pracy w układach swobodnie podpartych można zaadaptować wprost (bez korekty sprężenia) do schematów statycznie niewyznaczalnych. Podejście do zagadnienia jest różne. W wielu ustrojach wybudowanych w Polsce układy ciągłe stosowano z „podstawowym” sprężeniem belek i nie odnotowano usterek w tych obiektach. W belkach większych rozpiętości (np. T18, T21, T24 i T27, Kujan NG18) część ciągien na końcowych odcinkach jest pozbawiana przyczepności („debonding” - ostonki na końcach). Z tych względów maksymalne sprężenie nie występuje w skrajnych przekrojach belek, co zmniejsza ryzyko przekroczenia naprężeń ściskających w dolnych włóknach przy podporach.

W praktyce projektowej stosowane są dwa sposoby

umożliwiający zastosowanie belek prefabrykowanych w układach ciągłych: wydłużanie węzłów uciągających lub indywidualne trasowanie sprężenia. W rozbudowanych węzłach uciągających moment podporowy szybko zmniejsza się, osiągając w miejscu styku belki niewielkie wartości, lecz z uwagi na „rozsuniecie” obwiedni obliczeniowych momentów – różne od zera. Oznacza to, że wbudowana belka w takim układzie pracuje, na swojej długości, prawie jak w układzie swobodnie podpartym (por. rys. 26).

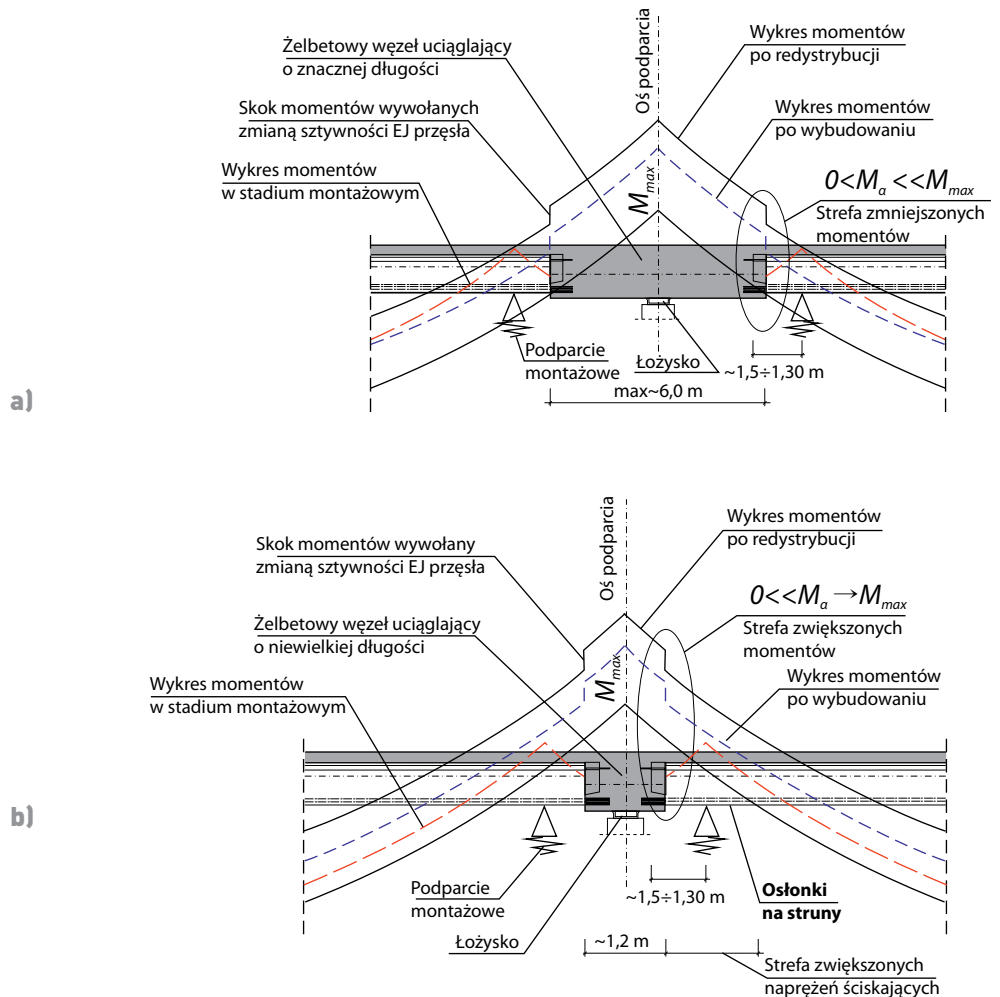
Przy doborze długości węzłów uciągających należy zwracać uwagę na możliwość zarysowania górnych włókien betonu belki prefabrykowanej w styku z węzłem uciągającym (znajdującym się w strefie obwiedni momentów ujemnych). Moment charakterystyczny od obciążeń stałych i użytkowych przekraczający moment rysujący w przypadku zbyt krótkich węzłów uciągających może pojawić się w styku węzła i belki. W takiej sytuacji można zastosować dodatkowe sprężenie węzła.

Drugim sposobem ograniczenia naprężeń ściskających w dolnych włóknach belek w pobliżu podpór pośrednich jest indywidualne zaprojektowanie sprężenia w strefie momentów ujemnych w postaci dodatkowych ostonek strun sprężających (rys. 26). Zasięg stosowanych ostonek (wyłączenia strun) można z pewnym przybliżeniem dobrać na podstawie porównania wykresów obwiedni momentów zginających w przypadku układu swobodnie podpartego i ciągłego.

Efekty reologiczne. W konstrukcjach ciągłych i ramowych, o dużym stopniu statycznej niewyznaczalności, zjawiska reologiczne obejmują [6, 16, 17÷20, 27÷30, 33, 37, 39, 40, 43]:

- różnicę skurczu $\Delta\epsilon$ nadbetonu i belki prefabrykowanej o wartości zależnej od geometrii przekroju, warunków środowiska (temperatura, wilgotność), składu mieszanki betonowej, stopnia zbrojenia belki i płyty monolitycznej oraz chwili wbudowania prefabrykatu (w układach ciągłych powoduje dodatkowe siły wzbudzone),

Rys. 26.
Sposoby redukcji naprężeń ściskających dolnych włókien belek w strefach podpór pośrednich:
a) rozbudowanie węzła uciągającego - „rozsuniecie” czoła belki, b) zastosowanie ostonek na struny sprężające - „debonding”



- skurcz betonu monolitycznego węzła uciągającego; powoduje on dodatkowe siły wzbudzone, jeżeli przyjęty sposób połączeń z podporami ogranicza swobodę odkształceń (podpory typu „V” lub „Y”, sztywne ramy wieloprzęstowe),
- redystrybucję naprężeń w przekrojach zespolonych spowodowaną pęczaniem betonu belki prefabrykowanej, płyty i węzła uciągającego (zmiana położenia osi obojętnej przekroju); są to tzw. pierwotne efekty pęczania; w przekrojach zespolonych ten stan uwzględnia się na etapie wymiarowania przez modyfikację stosunków modułu sprężystości stali i betonów (n , $2n$, $3n$ lub na podstawie modułu betonu uwzględniającego pęczanie E_{pp}),
- redystrybucję sił wewnętrznych w czasie, wynikającą z ograniczenia odkształceń od efektów pierwotnych pęczania w układzie z dodatkowymi więzami oraz przyjętą technologią montażu; są to tzw. wtórne efekty pęczania; w ustrojach z belek prefabrykowanych dotyczy to ograniczeń swobody kątów obrotu przekrojów zespolonych (prefabrykat i nadbeton), które są częściowo utwierdzone w podatnych węzłach uciągających,
- reologiczną redukcję sił naciągu strun sprężających spowodowaną relaksacją stali i pęczaniem betonu belki (efekty pierwotne),
- redystrybucję sił w układzie statycznie niewyznaczalnym spowodowaną efektami wtórnymi pęczania od strat reologicznych siły sprężającej belek pracujących w układzie ciągłym oraz od obciążeń stałych; wynika to z tego, że sprężenie belek następuje przed uciągnięciem, a więc nie ma wpływu na rozkład sił wewnętrznych w schemacie statycznie niewyznaczalnym; strata reologiczna siły sprężającej występuje w belkach pracujących już w układzie ciągłym, powodując redystrybucję sił wewnętrznych w całym ustroju nośnym.

Węzły uciągające. W stykach podporowych zapewniających pracę belek w schemacie statycznie niewyznaczalnym (ciągłym lub ramowym) mogą powstawać momenty zginające o różnych znakach:

- ujemne (górną) – od obciążeń ciężarem własnym, wypośażeniem, osiadaniem podpór; od redystrybucji sił wewnętrznych w wyniku wtórnych efektów reologicznych; od skurczu betonu, obciążeń użytkowych (tabor, tłum) i termicznych,
- dodatnie (dołem) – od pęczania spowodowanego sprężeniem belek prefabrykowanych i oddziaływań termicznych lub osiadania podpór.

Z tego względu w wymiarowaniu przekrojów krytycznych powinno się rozpatrywać „skrajne” sytuacje obliczeniowe, tak aby otrzymać najniekorzystniejsze siły wewnętrzne, tj.:

- maksymalne ujemne momenty podporowe (górną) w obrębie węzła uciągającego od pęczania przęsta zespolonego belka-nadbeton w wyniku przeważającego wpływu obciążeń długotrwałych,

- możliwość pojawienia się w strefach podporowych momentów dodatnich (dołem) w przypadku dominującego wpływu pęczania sprężenia belek prefabrykowanych lub osiadania podpory.

Ze względu na drugą sytuację obliczeniową stosuje się dodatkowe elementy zapewniające przejście momentów dodatnich, których rolę spełniają „wystające” na długość zakotwienia struny sprężające wraz z odpowiednio skonstruowanym zbrojeniem węzła uciągającego lub dodatkowe pręty zakończone hakami lub pręty wystające z belek, spawane na długości węzła.

Konstrukcje z belek prefabrykowanych o rozbudowanych węzłach uciągających wznosi się z zastosowaniem tymczasowych podpór montażowych, oddalonych około 1,15÷1,30 m od czoła belki. Występowanie pośrednich stanów montażowych oraz procesów reologicznych powoduje redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji w czasie a podatność węzłów wpływa na pracę statyczną konstrukcji, wyężenie belek i zakres redystrybucji sił. Za redystrybucję sił są odpowiedzialne wtórne efekty reologiczne wywołane pęczaniem od ciężaru własnego, skurczem betonu i sprężeniem belek, nieciągłością struktury betonu oraz różnicami w gabarytach i sztywnościach elementów monolitycznych i prefabrykowanych układu statycznego (inny przebieg pęczania tych elementów). Pełne ujęcie obliczeniowe tych zjawisk jest kłopotliwe, ponieważ wymaga zaawansowanego oprogramowania, ale nie zawsze jest konieczne. Uproszczone metody uwzględniające wpływ podatności węzłów uciągających na reologiczną redystrybucję sił opisano w [24, 25, 27]. Można je stosować w obliczeniach bez wykorzystania oprogramowania komputerowego. W obliczeniach za pomocą MES podatność węzłów (przekrój, sztywność EJB, długość węzła, sposób połączenia z podporami) jest uwzględniana od razu na etapie rozwiązywania układu równań metody elementów skończonych (MES) w ciągłym schemacie statycznym.

Niweleta. W obiektach budowanych z belek prefabrykowanych w zasadzie nie ma możliwości zaprojektowania (wymuszenia) strzałek odwrotnych (podniesień wykonawczych) dostosowanych do niwelety. Zależą one od stanu odkształcenia belki w momencie wbudowania, który wynika z czasu i warunków składowania (zwykle maksymalnie do 90÷180 dni). Kierunek przyrostu przemieszczeń pionowych belek prefabrykowanych zależy od charakteru wykresu naprężeń normalnych na wysokości przekroju. W stadium składowania wpływ efektów reologicznych od sprężenia powoduje przyrost przemieszczeń do góry (brak „balastu”, większe naprężenia ściskające we włóknach dolnych).

Czasami belki projektowane są w taki sposób, aby poziom naprężeń w pasie dolnym od obciążeń długotrwałych w trakcie eksploatacji nie powodował przyrostu odkształceń. Mimo to kierunek przemieszczeń belki wbudowanej

w układ ciągły lub ramowy jest trudny do przewidzenia, gdyż zależy od wielu czynników, w tym czasu składowania i wbudowania, schematu statycznego konstrukcji, ciężaru wyposażenia oraz przebiegu pierwotnych i wtórnych efektów reologicznych. W przypadku, gdy obciążenia stałe „przeważają” nad oddziaływaniem sprężenia, przemieszczenia belki są skierowane do dołu (większe naprężenia ściskające we włóknach górnych belki). Niejednokrotnie obserwuje się trudności we „wpasowaniu” belek w projektowaną niweletę obiektu, co w pewnym zakresie można uzyskać przez korektę grubości płyty nadbetonu. Dodatkowym utrudnieniem w precyzyjnym kształtowaniu niwelety obiektów z belek prefabrykowanych jest niepewność co do przebiegu opisanych wcześniej zjawisk reologicznych. Z tych względów niweleta zmienia się i może spełniać założenia projektu albo tuż po wybudowaniu konstrukcji, albo po założonym czasie, np. po 10 latach. Przy rozpiętościach ustrojów z belek prefabrykowanych długości do około 30,0 m są to zmiany zazwyczaj na tyle małe, że nie powodują istotnego pogorszenia warunków użytkowania obiektów.

3.3. Modele obliczeniowe stosowane w projektowaniu prefabrykowanych obiektów mostowych

W projektowaniu obiektów mostowych z belek prefabrykowanych można stosować dwie grupy metod obliczeń statycznych przęseł [1, 6, 23, 30, 53-59]:

- **metody klasyczne** – rozdział poprzeczny obciążenia, w których obciążenia z układu powierzchniowego (pomostu) sprowadzane są do zastępczych (ekwiwalentnych) obciążeń pojedynczej belki (pasma) wydzielonej myślowo z przęsła, co oznacza, że całe przęsło zostaje „sprowadzone” do pojedynczego pręta (belki) [8],
- **metody komputerowe na bazie MES** wykorzystujące zaawansowane modele numeryczne jak ruszty, ramownice przestrzenne, układy mieszane belkowo-powłokowe, struktury powłokowe.

W zasadzie każdy schemat statyczny konstrukcji mostowej (belka wolnopodparta lub ciągła, rama) o dowolnym przekroju poprzecznym (płytkowy, belkowy) można analizować na podstawie powyżej przedstawionych grup metod. W metodach klasycznych, opartych na rozdziale poprzecznym obciążenia, kluczowym zadaniem jest dobór linii wpływu poprzecznego rozdziału obciążenia skorelowanej z proporcjami sztywności podłużnej i poprzecznej przęsła. Wynika to ze specyfiki obciążeń mostowych, która wiąże się z dużą ilością modeli obciążenia (pasmowe, powierzchniowe, grupy sił skupionych) symulujących rzeczywisty tabor samochodowy oraz możliwością różnorodnych ustawień obciążenia na szerokości i długości przęsła. Dobór adekwatnej do proporcji (stosunek szerokości do rozpiętości) i typu przęsła (belkowe, płytowe) metody rozdziału obciążenia wymaga doświadczenia. Metody tej grupy ujmują przestrzenny charakter pracy przęsła tylko w sposób przybliżony, z czego wynika ograniczenie ich

stosowania do przypadku przęsła prostych w planie lub o niewielkim skosie. W przypadku przęsła usytuowanych w dużym skosie lub silnie zakrzywionych w planie metody te zafałszowują obraz pracy konstrukcji.

Metody elementarne, wykorzystujące ideę poprzecznego rozdziału obciążenia (metoda rozciętej poprzeczniczy, różne odmiany metody sztywnej poprzeczniczy), nie umożliwiają analizy pracy przęsła w kierunku poprzecznym. Są one obarczone niedokładnościami i w przypadku przęsła prefabrykowanych należy unikać ich stosowania. Wynika to między innymi z mniejszej sztywności poprzecznej przęsła w stosunku do podłużnej – współcześnie dominują rozwiązania, w których nie występują poprzecznicze przęsłowe. Z tego powodu na ich podstawie trudno jest wyznaczyć siły wewnętrzne powstające w poprzek przęsła tzn. w płycie pomostu i w poprzecznicach, jeśli występują. Współcześnie, w obliczeniach statycznych konstrukcji mostowych, w zasadzie rutynowo stosuje się metody komputerowe – głównie metodę elementów skończonych (MES) [53-58]. Jej idea polega na zastąpieniu ścisłych matematycznie układów równań różniczkowych opisujących równowagę konstrukcji, układem prostszym, o skończonej liczbie stopni swobody. Zmodyfikowany układ równań równowagi można rozwiązać metodami numerycznymi.

W projektowaniu obiektów mostowych z belek prefabrykowanych najczęściej stosowane bywają następujące odwzorowania numeryczne [6, 23, 53-55, 58]:

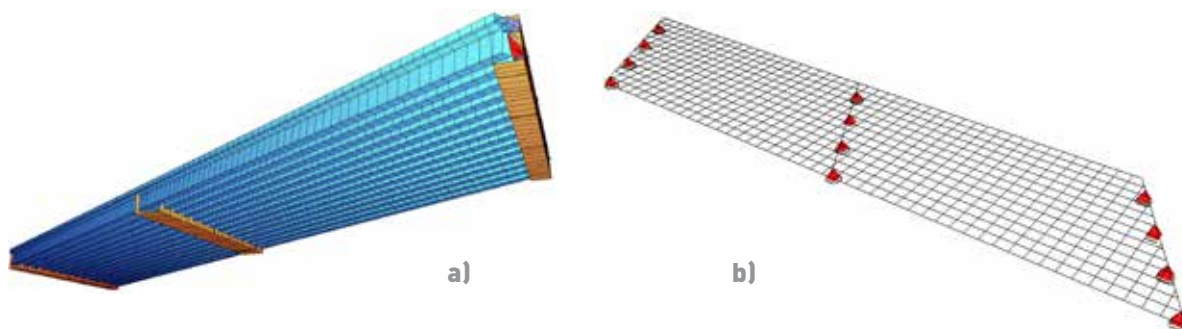
- **model rusztu belkowego** – układ belek leżących w jednej płaszczyźnie, połączonych ze sobą w sposób sztywny lub przegubowy,
- **model ramownicy przestrzennej** – trójwymiarowy układ elementów belkowych,
- **model powłokowy** – płaski lub przestrzenny układ elementów powierzchniowych o cechach płyty, tarczy lub powłoki (łączy stan płytowy i tarczowy),
- **model mieszany belkowo-powłokowy** – płaski lub przestrzenny układ elementów belkowych oraz powierzchniowych o cechach płyty, tarczy lub powłoki,

Stosowanie wymienionych modeli numerycznych powinno być skorelowane z typem przekroju poprzecznego przęsła (belkowo-płytkowe, płytowe, „pseudopłytkowe”, z poprzecznicami lub bez). Pod względem matematycznym za najdokładniejsze modele przęsła prefabrykowanych, a przy tym racjonalne w obliczeniach technicznych, należy uznać odwzorowania powłokowe lub modele kombinowane belkowo-powłokowe. Jednak forma wyników otrzymywanych w tej klasie modeli może utrudniać wymiarowanie przekrojów, jeśli chce się wykorzystać wprost formuły i zalecenia norm projektowania. Wzory normowe dotyczą zwykle przekrojów o określonej geometrii, stąd ich zastosowanie w projektowaniu dotyczy głównie belek, ewentualnie pasm płytowych traktowanych jak jednolite przekroje belkowe.

Rys. 27.

Modelowanie przęseł z belek typu T za pomocą modeli rusztowych:

a) wizualizacja elementów belkowych, b) siatka belkowych elementów skończonych i układ łożysk

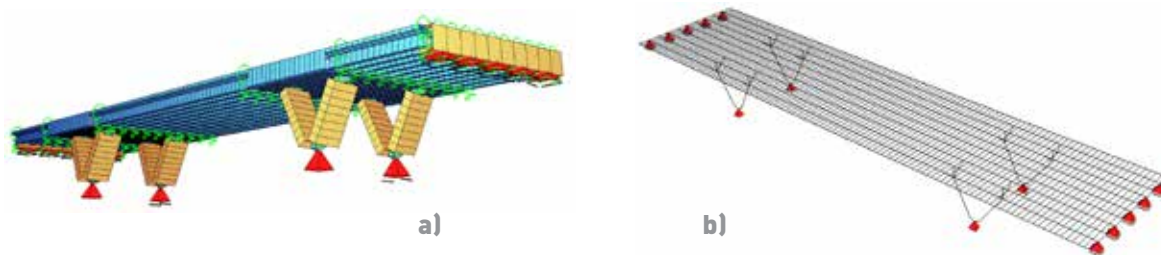


Rys. 28.

Modelowanie przęseł z belek typu T za pomocą metody ramy przestrzennej:

a) wizualizacja elementów belkowych,

b) rozplanowanie siatki belkowych elementów skończonych



W modelowaniu komputerowym obiektów mostowych za pomocą MES, oprócz wyboru klasy modelu (rusztowy, powłokowy, powłokowo-belkowy), na wyniki mogą mieć wpływ następujące czynniki:

- zagęszczenie siatki podziału, tj. ilość belek podłużnych i poprzecznych rusztów, rozmiar i proporcje wymiarów elementów skończonych w modelach powłokowych,
- funkcje interpolacyjne przemieszczeń elementu skończonego (funkcje kształtu - interpolacja liniowa lub kwadratowa),
- odkształcenia postaciowe – uwzględnienie ścinania (elementy belkowe typu Timoszenko lub powłokowe Mindlina-Reissnera),
- usytuowanie elementów przęsa względem siebie (miłośrody płyty pomostu i belek),
- zgodność stopni swobody łączonych elementów skończonych, tj. belkowych i powłokowych,
- algorytm dystrybucji różnych typów obciążeń (liniowe, powierzchniowe, skupione) na elementy modelu numerycznego dostępny w konkretnym oprogramowaniu,
- odwzorowanie rzeczywistego poziomu usytuowania łożysk (poniżej spodu płyty a nie w osi obojętnej),

- układ siatki prętów modeli rusztowych (ortogonalny, ukośny, pręty diagonalne), zagęszczenie prętów poprzecznych zbiegających się w strefach podporowych,
- podatność zastosowanych łożysk (np. łożyska podatne elastomerowe).

W obiektach mostowych z belek prefabrykowanych na stan wyężenia szczególny wpływ ma technologia budowy i związana z nią zmiana schematu statycznego. Podczas montażu prefabrykaty pracują jako wolnopodparte, natomiast po związaniu betonu i usunięciu szalunków oraz podpór tymczasowych, ustrój przejmuje obciążenia już w schemacie hiperstatycznym (belka ciągła lub rama). Zaawansowane systemy komputerowe zorientowane na budownictwo mostowe umożliwiają analizę stanów montażowych konstrukcji sprężonych wznoszonych etapami aż do osiągnięcia docelowego schematu statycznego, uwzględniając historię obciążenia. W przypadku stosowanego w Polsce zazwyczaj niespecjalistycznego oprogramowania do obliczeń statycznych konstrukcji inżynierskich, konieczne jest analizowanie elementów przęsa na odrębnych modelach obliczeniowych (faza montażowa i eksploatacyjna)

i superponowanie wyników (np. naprężeń, przemieszczeń lub sił wewnętrznych wyznaczonych osobno dla płyty i belki) w dostępnych arkuszach i edytorach matematycznych. W programach specjalistycznych do obliczeń mostów możliwa jest dokładna analiza wpływu czynników reologicznych i obciążeń długotrwałych na redystrybucję sił wewnętrznych i naprężeń w konstrukcji. W przypadku stosowania oprogramowania standardowego korzysta się z metod przybliżonych, omówionych w kolejnych rozdziałach.

3.4. Specyfika obciążeń i oddziaływań w mostach z prefabrykatów

Analiza statyczno-wytrzymałościowa mostowych konstrukcji zespolonych typu beton-beton z belek prefabrykowanych jest złożona z uwagi na wpływ zjawisk reologicznych, zarysowanie żelbetowych fragmentów monolitycznych i odmienne schematy statyczne w poszczególnych stadiach obciążenia. Zwykle obejmuje trzy etapy [1, 3, 6, 22, 23, 36, 37, 30, 39, 41, 46÷50, 52]:

- **Etap I** - sprawdzenie wyężenia belek (stopnia wykorzystania nośności projektowej) obciążonych podczas montażu konstrukcji (ciężar własny prefabrykatów, mieszanki betonowej i ewentualnie deskowań); schemat statyczny w postaci belki wolnopodpartej,
- **Etap II** - analiza ustroju pracującego w docelowym schemacie hiperstatycznym na dodatkowe obciążenia długotrwałe, takie jak: ciężar własny elementów dobetonowanych w schemacie ostatecznym (węzły, poprzecznice podporowe), usunięcie podpór montażowych i deskowań fragmentów monolitycznych, ciężar wyposażenia, osiadania podpór, skurcz betonu. Tą fazę pracy można podzielić na dwa podetapy:
 - **Etap IIa** - konstrukcja ciągła w okresie tuż po wybudowaniu, obciążona ciężarem własnym węzłów uciągających, poprzecznice podporowych i filarów w wyniku usunięcia deskowań części monolitycznych oraz reakcjami od usunięcia podpór montażowych,
 - **Etap IIb** - konstrukcja ciągła po długoterminowej eksploatacji i zakończeniu procesów reologicznych (skurcz i petzanie),
- **Etap III** - obliczenia konstrukcji w schemacie ciągłym z obciążeniami eksploatacyjnymi o charakterze krótkotrwałym (tłum, tabor samochodowy, oddziaływania termiczne).

W ustrojach z belek prefabrykowanych obciążenia i oddziaływania o charakterze stałym (długotrwałym) oraz zmiennym (krótkotrwałym) w inny sposób wpływają na wyężenie monolitycznych i prefabrykowanych fragmentów konstrukcji. Poszczególne rodzaje obciążeń i oddziaływań przekazywane są na ustrój nośny w różnych stadiach pracy i o różnym schemacie statycznym. Ma to swoje odzwierciedlenie w metodologii obliczania i wymiarowania elementów składowych konstrukcji (belki prefabrykowane, płyta nadbetonu, monolityczne węzły uciągające i poprzecznice).

Generalnie, na rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji wpływ ma kilka czynników takich jak technologia budowy, przebieg procesów reologicznych (skurcz i petzanie betonu), rozdział obciążeń zmiennych ruchomych na poszczególne dźwigary (sztywność poprzeczna przęseł), geometria i konstrukcja węzłów uciągających oraz zarysowanie części monolitycznych (żelbetowych) konstrukcji. W szczególnych przypadkach na rozdział obciążenia (sztywność poprzeczna przęseł) ma wpływ sposób zaprojektowania szczegółów konstrukcyjnych, takich jak połączenie belek z monolityczną płytą pomostu, zamki żelbetowe pomiędzy dźwigarami głównymi i poprzecznicami, grubość płyty nadbetonu, uciąglenie przęseł, zapewnienie sztywności poprzecznej.

Specyfika prefabrykowanych konstrukcji mostowych, w szczególności o schematach ciągłych lub ramowych, wynika w szczególności z:

- odmiennych schematów statycznych w fazie montażowej (budowy) i docelowej eksploatacji,
- zmian charakterystyk geometryczno-wytrzymałościowych dźwigarów głównych (belki prefabrykowane, przekroje zespolone belka-nadbeton) w poszczególnych stadiach obciążenia (montaż, obciążenia długotrwałe i krótkotrwałe),
- wykonywania i sprężania belek przed wbudowaniem w docelowy schemat statyczny (przed uciągnięciem),
- konieczności przeanalizowania zachowania prefabrykatów w czasie transportu i składowania,
- różnic sztywności podłużnej i poprzecznej przęseł, wpływających na rozdział obciążenia na poszczególne dźwigary od obciążeń ruchomych,
- konieczności przeanalizowania wpływu strat sił naciągu ciągłych w prefabrykacjach, związanych ze zjawiskami reologicznymi, na redystrybucję naprężeń w przekrojach,
- braku możliwości prostego sumowania sił wewnętrznych z poszczególnych etapów pracy konstrukcji, ze względu na zmianę charakterystyk geometrycznych przekrojów - ocena wyężenia przeprowadzana jest zwykle na podstawie naprężeń normalnych w skrajnych włóknach przekrojów sprowadzonych,
- różnic przebiegu i wielkości skurczu płyty nadbetonu, belki prefabrykowanej i węzłów uciągających budowanych w różnych okresach,
- redystrybucji naprężeń w przekrojach zespolonych i fragmentach monolitycznych związanych z petzaniem od obciążeń statycznych,
- ograniczenia swobody odkształceń petzania poszczególnych elementów i wzbudzeniem dodatkowych sił wewnętrznych,
- petzania od sprężenia i związanych z nim reologicznych strat sił naciągu strun prefabrykatów zachodzących w belkach pracujących w układzie ciągłym,
- zarysowania monolitycznych żelbetowych fragmentów konstrukcji jak węzły uciągające, płyta pomostu w strefach momentów ujemnych, filary podporowe

w schematach ramowych (sprężone prefabrykaty pracują w fazie I, a żelbetowe elementy monolityczne w fazie II - różnica sztywności).

Dokładna analiza wszystkich wymienionych czynników jest zasadna w przypadku wdrażania **nowych systemów prefabrykacji**. Wymaga przy tym stosowania zaawansowanego oprogramowania. Z uwagi na duże znaczenie sposobu konstruowania „miejsc szczególnych” jak węzły uciągające, zespolenie prefabrykatu z nadbetonem, połączenie końców prefabrykatów z betonem monolitycznym analizy teoretyczne z etapu projektowania powinny być skorelowane z badaniami w wyspecjalizowanych instytucjach badawczych. Celem badań jest potwierdzenie poprawności przyjętych założeń projektowych odnośnie zachowania się prefabrykatów oraz doświadczalne wyznaczenie rzeczywistych współczynników pewności na zarysowanie i zniszczenie.

Efekty pękania wynikają z oddziaływania obciążeń długotrwałych, takich jak ciężar własny, ciężar wyposażenia, siły sprężające w belkach prefabrykowanych czy osiadania podpór. Oddziaływanie skurczu wynika z właściwości betonu oraz przebiegu reakcji chemicznych i procesów fizycznych podczas jego twardnienia. Oba te zjawiska zachodzą współzależnie i powodują stopniowe zmiany naprężeń w przekrojach konstrukcji. W schematach hiperstatycznych, powodują powstawanie dodatkowych, wzbudzonych sił wewnętrznych. Procesy reologiczne wywołane obciążeniami statycznymi i sprężeniem belek prefabrykowanych w układach hiperstatycznych są trudne do precyzyjnego ujęcia obliczeniowego, ponieważ zależą od wielu czynników mogących odbiegać od założeń projektowych. Istotne są warunki składowania belek, czas ich wbudowania (uciąglenia konstrukcji), skład mieszanki betonowej (rodzaj cementu w/c, dodatki, domieszki), warunki dojrzewania i pielęgnacji betonu „in situ” oraz konstrukcja węzła uciągającego. Z tego względu w projektowaniu często rozpatruje się skrajne sytuacje obliczeniowe, tak aby otrzymać najniekorzystniejsze układy sił wewnętrznych w konstrukcji.

Wyznaczenie miarodajnej obwiedni sił wewnętrznych do projektowania, uwzględniającej wszystkie powyższe zjawiska jest trudne. Wynika to z faktu, że wspomniane efekty można oszacować tylko w sposób przybliżony. Nie ma poza tym pewności, w jakim stopniu, w rzeczywistej konstrukcji intensywność i przebieg wspomnianych zjawisk będą zbieżne z przeprowadzonymi obliczeniami.

3.5. Podstawy wymiarowania ustrojów prefabrykowanych

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe obiektów mostowych z belek prefabrykowanych obejmują następujące istotne zagadnienia [1÷3, 6, 9, 12÷20, 22, 23, 27, 30÷32, 52]:

- wymiarowanie wraz z analizą naprężeń i przemieszczeń samego prefabrykatu,

- wymiarowanie wraz z analizą naprężeń i przemieszczeń dźwigara zespolonego złożonego z belki prefabrykowanej i monolitycznej płyty nadbetonu (pomostu),
- wymiarowanie uciągających monolitycznych elementów żelbetowych (fragmentów konstrukcji) wykonywanych na placu budowy jak płyta nadbetonu (pomostu), węzły uciągające, podpory w układach ramowych, fundamenty.

Wymiarowanie wraz z dokładną analizą sił wewnętrznych, naprężeń i przemieszczeń prefabrykatów, współcześnie najczęściej strunobetonowych, przeprowadzane jest zazwyczaj na **etapie opracowywania katalogów**. Większość prefabrykatów pierwotnie obliczana jest pod kątem zastosowania w ustrojach wolnopodpartych. Zwykle autorzy katalogów przeprowadzają analizę możliwości zastosowania belek w ustrojach mostowych o różnorodnych schematach statycznych, podając przykładowe rozwiązania adaptacji prefabrykatów do układów ciągłych.

Metodyka wymiarowania ustrojów prefabrykowanych w dużym stopniu zależy od zastosowanego modelu numerycznego. W przypadku najpopularniejszych odwzorowań rusztowych zwykle operuje się tzw. sprowadzonymi charakterystykami dźwigarów zespolonych typu beton-beton. W omawianych typach konstrukcji mostowych belki główne projektowane są zwykle jako elementy sprężone.

Wymiarowanie prefabrykatów sprężonych. Metodologia wymiarowania tych elementów pod względem wytrzymałościowym zależy w dużym stopniu od przyjętej normy. W projektowaniu mostów w Polsce, w praktyce nadal stosowane są wymagania nieaktualnej już normy PN-S-10042:1991 [15]. Zaprezentowany w niej sposób obliczeń strunobetonowych dźwigarów prefabrykowanych oparty jest na klasycznych metodach obliczeń w zakresie liniowo-sprężystym, nawiązujących do koncepcji naprężeń dopuszczalnych [1, 2, 30, 52]. Dodatkowo, na końcowym etapie obliczeń sprawdzeniu podlegają stany graniczne zarysowania oraz nośności w fazie III (uplastycznienie – momenty niszczące). Oznacza to, że wymiarowanie belek prefabrykowanych prowadzone jest w dwóch zakresach: pracy liniowo-sprężystej i w fazie uplastycznienia. Zakres sprężysty umożliwia dobór geometrii i rozpiętości belki oraz tras ciągów sprężających, sprawdzenie możliwości zarysowania i naprężeń w poszczególnych stadiach pracy (obciążenia), natomiast sprawdzenie w zakresie plastycznym (przegub plastyczny – faza III), umożliwia oszacowanie niezbędnej rezerwy bezpieczeństwa przekroju na zniszczenie.

Ogólnie, bez odnoszenia się do konkretnych norm, wymiarowanie ustrojów mostowych ze sprężonych belek prefabrykowanych powinno obejmować następujące zagadnienia:

- sprawdzenie w zakresie sprężystym, a przy tym:
 - sprawdzenie naprężeń obliczeniowych w betonie strefy ściskanej $\sigma_c \leq f_{cd}$ (R_{b1} lub R_{b2}) i charakterystycz-

nych strefy rozciąganej, tj. $\sigma_{ctk} \leq f_{ctk} (R_{btk})$ na długości dźwigara,

- sprawdzenie nośności przekrojów na ścinanie,
- sprawdzenie naprężeń przyczepności w strefie transferu siły sprężającej ze strun na beton,
- sprawdzenie nośności granicznej w przekrojach krytycznych (sprawdzenie współczynnika pewności na zniszczenie):
 - wywołanej wyczerpaniem nośności strefy rozciąganej przy zginaniu,
 - wywołanej wyczerpaniem wytrzymałości betonu na ściskanie,
- sprawdzenie stanów granicznych użyteczności (SGU), a przy tym:
 - sprawdzenie naprężeń rozciągających z uwagi na możliwość powstawania rys i momentów rysujących,
 - sprawdzenie warunków na dopuszczalne rozwarście rys w konstrukcjach sprężonych częściowo,
 - sprawdzenie współczynników pewności na zarysowanie,
- sprawdzenie naprężeń ściskających w betonie z uwagi na normowe ograniczenie maksymalnych ściskających naprężeń charakterystycznych do $0,6 \cdot f_{ck}$ i trwałych naprężeń ściskających do $0,45 \cdot f_{ck}$ z uwagi na pełzanie nieliniowe,
- sprawdzenie stanu granicznego ugięcia prefabrykatów od obciążeń użytkowych,
- sprawdzenie na pojawienie się rys ukośnych w kierunku normalnym do głównych naprężeń rozciągających.

W normie PN-EN [13, 14] nie podano wyraźnego zalecenia by w zakresie liniowo-sprężystym (faza I), obliczeniowe naprężenia ściskające w betonie σ_c porównywać do jego wytrzymałości obliczeniowej f_{cd} , co dotychczas było podstawą projektowania przekrojów sprężonych. Ograniczenia nałożono jedynie na naprężenia charakterystyczne. W konstrukcjach z belek prefabrykowanych należy porównywać sumaryczne naprężenia na krawędziach przekroju belki z poszczególnych etapów pracy (stadiów obciążenia).

Zasadniczemu wymiarowaniu na podstawie stanów granicznych zniszczenia (uplastycznienia – faza III) podlegają tylko przekroje niebezpieczne, tj. te, których poprawne zwymiarowanie umożliwi bezpieczne przeniesienie momentów zginających w pozostałych przekrojach elementu.

W normie PN-EN 1992 [14] nie doprecyzowano zakresu analiz mostowych konstrukcji sprężonych. Biorąc pod uwagę wieloletnią tradycję projektową i wymagania wciąż stosowanej normy PN-S-10042:1991 [15] za zgodne z intuicyjnym odczuciem pracy konstrukcji, należy uznać sprawdzenie naprężeń normalnych w skrajnych włóknach przekrojów betonowych na długości belki. Rozpoznanie stanu naprężeń ściskających od obciążeń obliczeniowych i rozciągających od obciążeń charaktery-

stycznych pozwala określić intensywność sprężenia konstrukcji oraz fazę jej pracy (faza I, II lub III), a to z kolei umożliwia dobranie racjonalnej procedury wymiarowania przekrojów. Sprawdzenie przekrojów krytycznych w fazie III (przegub plastyczny) może posłużyć do ostatecznej weryfikacji przekroju i oceny globalnego zapasu bezpieczeństwa konstrukcji.

We wszystkich stadiach pracy ustroju mostowego ze sprężonych belek prefabrykowanych sprawdzenie warunków naprężeń normalnych w betonie polega na sumowaniu w odpowiednich kombinacjach, z przypisanymi współczynnikami, naprężeń od wpływów zewnętrznych i efektów sprężenia uwzględniających wpływy reologiczne. Ze względu na naprężenia normalne w belkach prefabrykowanych sumowaniu podlegają następujące rodzaje sił wewnętrznych:

- **od obciążeń działających długotrwale (stałych):** momenty od ciężaru własnego w fazie montażowej (belki prefabrykowanej i płyty nadbetonu), wywołane usunięciem podpór montażowych i deskowań, od ciężaru wyposażenia, od sprężenia w stanie początkowym, trwałe momenty od sprężenia po stratach doraźnych i reologicznych siły sprężającej z uwzględnieniem nadliczbowych momentów podporowych wywołanych odkształceniami reologicznymi, momenty wywołane różnicą skurczu betonu belki i płyty oraz ewentualnie skurczu betonu części monolitycznych ustroju (pierwotne i wtórne), momenty wywołane nierównomiernym osiadaniami podpór, siła sprężająca po stratach doraźnych w stadium początkowym, trwała siła sprężająca po stratach doraźnych i reologicznych, siła ściskająca belkę prefabrykowaną od różnicy skurczu płyty i belki,
- **od obciążeń użytkowych o charakterze krótkotrwałych (doraźnym):** momenty od taboru samochodowego i tłumu pieszych, momenty od obciążenia ciężkim pojazdem normowym, momenty od wpływów termicznych, Prefabrykaty z betonu sprężonego należy wymiarować rozpatrując cztery podstawowe stadia pracy [1, 2, 3, 22, 23, 30, 52]:
 - **faza początkowa (Stan „0”)** – bezpośrednio po „zakończeniu” dojrzewania betonu, sprężeniu prefabrykatu i rozformowaniu, gdy wystąpiły tylko straty doraźne siły sprężającej a występuje obciążenie stałe od ciężaru własnego i sprężenia,
 - **faza przejściowa (Stan „0-1”)** – dotyczy pośrednich stanów montażowych konstrukcji zespolonych typu beton-beton, w której belka prefabrykowana pracuje w schemacie wolnopodpartym z podporami tymczasowymi umieszczonymi w pobliżu końców belek, obciążenia stanowią ciężar własny i sprężenie belki oraz ciężar świeżo ułożonej mieszanki betonowej płyty pomostu; wystąpiły częściowe straty reologiczne sił naciągu splotów wynikające z czasu składowania prefabrykatu. W tym stanie należy rozpatrzyć również obciążenia mogące wystąpić podczas transportu prefabrykatu,

- **faza bezużytkowa (Stan „1”)** – obciążenia stałe występują w pełnej wartości, ustrój został uciągłony, usunięto tymczasowe podpory i deskowanie fragmentów monolitycznych, wystąpiły straty doraźne i reologiczne siły sprężającej, brak jest jednak obciążeń ruchomych na obiekcie, ale mogą występować inne obciążenia np. termiczne lub wiatr.
- **faza użytkowa (Stan „2”)** – występują wszystkie obciążenia o maksymalnej wartości (stałe, ruchome, termiczne itp.), siła sprężająca jest po stratach doraźnych i reologicznych. W ramach fazy użytkowej można wyodrębnić dwa stany, podlegające wymiarowaniu: stan maksymalny (Faza 2max – maksymalne dodatnie momenty przęsłowe) i minimalny (Faza 2min – maksymalne ujemne momenty podporowe). Te stadia pracy konstrukcji sprężonej występują zarówno w układach hiperstatycznych, jak i niektórych izostatycznych (np. belka swobodnie podparta ze wspornikami). Wynika to z faktu zmienności znaku linii wpływu momentów zginających na długości całej konstrukcji. Występują tu maksymalne dodatnie momenty przęsłowe i maksymalne ujemne momenty podporowe, które wywołane są innymi kombinacjami obciążeń. Przekroje o największych wartościach tych momentów wymagają odrębnej analizy.

W obowiązujących do niedawna, a w praktyce nadal stosowanych, przepisach normowych (PN-S-10042:1991 [15]), przyjęto, nawiązując do krajowej tradycji projektowania mostowych ustrojów sprężonych trzy poziomy sprężenia konstrukcji:

- **sprężenie pełne (SP)**, w którym nie dopuszczano do powstawania naprężeń rozciągających w przekroju betonowym (wymiarowanie według teorii fazy I),
- **sprężenie ograniczone (SO)**, w którym dopuszczano naprężenia rozciągające w betonie, ale nie większe od jego wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie ($R_{btk0,05}$); wymiarowanie przeprowadza się na podstawie fazy I, co sprowadza się do sprawdzenia naprężeń normalnych w skrajnych włóknach przekroju,
- **sprężenie częściowe (SC)**, w którym dozwolone jest wystąpienie naprężeń rozciągających w betonie, ale powodujące rysy o rozwarciu nie większym niż 0,1 mm.

Sprężenie częściowe wykracza już poza zakres tradycyjnych konstrukcji sprężonych i zbliża je do żelbetonowych z uwagi na zmianę fazy pracy przekroju z I na II. Zgodnie z zaleceniem w poz. 9.3.3 normy PN-S-10042:1991 [15] w mostach drogowych, w których nie ma styków sprężonych elementów wykonywanych z segmentów (większość konstrukcji), należy zachować co najmniej sprężenie ograniczone (naprężenia w betonie rozciągany $\sigma_c \leq R_{btk0,05}$).

W aktualnej normie PN-EN 1992 [13, 14] nie podano tak wyraźnych podziałów konstrukcji sprężonych ze względu na stopień sprężenia. W PN-EN podano wymagania dotyczące dekompresji, która w rozumieniu tej normy polega na otuleniu cięgien co najmniej 10 cm warstwą betonu ściskanego. Ze względu na lokalizowanie grup cięgien jak najbliżej

krawędzi przekrojów, spełnienie kryterium dekompresji w rozumieniu Eurokodu odpowiada w przybliżeniu warunkom sprężenia pełnego lub ograniczonego. Biorąc pod uwagę krajowe warunki klimatyczne i doświadczenia z eksploatacji mostów sprężonych w belkach prefabrykowanych warto przyjmować sprężenie pełne lub ograniczone. W polskich warunkach środowiskowych brak zarysowań jest jedną z podstawowych zalet ustrojów z betonu sprężonego. W prefabrykowanych strunobetonowych belkach mostowych należy uwzględnić następujące rodzaje strat siły sprężającej spowodowane [1÷3, 13÷15, 22, 23, 30÷32, 52]:

- sprężystym odkształceniem betonu podczas zwalniania (kotwienia) splotów,
- tarciem cięgien o dewiatory w miejscach zmiany trasy (załamaniami),
- poślizgiem cięgien w urządzeniach kotwiących (uchwytach technologicznych),
- odkształceniami elementów oporowych (form),
- różnicą temperatury cięgien i elementów oporowych,
- częściową relaksacją stali sprężającej w cięgnach w czasie pomiędzy sprężeniem cięgien na torze naciągowym a przekazaniem sprężenia na beton,
- skurczem i pęczaniem betonu.

Wymiarowanie dźwigarów zespolonych. W przypadku dźwigarów zespolonych złożonych z belki prefabrykowanej żelbetonowej i monolitycznej, płyty pomostu, w projektowaniu należy uwzględnić następujące zagadnienia [1, 3, 6, 22, 23, 37, 30, 39, 41, 46÷50, 52]:

- sumowanie się naprężeń od obciążeń przyłożonych do konstrukcji po stwardnieniu betonu (reakcje tymczasowych podpór montażowych, ciężar betonu fragmentów monolitycznych po usunięciu deskowań, ciężar wyposażenia, obciążenia tłumem i taborem samochodowym, oddziaływania termiczne) z naprężeniami powstałymi w prefabrykacie podczas faz montażowych (ciężar własny i sprężenie prefabrykatu (ciężar mokrej mieszanki betonowej),
- wpływ czynników reologicznych (skurcz i pęczanie betonu) powodujących redystrybucję naprężeń na wysokości przekrojów i wzbudzenie dodatkowych (wtórnych) sił wewnętrznych w całej konstrukcji (schematy hiperstatyczne),
- naprężenia normalne powstające w płycie nadbetonu (wtórna półka prefabrykatu) od obciążeń przyłożonych po uciągnięciu,
- nośność zespolenia betonu prefabrykatów z betonem monolitycznym,
- siły wewnętrzne powstające w płycie pomostu (nadbetonu) w kierunku poprzecznym przęsła, w szczególności od obciążeń skoncentrowanych (np. ciężkie pojazdy normowe),

Mostowe konstrukcje prefabrykowane wykonuje się w formie układów mieszanych zespolonych typu prefabrykat-nadbeton. Ustrój pracuje w kilku stadiach obciążenia (proces produkcji, montaż, uciągnięcie, docelowa

eksploatacja], w których następuje zmiana schematu statycznego i charakterystyk statyczno-wytrzymałościowych oraz występują pierwotne i wtórne efekty reologiczne (skurcz i pęcznienie). Z tego względu nie można sumować globalnych (scalonych) sił przekrojowych (momenty zginające, siły poprzeczne, siły normalne). Wytężenie dźwigara zespolonego ocenia się na podstawie superpozycji naprężeń w przekroju, stanowiących efekty poszczególnych obciążeń i oddziaływań. Naprężenia oblicza się na podstawie elementarnych zależności wytrzymałościowych odniesionych do całego przekroju zespolonego (prefabrykat + nadbeton). Można także sumować siły wewnętrzne wyznaczone osobno dla poszczególnych części dźwigara zespolonego, tj. M_b, N_b – moment i siła osiowa w belce prefabrykowanej, M_p, N_p – moment i siła osiowa w płycie pomostu (nadbetonu) [6]. Niezależnie od wybranej metody obliczenia naprężeń ocenę poprawności zaprojektowania dźwigara przeprowadza się na podstawie porównania naprężeń z wytrzymałościami materiałów poszczególnych części przekroju.

W projektowaniu dźwigarów zespolonych typu beton-beton z wykorzystaniem obliczeniowych modeli rusztowych najczęściej operuje się na jednolitych przekrojach sprowadzonych (zhomogenizowanych). W celu sprowadzenia (ujednolicenia) parametrów geometryczno-wytrzymałościowych przekroju złożonego z dwóch ustrojów (belka prefabrykowana i płyta monolityczna) do jednego z nich (najczęściej do belki) stosuje się parametr n_0 lub n_{φ} , będący stosunkiem modułów sprężystości betonu belki i płyty. W przypadku obciążeń użytkowych, które działają w sposób krótkotrwały zakłada się brak wpływu pęcznienia betonu na rozkład naprężeń w przekroju zespolonym oraz idealnie sprężystą pracę układu (brak trwałych odkształceń plastycznych). W związku z tym w obliczaniu sprowadzonych (zastępczych, efektywnych) charakterystyk geometryczno-wytrzymałościowych przyjmuje się właściwości betonu belki E_{b0} i płyty E_{p0} bez uwzględnienia wpływu pęcznienia. W analizie naprężeń w przekroju właściwości sprężyste materiałów ujęte są za pomocą liczby $n_0 = E_{b0}/E_{p0}$. W obliczeniach naprężeń od obciążeń długotrwałych, ze względu na proces pęcznienia betonu, operuje się na charakterystykach sprowadzonych przekroju zespolonego uwzględniających pęcznienie. W rozwiązaniach technicznych wpływ pęcznienia ujęty jest najczęściej poprzez korektę sztywności (modułu sprężystości) betonu z uwagi na pęcznienie za pomocą skorygowanego stosunku modułów sprężystości betonu belki i płyty $n_{\varphi} = E_{b\varphi}/E_{p\varphi}$. Pęcznienie części składowych dźwigara zespolonego uwzględnione jest za pomocą zredukowanych wartości modułów sprężystości betonu belki prefabrykowanej $E_{b\varphi}$ i płyty monolitycznej $E_{p\varphi}$.

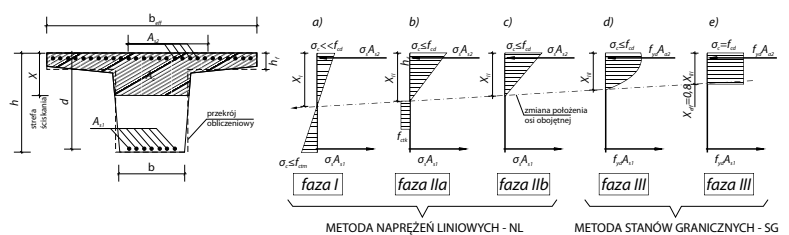
Obliczenia naprężeń w reprezentatywnych włóknach przekroju zespolonego można przeprowadzić stosując elementarne zależności wytrzymałościowe. Należy znakować wartości sił wewnętrznych oraz odległości

skrajnych włókien z_{max} zgodnie z konwencją znakowania w konstrukcjach betonowych, a więc rozciąganie jest ze znakiem minus, a momenty rozciągające włókna dolne są ze znakiem plus.

Wymiarowanie elementów uciągających. Obliczenia wytrzymałościowe monolitycznych elementów uciągających, realizujących docelowy schemat statyczny konstrukcji (węzły uciągające, poprzecznice podporowe, podpory w ramach), należy przeprowadzić zgodnie z metodologią wymiarowania tradycyjnych przekrojów żelbetowych, przedstawioną w konkretnej normie przyjętej do projektowania (rys. 29). Wymiarowanie węzłów uciągających obejmuje sprawdzenie:

- **stanu granicznego nośności** (SGN według PN, ULS według PN-EN) polegające na obliczeniu „nośności projektowej” przekroju, którą można interpretować jako wartość siły wewnętrznej, naprężenia lub odkształcenia wskutek działania obciążeń zewnętrznych, w wyniku której, konstrukcja przestaje spełniać wymagania normowe, ale nie musi ulegać fizycznemu zniszczeniu,
- **stanu granicznego użyteczności** (SGU według PN, SLS według PN-EN), który w przypadku węzłów uciągających dotyczy ich zarysowania i polega na określeniu na podstawie przyjętego zbrojenia (średnice, rozstaw i otulina prętów) rozstawu i szerokości rys.

Rys. 29.
Modele pracy przekrojach żelbetowych:
a) faza I, b) faza II z uwzględnieniem rozciągania betonu, c) „czysta” faza II, d) faza III - metoda ogólna (dokładna), e) faza III - metoda uproszczona [13,14, 15, 31]



Interpretacja stanu granicznego nośności przekroju żelbetowego jest inna w nieobowiązującej już ale nadal stosowanej normie PN-S-10042:1991 [15] i aktualnej normie PN-EN 1992 [13, 14]. W normie [15] przyjęto założenie liniowo-sprężystego rozkładu odkształceń i naprężeń w przekroju, często potocznie kojarzonego z „nośnością sprężystą”, gdzie rozkład naprężeń w zginanym elemencie żelbetowym jest trójkątny. W tym modelu o wyczerpaniu nośności projektowej decyduje przekroczenie naprężeń ściskających w skrajnym włóknie przekroju betonowego lub naprężeń w zbrojeniu rozciągającym. W normach [13, 14] występuje model sprężysto-plastyczny pracy przekroju, w którym wykres naprężeń w betonie jest paraboliczny, paraboliczno-prostokątny lub prostokątny. Kształt wykresu zależy od stanu

odkształceń w przekroju i metody wymiarowania (ogólna lub uproszczona). Stan graniczny nośności (ULS) przekroju żelbetowego w rozumieniu norm PN-EN 1992-1-1 i PN-EN 1992-2 [13, 14] dotyczy stanu uplastycznienia, w którym stal zbrojeniowa lub beton osiągają naprężenia i odkształcenia uznane za graniczne. Zakłada się, że w przekroju wystąpił przegub plastyczny, jeżeli odkształcenia ϵ_s w zbrojeniu rozciągany osiągną wartość graniczną 10‰, odkształcenia ϵ_c w skrajnym włóknie strefy ściskanej betonu osiągną 3,5‰, natomiast odkształcenia ϵ_c we włóknie położonym w odległości 3/7 h osiągną 2,0‰.

W świetle normy PN-EN [13, 14] do oceny nośności zginanych przekrojów żelbetowych można stosować dwie metody (różnice nie przekraczają 2%):

- **metodę ogólną** opartą na modelu odkształceniowym przekroju zginanego, w którym przyjmuje się paraboliczno-liniowy rozkład naprężeń ściskających w betonie (rys. 29d); z uwagi na konieczność całkowania brył naprężeń o nieliniowym kształcie metoda wymaga zastosowania tablic lub oprogramowania komputerowego; metoda wymaga analizy odkształceń w przekroju,
- **metodę uproszczoną**, która opiera się na przyjęciu zastępczego (równoważnego pod względem statycznym) prostokątnego wykresu naprężeń ściskających w betonie (rys. 29e); z uwagi na kształt bryły naprężeń ściskających zależności metody wyprowadza się w prosty sposób na podstawie elementarnych równań równowagi wypadkowych sił wewnętrznych w przekroju; metoda może być wspomagana tablicami i oprogramowaniem komercyjnym; nie wymaga szczegółowej analizy odkształceń w betonie i zbrojeniu,

Procedura oparta na teorii fazy III (normy PN-EN [13, 14]) nie uwzględnia w ULS czasu trwania obciążenia i jego charakteru (długotrwałe czy krótkotrwałe) oraz wpływu pęcznienia betonu na zmianę położenia osi obrotowej (pierwotne efekty pęcznienia). Czynniki te w wymiarowaniu z założeniem fazy II [15] ujmowano za pomocą korekty modułu sprężystości betonu od pęcznienia $E_b = E_b(\varphi)$ oraz stosunku modułów sprężystości stali i betonu (n , $2n$, $3n$), w zależności czy w konstrukcji występowały dominujące obciążenia długotrwałe, krótkotrwałe czy pośrednie (wpływ na x_{II}).

Charakter obciążeń (długotrwałe czy krótkotrwałe) oraz związane z nim pęcznienie betonu jest uwzględnione w PN-EN w sposób pośredni, tj. na etapie sprawdzania naprężeń charakterystycznych w betonie i w rozciągany zbrojeniu w SLS. Zgodnie z poz. 7.2 PN-EN [13] w celu uniknięcia rys podłużnych, mikrorys, nadmierne pęcznienia, niesprężystych odkształceń i deformacji należy ograniczyć charakterystyczne naprężenia ściskające w betonie i w zbrojeniu rozciągany. W betonie ściskany naprężenie powinno spełniać warunek $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$ pod wpływem charakterystycznej kombinacji obciążeń oraz $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$ pod działaniem obciążenia quasi-stałego.

W zbrojeniu rozciągany pod wpływem charakterystycznej kombinacji obciążeń $\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$.

Ze względów konstrukcyjnych węzły uciągające są zawsze podwójnie zbrojone. W strefach ściskanych węzłów (włókna dolne) stosuje się zwykle zbrojenie co najmniej z prętów $\phi 12 \div \phi 16$ co $10 \div 15$ cm. To zbrojenie przy wymiarowaniu według fazy II wpływa w nieznacznym stopniu na sprowadzone charakterystyki geometryczne przekrojów, natomiast w fazie III (przegub plastyczny) jest dodatkowym składnikiem wliczanym do nośności projektowej. W III fazie pracy o nośności przekroju na zginanie decyduje uplastycznione zbrojenie rozciągane (A_{s1}) oraz ściskana strefa betonu ($A_{c,eff}$) wraz uplastycznionym zbrojeniem ściskany (A_{s2}). Przyjęty w Eurokodach model zniszczenia przekroju zakłada jednoczesne uplastycznienie rozciągany zbrojenia dolnego, betonu ściskany i górnego zbrojenia ściskany (rys. 29 d, e).

Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności (SGU, SLS), które w przypadku żelbetowych węzłów uciągających sprowadzają się do oceny ich zarysowania, obejmuje określenie maksymalnego granicznego rozwarcia rysy $w_k \leq w_{k,lim}$ oraz rozstawu rys s_{mm} . W normie [15], jako graniczne rozwarcie rysy przyjmowano wartość $w_{k,lim} = 0,2$ mm przy tzw. „wymaganiach normalnych” oraz $w_{k,lim} = 0,1$ mm przy „wymaganiach wysokich”. Z tego względu w przekrojach mostowych o ilości zastosowany zbrojenia niejednokrotnie decydował stan zarysowania. W normie PN-EN nie nałożono na typowe mostowe konstrukcje żelbetowe tak wysokich wymagań. W przypadku klasy ekspozycji XD3, która odpowiada środowisku eksploatacji mostów, przyjęto $w_{k,lim} = 0,3$ mm w prawie stałej kombinacji obciążeń tzn. gdy występują wszystkie obciążenia stałe i użytkowe. Dla tej klasy ekspozycji, norma ogólnobudowlana PN-B-03264:2002 [9] zalecała przyjmowanie $w_{k,lim} = 0,2$ mm lub stosownie do wymagań inwestora. Nadmierne zarysowanie powoduje zmniejszenie trwałości, dlatego rozsądne jest ograniczenie szerokości rysy do $w_{k,lim} = 0,2$ mm. Należy jednak mieć na względzie, że propagację rys, oszacowany na etapie projektu, mogą spowodować czynniki nie doceniane w obliczeniach, np. zwiększony skurcz betonu wynikający z niedotrzymania reżimów technologicznych (pielęgnacja betonu, skład i składniki mieszanki, przerwy w betonowaniu), niedokładności montażu zbrojenia, kumulacja zbrojenia z różnych kierunków, niewłaściwie zlokalizowane miejsca łączenia prętów czy zastosowanie prętów dużych średnic ograniczających swobodny skurcz warstw przypowierzchniowych betonu, tworzące więzy wewnętrzne sprzyjające inicjacji.

Według normy PN-S-10042:1991 [15] dopuszczalną szerokość rys sprawdza się metodą pośrednią. Podstawą obliczeń jest porównanie maksymalnych naprężeń w stali zbrojeniowej, od kombinacji obciążeń charakterystycznych $\sigma_{s,max}$, z naprężeniami zastępczymi $\sigma_{s,red}$, uzależnionymi od rozkładu zbrojenia i przyjętej granicznej szerokości rysy.

Sprawdzanie stanu zarysowania można prowadzić zgodnie z [13, 14] w oparciu o metodę pośrednią (uproszczoną) lub zalecaną metodę bezpośrednią (ogólną). Metoda uproszczona polega na ograniczeniu średnicy i rozstawu prętów zbrojeniowych w celu spełnienia warunków założonych szerokości rys przy określonych naprężeniach w stali zbrojeniowej. W normie PN-EN została przedstawiona w postaci tablic maksymalnych zastępczych średnic prętów i ich dopuszczalnych rozstawów. W wielu przypadkach metoda ta jest mało dokładna i prowadzi do błędnych wyników, które znacznie odbiegają od rozwiązań uzyskiwanych według metody ogólnej [36]. Z tych względów sensowne wydaje się wymiarowanie przekrojów ze względu na stan graniczny zarysowania w oparciu o dokładniejszą metodę bezpośrednią (ogólną). Jej większa pracochłonność rachunkowa, nie stanowi problemu wobec powszechności korzystania z różnego rodzaju arkuszy kalkulacyjnych wspomagających obliczenia.

3.6. Uproszczone ujęcie wpływów reologicznych i redystrybucji sił wewnętrznych

Kompleksowa analiza wpływu obciążeń ruchomych, oddziaływań termicznych, montażu w fazach, sprężenia belek, zjawisk reologicznych i związanych z nimi redystrybucji sił na obiekty o konstrukcji mieszanej (belki sprężone i elementy żelbetowe) wymaga zastosowania specjalistycznych programów zorientowanych na budownictwo mostowe. Niezbędne jest wówczas korzystanie ze złożonego modelu numerycznego obiektu, wraz z odwzorowaniem sprężenia belek, uwzględniającym straty reologiczne sił sprężających w czasie składowania belek i po wbudowaniu ich w obiekt o układzie hiperstatycznym, a także zdefiniowanie odmiennych faz montażowych pracy konstrukcji. Konieczne jest oszacowanie odkształceń pełzania różnych fragmentów konstrukcji od obciążeń ciężarem własnym, wyposażeniem i sprężeniem prefabrykatów według wybranego modelu reologicznego, pracujących w układzie uciągłym. Wymaga to znacznego nakładu pracy i jest zasadne w przypadku wdrażania nowych systemów prefabrykacji. W powszechnie stosowanych i sprawdzonych konstrukcjach mostowych z prefabrykatów tak obszerna analiza nie jest konieczna.

Efekty reologiczne. Wpływ zjawisk reologicznych należy uwzględnić korzystając z równania konstytutywnego betonu podanego w [13,14].

Zgodnie z metodą ogólną, przebieg odkształceń w czasie, uwzględnia się przyrostowo w odniesieniu do kolejnych przedziałów czasowych, biorąc pod uwagę w kolejnych przedziałach wartość naprężenia w betonie z poprzedniego przedziału. Metoda ta ujmuje zależność pełzania betonu w każdym przekroju od przebiegu naprężeń w czasie (historii obciążenia). Specjalistyczne programy komputerowe umożliwiają analizę pełzania w modelu numerycznym konstrukcji osobno w każdej z wydzielonych części modelu.

W świetle PN-EN [13, 14] różnice wyników obliczeń dotyczących prognozowania przebiegu zmian pełzania na podstawie zależności normowych, w stosunku do badań laboratoryjnych, są na poziomie dokładności. Wartości współczynników pełzania $\varphi(t, t_0)$ odnoszone są się do stycznego modułu sprężystości betonu $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$ (E_{cm} - moduł sieczny). Zakłada się, że odkształcenia od obciążeń przyłożonych w różnym czasie podlegają zasadzie superpozycji. W większości przypadków przyjmuje się, że pełzanie przebiega liniowo - rozpatrując stan początkowy t_0 i końcowy t_{∞} konstrukcji. Nieliniowość pełzania powinna być uwzględniana jeżeli przy pierwszym obciążeniu w wieku t_0 wystąpiły w betonie naprężenia ściskające $\sigma_b(t_0) \geq 0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, a w elementach sprężonych dodatkowo przy naprężeniach trwałych $\sigma_b(t_{\infty}) \geq 0,45 \cdot f_{ck}(t_{\infty})$. W praktyce wymaga to stosowania metod iteracyjnych i specjalistycznego oprogramowania, wykorzystującego metodę różnic skończonych i MES.

Zgodnie z algorytmem przedstawionym w PN-EN [14] i często przywoływanym w opracowaniach zagranicznych [16-18, 20, 29, 39] redystrybucję sił wewnętrznych od efektów reologicznych w konstrukcji można oszacować sposobami uproszczonymi, stosując analogię do zagadnienia oddziaływania wymuszającego. Wzbudzone (dodatkowe, wtórne) końcowe wielkości statyczne można obliczyć, jako różnicę pomiędzy wartościami początkowymi w stanie montażowym i wartościami wyznaczonymi przy założeniu wykonania schematu hiperstatycznego w jednym etapie.

Końcowe siły wewnętrzne. Z uwagi na specyfikę wznoszenia obiektów mostowych z belek prefabrykowanych i występowanie kilku charakterystycznych faz jej pracy (zmiana schematu statycznego, wpływ pełzania - inny dla poszczególnych typów obciążeń stałych) ostateczne momenty w konstrukcji powinny uwzględniać kolejność poszczególnych etapów obciążenia. W związku z tym wzory na końcowe momenty podporowe, stanowiące podstawę wymiarowania węzłów uciągających, będą bardziej rozbudowane. Usunięcie podpór tymczasowych następuje w chwili kiedy konstrukcja jest już ciągła, co powoduje sprężystą redystrybucję sił wewnętrznych, która z kolei wpływa na dalszy przebieg pełzania elementów ustroju. Generalnie, efektem tego zabiegu technologicznego jest pojawienie się znacznych momentów podporowych, które należy uwzględnić przy wymiarowaniu zbrojenia węzłów.

Wzrost momentów podporowych, wywołanych pełzaniem od ciężaru własnego, w warunkach ograniczenia swobodnych obrotów końców belek przez podatne węzły uciągające, określa się jako proporcję (ułamek) w odniesieniu do momentów układu ciągłego M_{cont} . Wyznacza się je na podstawie obciążenia ciężarem własnym konstrukcji w schemacie od razu hiperstatycznym (belka ciągła, rama). Momenty wzbudzone w wyniku pełzania oblicza się mnożąc wartości momentów sprężystych (bez pełzania) ze schematu ciągłego

(M_{cont}) przez współczynniki korekcyjne petzania (C_{creep}). W podobny sposób uwzględniany jest wpływ petzania wywołanego sprężeniem belek. W schemacie wolnopodpartym sprężone belki prefabrykowane ulegają swobodnym odkształceniom na skutek petzania od siły sprężającej. Z uwagi na częściowe zamocowanie belek w węzłach deformacje te nie mogą narastać swobodnie (podobieństwo do sił wzbudzonych od sprężenia powstających w schematach hiperstatycznych).

Wpływ petzania wywołanego sprężeniem można uwzględnić w dwóch etapach. W pierwszym momenty utwierdzenia (podporowe) belek w węzłach uciągających oblicza się przy założeniu sprężystej pracy ustroju, tak jakby sprężenie belek nastąpiło po wbudowaniu w uciągłą konstrukcję (tj. od razu w układzie hiperstatycznym). Następnie powstające (wzbudzone) momenty utwierdzenia mnożone są przez współczynnik C_{creep} uwzględniający petzanie. Całkowite momenty w konstrukcji będą superpozycją momentów od sprężenia powstających w belkach wolnopodpartych (przed zabetonowaniem styków) i momentów wzbudzonych (nadliczbowych) skorygowanych o wpływ petzania, za pomocą współczynnika korekcyjnego C_{creep} .

Wpływ sztywności i geometrii węzłów uciągających na momenty wzbudzone sprężystym utwierdzeniem belek, w obliczeniach MES jest uwzględniany od razu na etapie rozwiązywania układu równań równowagi. Uproszczone, analityczne procedury określania tego wpływu podano w [27].

Straty reologiczne sił sprężających. Straty reologiczne siły sprężającej w belkach wynikają z petzania betonu prefabrykatów wywołanego długotrwałym przyłożeniem siły sprężającej, skurczom betonu belek od chwili wyprodukowania oraz relaksacją stali ciągnien. Mechanizm powstawania straty opóźnionej siły w splotach wynika ze spadku naprężeń ciągnien wywołanego odkształceniami od skurczu i petzania betonu pod wpływem obciążeń długotrwałych oraz zależnej od intensywności tego procesu relaksacji stali naciągniętych splotów.

Wpływ zarysowania elementów monolitycznych. Rozpatrując czynniki reologiczne powodujące redystrybucję sił wewnętrznych w hiperstatycznych ustrojach z belek prefabrykowanych nie należy zapominać o wpływie degradacji sztywności. Związana jest ona z zarysowaniem żelbetowych fragmentów monolitycznych. Pominięcie zarysowania węzłów uciągających może spowodować nawet 2÷3,5-krotne przeszacowanie momentów podporowych wzbudzanych przez wtórne efekty reologiczne (np. w schematach dwuprzęsłowych).

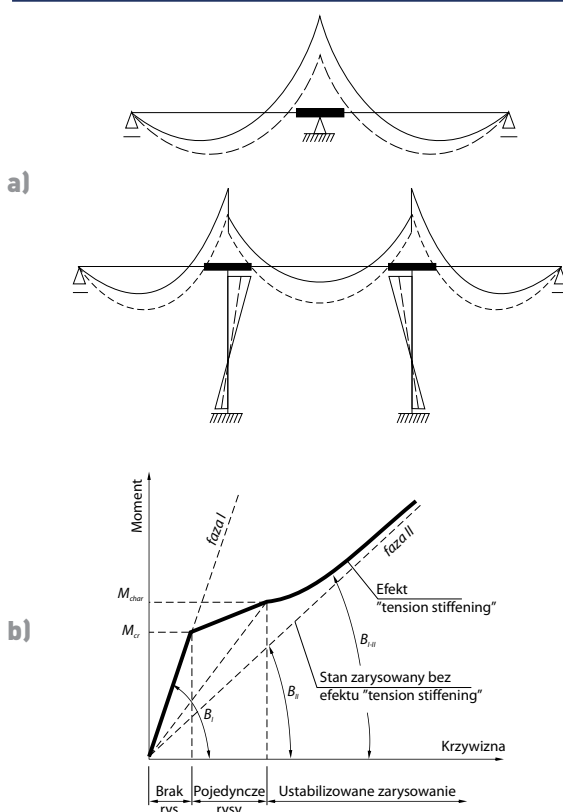
Belki prefabrykowane projektowane są najczęściej jako strunobetonowe o sprężeniu pełnym (nie dopuszcza się rozciągania betonu), ewentualnie ograniczonym (dopuszcza się rozciąganie betonu, ale $\sigma_c \leq f_{ct}$). Oznacza to, że dźwigary zespolone w obszarze przęsta pracują pełnym przekrojem w fazie I, a więc jako niezarysowane. Zarysowanie (faza II) dotyczy fragmentów

monolitycznych takich jak węzły uciągające i podpory w układach ramowych.

Degradacja (spadek) sztywności części monolitycznych powoduje przegrupowanie sił wewnętrznych w całej konstrukcji (rys. 30a). Redystrybucja powoduje zmniejszenie momentów podporowych i zwiększenie przęsłowych, co skutkuje wzrostem wyężenia belek.

Obliczeniowo, zarysowanie przekrojów żelbetowych wiąże się z przejściem z fazy I do II. Elementy żelbetowe nie pracują na całej długości elementu w jednej „czystej” fazie. Nawet w przekrojach zarysowanych część strefy rozciąganej betonu współuczestniczy w zginaniu elementu. Faza II formalnie dotyczy tylko przekroju przez rysę. Z uwagi na współpracę zbrojenia pomiędzy rysami w rzeczywistych konstrukcjach zarysowanie elementu jest niepełne. W PN-EN przy ocenie sztywności uwzględniono te zjawiska (efekt „tension stiffening”) [13, 14, 31, 36, 42]. Odkształcenia elementów po zarysowaniu przyjmują wartości pośrednie pomiędzy odkształceniami elementów pracujących w fazie I (brak zarysowania) oraz elementów pracujących w fazie II (pełne zarysowanie).

Rys. 30.
Efekty zarysowania fragmentów monolitycznych: wpływ na redystrybucję momentów, a) wpływ momentu zginającego na sztywność przekroju żelbetowego b)



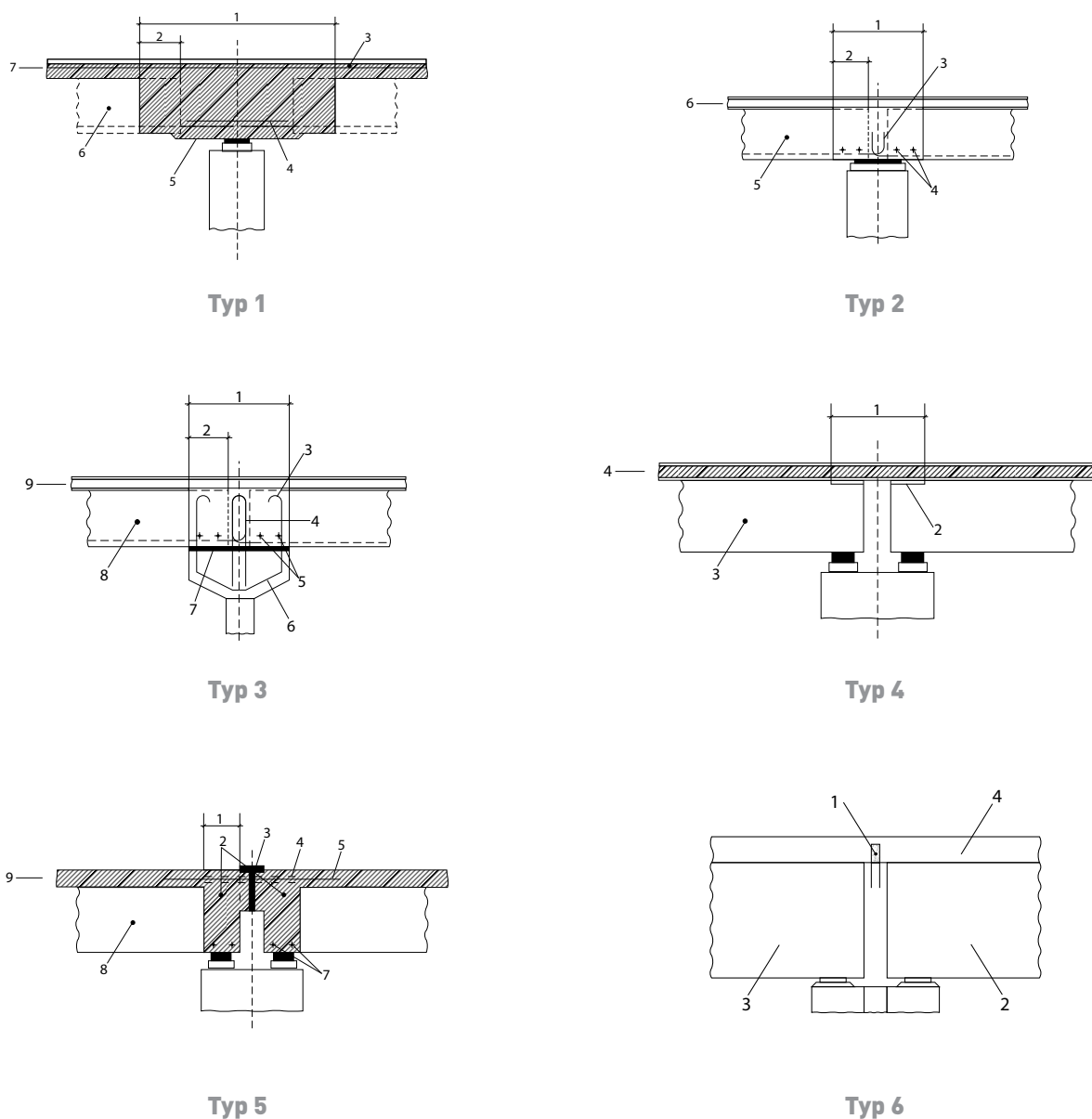
3.7. Wybrane aspekty konstruowania węzłów uciągających

Zasady konstruowania węzłów uciągających przedstawione są w normie PN-EN 15050:2012, która wyróżnia 6 typów węzłów (rys. 31, tabl. 5). Opisane zjawiska reologiczne i niektóre obciążenia mogą wygenerować w węzłach uciągających momenty zginające zarówno górną (ujemne) jak i dolną (dodatnie). Pociąga to za sobą konieczność specyficznego ukształtowania zbrojenia węzła oraz strefy jego styku z belką prefabrykowaną. Z uwagi na występowanie na prefabrykatach monoli-

tycznej płyty betonowej, zbrojenie węzłów górą kształtuje się podobnie jak w tradycyjnych żelbetowych belkach ciągłych. Zbrojenie dolne powinno być uciągłone ze zbrojeniem wystającym z prefabrykatów. Zbrojenie to może być w postaci wyprowadzonych z belek splotów sprężających, prętów w kształcie pętli, prętów prostych układanych na zakład o wymaganej długości zakotwienia lub spawanych, ewentualnie prętów zakończonych hakami (rys. 31,32).

Rys. 31.

Rodzaje połączeń uciągających ustroje z belek prefabrykowanych według PN-EN 15050:2012 [11]



Tabl. 5.
Charakterystyka techniczna wzorcowych węzłów uciągających

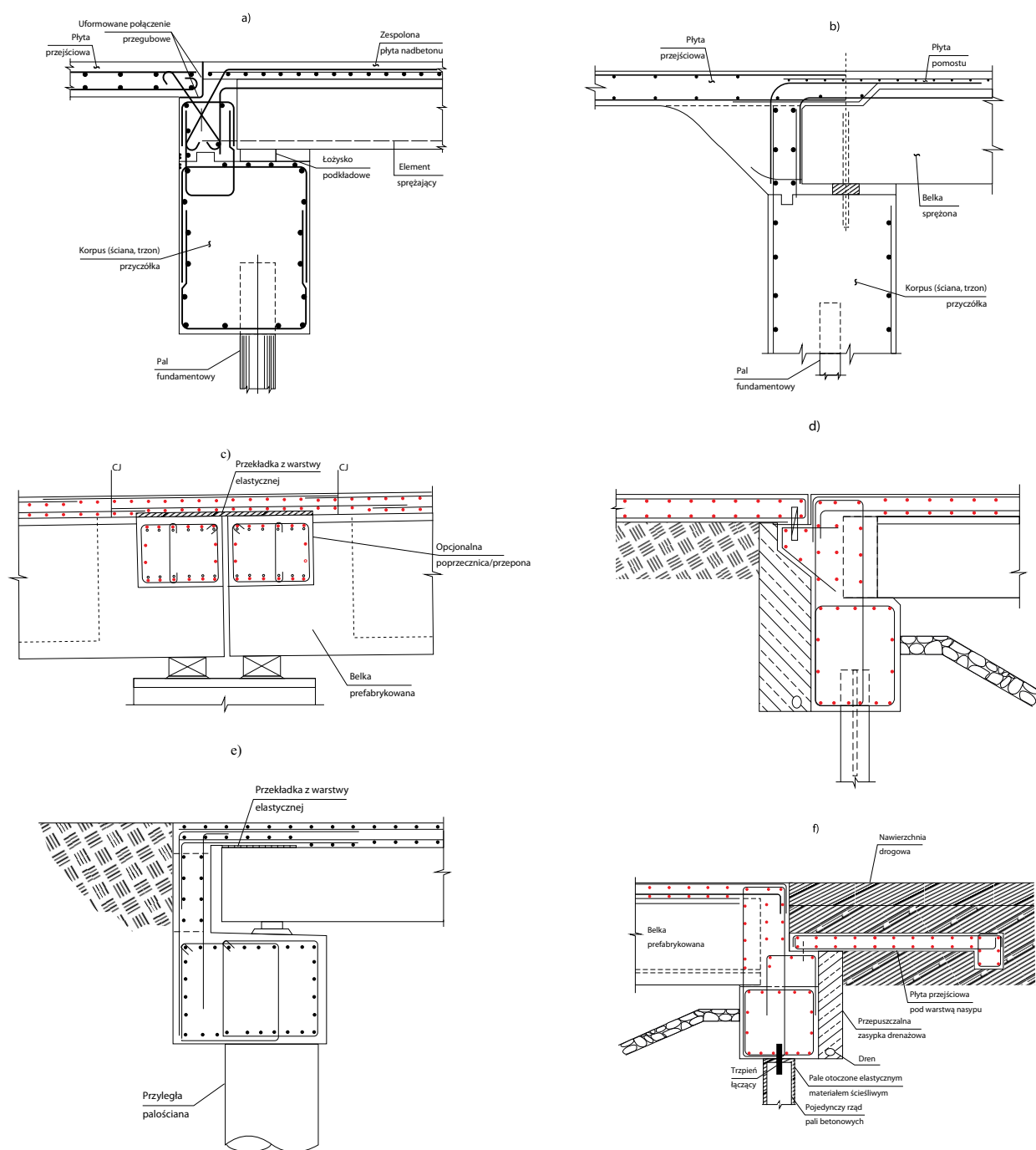
Węzeł	Cechy charakterystyczne	Objaśnienie oznaczeń
Typ 1	<p>W czasie budowy belki ustawiane są na montażowych podporach tymczasowych w pewnej odległości od czoła belek. Podpory tymczasowe mogą być oparte na fundamencie podpór docelowych. Łożyska znajdują się w jednej linii. Z uwagi na zróżnicowane wyężenie węzła (momenty ujemne i dodatnie) niezbędne jest zapewnienie ciągłości zbrojenia górnego (płyta pomostu) i dolnego (połączenie prętów wystających z dolnych stref belek). Połączenie belek z poprzecznicą powinno być zaprojektowane indywidualnie (pręty zszywające wystające z belek, uszorstnienie powierzchni betonu końców belek, sploty wystające z belek „zatopione” w betonie węzła). Należy przewidzieć indywidualne zbrojenie węzła strzemionami na siły ścinające i przebicie od reakcji z łożysk oraz zbrojenie węzła w poprzek pomostu wywołane jego zginaniem poprzecznym.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1 – poprzecznicę monolityczną (oczep) wykonywaną na budowie 2 – obetonowanie końców belek, 3 – górne zbrojenie uciągające na momenty ujemne, 4 – uciąglenie zbrojenia dolnego prefabrykatów i węzła, 5 – zlicowanie spodu poprzecznic z dolną krawędzią belek 6 – belka prefabrykowana 7 – płyta pomostu (nadbetonu) wylewana na belkach in situ
Typ 2	<p>Ten typ węzła nie wymaga stosowania tymczasowych podpór montażowych. Belki prefabrykowane mogą być opierane bezpośrednio na poszerzonej głowicy podpory. Konstrukcję w docelowym schemacie statycznym można opierać na filarze za pomocą pojedynczych lub podwójnych łożysk. Zbrojenie na momenty ujemne jest układane w górnej strefie monolitycznej płyty nadbetonu. Zbrojenie węzła na momenty dodatnie w kierunku podłużnym obiektu jest uciąglone za pomocą haków wystających z dolnych stref środków prefabrykatów. Wykonanie zakładów prętów wystających z belek jest utrudnione z uwagi na ograniczoną przestrzeń pomiędzy czołami belek (wąska poprzecznicę).</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1 – poprzecznicę monolityczną, 2 – obetonowanie końców belek, 3 – uciąglenie zbrojenia dolnego prefabrykatów, 4 – zbrojenie poprzecznicy przeplecione przed otwory w środkach prefabrykatów, 5 – belka prefabrykowana, 6 – płyta pomostu (nadbetonu) wylewana na belkach in situ
Typ 3	<p>Monolityczna poprzecznicę podporowa, stanowiąca węzeł uciągający konstrukcji ramowej, wykonywana jest w dwóch etapach. Belki opierane są w stanie montażowym od razu na części węzła (poprzecznicę) wybetonowanej w I etapie. Z uwagi na stateczność węzeł musi być połączony z filarem podporowym w sposób sztywny (monolityczny). Spód poprzecznicę znajduje się poniżej dolnych krawędzi belek. Końce belek są otoczone betonem węzła. Z dolnej części węzła wypuszczone jest zbrojenie zszywające z drugą częścią poprzecznicę. Zbrojenie węzła w poprzek obiektu może być przeplecione przez specjalne otwory w środkach belek. Prefabrykaty układane są na I części węzła na warstwie zaprawy o wysokiej wytrzymałości. Po uzupełnieniu zbrojenia węzła i płyty pomostu betonowana jest II część węzła. Ciągłość zbrojenia zapewniona jest przez ułożenie na zakład haków wystających z belek i pętli wystających z I części węzła.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1 – poprzecznicę monolityczną wykonywaną w dwóch etapach, 2 – obetonowanie końców belek, 3 – zbrojenie zszywające wypuszczone z I części węzła, 4 – uciąglenie zbrojenia wystającego z prefabrykatów, 5 – zbrojenie poprzecznicę przeplecione przez otwory w belkach prefabrykowanych, 6 – fragment węzła betonowany w I etapie celem oparcia belek, 7 – zaprawa wysokiej wytrzymałości, 8 – belka prefabrykowana, 9 – płyta pomostu (nadbetonu) wylewana na belkach in situ

<p>Typ 4</p>	<p>Belki w stanie montażowym oparte są od razu za pomocą podwójnych łożysk, usytuowanych na poszerzonej głowicy filara podporowego. Częściowa ciągłość ustroju zapewniona jest tylko przez płytę pomostu (tzw. uciąglenie pozorne). Z uwagi na konieczność zapewnienia końcom belek swobody obrotu płyta pomostu oddzielona jest od górnej powierzchni przy końcach belek a szczelina wypełniona jest elastycznym materiałem ściśliwym. W połączeniu nie ma ciągłości zbrojenia belek. Ustrój pracuje jako ciąg przęseł wolnopodpartych. Transfer momentów między przęsłami jest niewielki i pomijany w ich wymiarowaniu. Ciągłość tylko płyty pomostu powoduje przenoszenie sił podłużnych (osiowych) na poszczególne przęsła. Obecnie taki typ uciąglenia nie jest rekomendowany przez obowiązujące przepisy. Bywa sporadycznie stosowany w specjalnych warunkach, np. na terenach szkód górniczych.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1 – odcinek płyty pomostu oddzielonej od belek, 2 – elastyczne wypełnienie szczeliny pomiędzy płytą a końcami belek, 3 – belka prefabrykowana, 4 – płyta pomostu (nadbetonu) wylewana na belkach in situ
<p>Typ 5</p>	<p>Belki w stanie montażowym oparte są od razu za pomocą podwójnych łożysk, usytuowanych na poszerzonej głowicy filara podporowego. Każde przęsło oparte jest na niezależnej parze łożysk i zakończone jest monolitycznymi poprzecznicami podporowymi wykonywanymi na budowie. Nie ma ciągłości zbrojenia dolnego prefabrykatów. Pomiedzy poprzecznicami sąsiednich przęseł występuje wolna przestrzeń. W górnych częściach poprzecznicy skrajnych (podporowych) ukształtowane są betonowe fragmenty, pomiędzy którymi występuje szczelina wypełniona materiałem elastycznym. Dolne zbrojenie poprzecznicy podporowych przeplecione jest przez otwory w dolnych strefach środków prefabrykatów. Częściowa ciągłość ustroju (uciąglenie pozorne) zapewniona jest przez zbrojenie łączące ze stali nierdzewnej, umieszczone w połowie wysokości płyty. Z uwagi na konieczność zapewnienia swobody obrotów końców belek, zbrojenie to pozbawione jest przyczepności z betonem płyty za pomocą tulei, na pewnym odcinku. Przy takim połączeniu nie ma przekazywania momentów zginających pomiędzy przęsłami. Płyta uciągająca jest zdylatowana pomiędzy przęsłami, przy czym szczelina dylatacyjna wypełniona jest materiałem elastycznym. Tuleje ze zbrojeniem przechodzi przez uszczelnienie złącza. Uszczelnienie i powierzchnia pomostu jest ciągła. W warunkach krajowych jak dotąd taki typ połączenia nie był stosowany.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1 – obetonowanie końców belek, 2 – monolityczne poprzecznicę podporowe (skrajne), 3 – uszczelnienie złącza materiałem elastycznym, 4 – tuleja zapewniająca brak przyczepności zbrojenia łączącego z betonem płyty pomostu, 5 – zbrojenie łączące ze stali nierdzewnej, 6 – elastyczne wypełnienie szczeliny dylatacyjnej pomiędzy przęsłami, 7 – dolne zbrojenie poprzecznicy podporowych przechodzące przez otwory w prefabrykatkach, 8 – belka prefabrykowana, 9 – płyta pomostu (nadbetonu) wylewana na belkach in situ
<p>Typ 6</p>	<p>Belki w stanie montażowym oparte są od razu za pomocą podwójnych łożysk usytuowanych na poszerzonej głowicy filara podporowego. Każde przęsło oparte jest na niezależnej parze łożysk i zakończone jest monolitycznymi poprzecznicami podporowymi wykonywanymi na budowie. Nie ma ciągłości zbrojenia dolnego prefabrykatów. Pomiedzy poprzecznicami (czołami belek) sąsiednich przęseł występuje wolna przestrzeń szerokości 10 cm. Częściowe (pozorne) uciąglenie przęseł następuje tylko przez płytę pomostu. W celu zapewnienia swobody obrotu końców belek w dolnej części płyty pomostu wykonane jest nacięcie (szczelina, dylatacja pozorna) szerokości 40 mm i o wysokości mniejszej o 50 mm niż grubość płyty. Szczelina dylatacyjna wypełniona jest materiałem elastycznym.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1 – uszczelnienie szczeliny dylatacji pozornej materiałem elastycznym, 2 – monolityczne poprzecznicę podporowe (skrajne), 3 – belka prefabrykowana, 4 – płyta pomostu (nadbetonu) wylewana na belkach in situ

Przykładowo, dolne zbrojenie wystające z pótek projektuje się w belkach o kształcie typu „I” 90×140 cm w rozwiązaniach angielskich w ilości 19 cm^2 ($6\Phi 20$), kanadyjskich $14 \times 25 \text{ cm}^2$, w belkach o kształcie typu „T” popularnych w Polsce $4 \times 14 \text{ cm}^2$ (od $2\Phi 16$ do $4\Phi 16 + 2\Phi 20$). W rozwiązaniach krajowych jako elementy uciągające dołem często są stosowane sploty wyprowadzone z be-

lek w ilości $23 \div 34 \text{ cm}^2$ (Kujan NG) i $\sim 8 \div 37 \text{ cm}^2$ (belki typu T). Do powiązania siatki zbrojeniowej stosuje się przenikające się strzemiona i pręty poprzeczne, które „przeplatają” się ze zbrojeniem wystającym prefabrykatów. Zapewnia to transfer sił wewnętrznych pomiędzy belkami prefabrykowanymi a podporowym stykiem (węzłem) monolitycznym.

Rys. 32.
Przykłady konstruowania zbrojenia węzłów uciągających



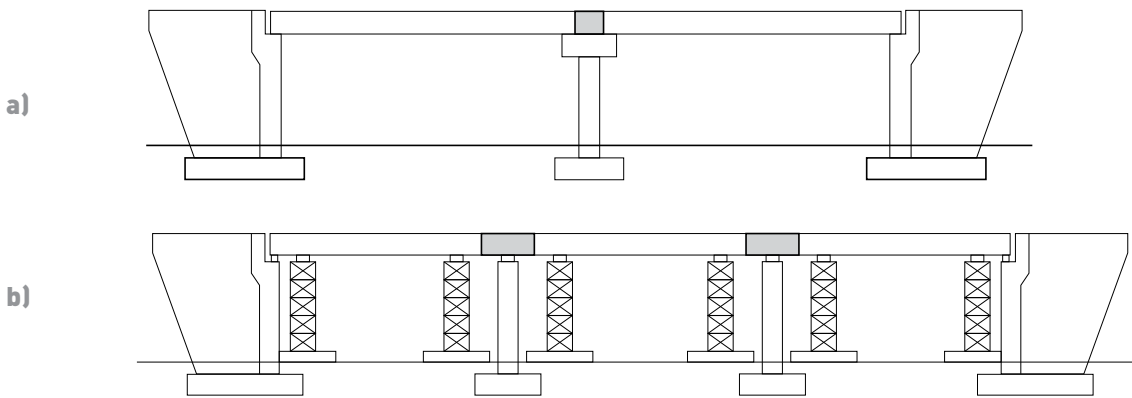
3.8. Technologia budowy

W obiektach mostowych z belek prefabrykowanych występują dwa charakterystyczne stany pracy ustroju. Prefabrykaty pracują przed zespoleniem jako wolno-
podparte, a po stwardnieniu betonu jako element sche-

matu hiperstatycznego. W praktyce najczęściej stosuje się dwa sposoby montażu takich konstrukcji: z oparciem belek na docelowych podporach o rozbudowanych oczepach oraz z użyciem tymczasowych podpór montażowych (rys. 33).

Rys. 33.

Najczęściej stosowane sposoby budowy układów ciągłych z belek prefabrykowanych: a) z wykorzystaniem podpór docelowych, b) z użyciem podpór montażowych

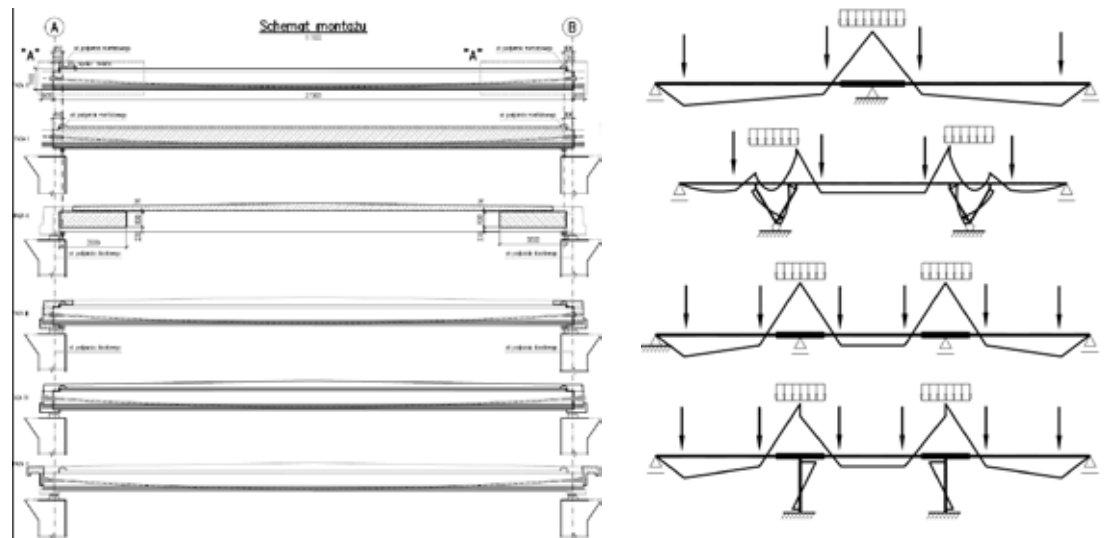


W obu przypadkach belka prefabrykowana w stadium montażu przenosi własny ciężar oraz ciężar wykonywanej płyty nadbetonu. W przypadku braku podpór tymczasowych stosuje się oparcie przęsła na podwójnych łożyskach podatnych, umiesz-

czonych na podporach pośrednich. Bywają też stosowane konstrukcje zintegrowane - ramowe, w których belki oparte na poszerzonych oczepach podpór za pomocą monolitycznego węzła uciągającego (najczęściej żelbetowego) połączone są na sztywno z podporami pośrednimi i skrajnymi (przyczótkami).

Rys. 34.

Przykłady momentów zginających wywołanych usunięciem podpór tymczasowych i demontażem szalunków węzłów monolitycznych



4. ELASTYCZNOŚĆ ROZWIĄZAŃ KATALOGOWYCH

4.1. Charakterystyka ogólna systemów prefabrykacji

Obiekty mostowe z belek prefabrykowanych charakteryzują się standaryzacją i typizacją rozwiązań konstrukcyjnych. W nowoczesnych systemach, wdrażanych w ostatnich latach, nastąpiło odejście od idei stuprocentowej prefabrykacji na rzecz ustrojów mieszanych, tj. z wykorzystaniem prefabrykatów uzupełnionych betonem monolitycznym. Zapewnia znaczną elastyczność rozwiązań katalogowych, a współczesne obiekty mostowe i inżynierskie z prefabrykatów mogą być realizowane w wielu wariantach konstrukcyjnych i geometrycznych. Współczesne systemy prefabrykacji znajdują zastosowanie w budowie wielu obiektów inżynierskich o różnych funkcjach użytkowych, takich jak:

- wiadukty i estakady drogowe,
- mosty lub przepusty nad ciekami wodnymi,
- kładki dla pieszych i rowerzystów,
- przejścia dla pieszych i rowerzystów pod nasypami (np. drogowymi lub kolejowymi),
- przejścia dla zwierząt,

Z belek prefabrykowanych (np. typu T, GT, Kujan, Kujan NG) wznoszone są wiadukty, estakady i kładki dla pieszych i rowerzystów o różnorodnych schematach konstrukcyjnych wolnopodpartych, ciągłych i ramowych. Obecnie prefabrykaty wykorzystuje się nawet do budowy tzw. płytkich tuneli (ustroje z nadkładem gruntowym), które mogą pełnić rolę przejść tuneli do przeprowadzenia szlaków komunikacyjnych (drogowych, tramwajowych lub kolejowych), przejść podziemnych lub przepustów.

Płytkie tunele służą zwykle do przeprowadzenia ciągów drogowych, kolejowych, pieszych, rowerowych i pieszo-jezdnych pod nasypami lub szlaków wędrówek zwierząt nad rozległymi arteriami komunikacyjnymi. Można powiedzieć, że w takich przypadkach prefabrykaty pełnią rolę quasi-obudowy tuneli. Zwykle w pewnym zakresie współpracują one z otaczającym ośrodkiem gruntowym wykorzystując efekt rozkładania obciążeń przez odpowiednio zagęszczoną zasypkę oraz efekt przesklepienia, dzięki to kotowemu lub owalnemu kształtowi niektórych typów prefabrykatów. Segmenty prefabrykowane mają zazwyczaj długość 1,0÷5,0m i składają się z dolnych elementów ściennych i górnych elementów sklepienia (stropowych). Dzięki modularnej budowie segmentów można kształtować obiekty o dowolnej długości. Zastosowanie wspólnych podpór pośrednich umożliwia budowę kilku „naw” tuneli. Obiekty inżynierskie tego typu mogą być uzupełnione prefabrykowanymi ścianami oporowymi i elementami gzymsowymi.

Większość współczesnych systemów prefabrykacji (np. belki typu Kujan NG, T, GT) umożliwia budowę wiaduktów

o schematach wolnopodpartych, belek ciągłych i ramowych. Korekta długości i geometrii węzłów uciągających umożliwia zastosowanie prefabrykatów o stypizowanych długościach w ustrojach o zróżnicowanej rozpiętości przęseł. Współczesne systemy prefabrykacji umożliwiają wznoszenie obiektów inżynierskich w szerokim zakresie rozpiętości, zazwyczaj około 6÷30 m w przypadku mostów, kładek, wiaduktów i estakad oraz około 0,60÷4,5 m w przypadku przepustów i przejść dla zwierząt.

Belki prefabrykowane stosowane są również w nietypowych konfiguracjach konstrukcyjnych. Kilka lat temu prefabrykaty typu T27 użyto w konstrukcji tunelu drogowego w Kielcach (tunel TS-1 w ciągu drogi S74). Strop ustroju został potoczony w sposób sztywny ze ścianami podporowymi (przyczółkami) złożonymi z dwóch rzędów grodziec stalowych typu U o wymiarach $b \times h = 600 \times 380$ mm i długościach 4,5÷12,0 m. Grubość blach ze stali S 355 BP przyjęto 10,5 mm. Dwa rzędy grodziec zostały zwieńczone oczepem żelbetowym, który stanowi uciąglenie stropu (przęsta) z prefabrykatów typu T ze ścianami. Tak powstały układ konstrukcyjny tworzy konstrukcję ramową zintegrowaną z gruntem.

W zagranicznej praktyce projektowej belki prefabrykowane powszechnie stosowane są w układach integralnych. Na końcach belek konstruuje się oczepy żelbetowe, w których utwierdzone są wiotkie pale fundamentowe (zwykle stalowe). Taki układ ramowy charakteryzuje się znaczną współpracą z nasypem drogowym i ośrodkiem gruntowym w poziomie posadowienia.

Technologie belek prefabrykowanych umożliwiają wznoszenie konstrukcji nad czynnymi ciągami komunikacyjnymi, co znacznie obniża uciążliwość społeczne związane z budową. W przypadku wznoszenia konstrukcji przepustów czy przejść dla zwierząt pod czynnymi szlakami kolejowymi, nie bez znaczenia jest możliwość zminimalizowania czasu trwania budowy i ograniczenia wyłączenia torów. Pod względem konstrukcyjnym **systemy belek prefabrykowanych umożliwiają:**

- budowę konstrukcji mostowych o różnorodnych schematach statycznych, w postaci belek wolnopodpartych i ciągłych, ram oraz ustrojów zintegrowanych z gruntem,
- projektowanie z wykorzystaniem sprawdzonych i trwałych rozwiązań katalogowych poddawanych niewielkim adaptacjom pod kątem potrzeb projektu,
- kształtowanie obiektów mostowych o dowolnej szerokości przęseł,
- prowadzenie ruchu pod wznoszonym obiektem,
- zastosowanie prefabrykatów w niekonwencjonalnych układach konstrukcyjnych, np. w połączeniu z grodziami stalowymi,
- kształtowanie ciekawszych form architektonicznych, np. podpory w kształcie litery V lub Y

4.2. Adaptacja katalogowych elementów prefabrykatów

Adaptacja prefabrykatów katalogowych (tabl. 6) do różnorodnych układów konstrukcyjnych wiąże się z następującymi zagadnieniami:

- brak konieczności powtórnego szczegółowego wymiarowania prefabrykatów pod warunkiem sprawdzenia sił wewnętrznych występujących w układzie ciągłym i porównania ich z odpowiednimi wartościami występującymi w rozwiązaniach katalogowych
- możliwością wpasowania belek do zakładanej niwelety obiektu poprzez niewielką korektę grubości płyty nadbetonu,
- zwiększeniem rozpiętości przęseł poprzez zastosowanie indywidualnej konstrukcji monolitycznych węzłów

uciągających, np. poprzez wydłużanie węzłów lub stosowanie podpór typu V lub Y, umożliwiających redukcję momentów podporowych w schematach ciągłych i ramowych,

- możliwością przekroju zbrojenia sprężającego redukcji przekroju zbrojenia sprężającego ilości sprężenia podstawowych wersji prefabrykatów (przewidzianych do stosowania w układach wolnopodpartych) stosowanych w schematach hiperstatycznych.
- dodatkowymi efektami skurczu i pęcznienia występującymi w układach hiperstatycznych – do ich analizy można stosować metody uproszczone (powszechne w opracowaniach zagranicznych).

Tabl. 6.

Zastosowanie systemów prefabrykacji w budowie obiektów inżynierskich

L.p.	Rozpiętość	Zastosowanie	Typ prefabrykatu
1	Φ0,6 ÷ Φ1,5 m	Budowa przepustów i przejść dla zwierząt, przepusty dla instalacji teletechnicznych itp.	Przepusty rurowe owalne żelbetowe, Transprojekt Warszawa, 2007 r.
2	Do ok. 22 m	Obudowa płytkich tuneli – przejścia ciągów drogowych, kolejowych i pieszo-jezdnym pod nasypami lub przejść dla zwierząt	Segmenty prefabrykowane ABM, ABM Mosty,
3	9÷18 m	wolnopodparte, ciągłe, ramowe, integralne wiadukty i estakady drogowe,	Belki Kujan, Transprojekt Gdańsk 1993 i 2005 r.
4	12÷18 m	wolnopodparte, ciągłe, ramowe, integralne wiadukty i estakady drogowe,	Kujan NG, Transprojekt Warszawa w 2004 r.
5	12÷30 m	wolnopodparte, ciągłe, ramowe, integralne wiadukty i estakady drogowe,	Belki typu T, Mosty-Łódź, 2002, 2005, 2010 r.
6	6 i 9 m	wolnopodparte, ramowe, integralne wiadukty drogowe, przejścia i kładki dla pieszych i rowerzystów	Belki typu DS, Transprojekt Warszawa, 2004 r.
7	18÷31 m	wolnopodparte i ciągłe wiadukty drogowe,	Belki typu I, GT, GTI Warszawa, 2010 r,
8	9÷42 m	wiadukty drogowe wolnopodparte	Belki typu IG, Ergon, Warszawa, 2009

4.3. Walory współczesnych prefabrykowanych ustrojów mostowych

Szerokie zastosowanie prefabrykacji w budownictwie mostowym umożliwia przede wszystkim usprawnienie i skrócenie procesu budowy, ze względu na uprzemysłowienie metod wytwarzania prefabrykatów i ich montażu na budowie. Zarówno w Polsce jak i za granicą przez 60 lat stosowania prefabrykacji zbierano doświadczenia związane z projektowaniem, wykonawstwem, budową i długookresową eksploatacją tego typu konstrukcji. Umożliwiło to zidentyfikowanie i wyeliminowanie najślabszych ogniw technologii. W większości przypadków były nimi połączenia elementów prefabrykowanych oraz przerwy dylatacyjne pomiędzy przęsłami. Współczesne technologie łączą zalety prefabrykacji i walory ustrojów monolitycznych.

Do najistotniejszych **zalet współczesnych technologii prefabrykacji** ustrojów mostowych należy zaliczyć:

- możliwość przeniesienia produkcji głównych elementów nośnych, jakimi są belki prefabrykowane, z placu budowy do wyspecjalizowanych wytwórni, z lepszym zapleczem technicznym i kontrolą jakości i warunków wykonawstwa,
- obniżenie kosztu wykonania obiektu, łatwość projektowania,
- ciężar własny konstrukcji belkowej jest stosunkowo mały, a co daje możliwość tworzenia mniej masywnych podpór, mniejszych fundamentów i korzystania z innego rodzaju łożysk, co przekłada się na koszt realizacji całego obiektu inżynierskiego,
- możliwość wznoszenia obiektu przy jednoczesnych bezkolizyjnych przejazdach nad istniejącymi już drogami oraz możliwość ukrycia np. kolektorów odwodnienia, co znacznie zwiększa walory estetyczne obiektu,
- zastosowanie prefabrykatów jako deskowania traconego monolitycznych płyt pomostu,
- umożliwienie komunikacji pod przęsłami wznoszonego obiektu, a więc zmniejszenie uciążliwości społecznych związanych z budową,
- konstruowanie styków, połączeń i newralgicznych miejsc ustrojów (np. poprzecznice, węzły uciągające) w bardziej niezawodnej technologii betonu monolitycznego,
- możliwość stosowania elementów w różnorodnych schematach statycznych jak belki wolnopodparte i ciągłe, ramy, ustroje integralne (współpracujące z gruntem),
- korzystną redystrybucję sił wewnętrznych i przemieszczeń w ustrojach hiperstatycznych w porównaniu do przęsł wolnopodpartych (korzyści statyczne),

- ograniczenie ugięć od obciążeń ruchomych w schematach hiperstatycznych,
- możliwość łatwego dostosowania do skomplikowanej geometrii obiektu (skos, zakrzywienie w planie, ustrój nieregularny w planie) poprzez indywidualne kształtowanie węzłów uciągających (uciąglenie pełne),
- zapewnienie niezakłóconego przejazdu taboru samochodowego po nawierzchni w ustrojach hiperstatycznych lub uciążlonych pozornie,
- zapewnienie szczelności pomostu na stykach przęsł (ustroje hiperstatyczne i uciążlone pozornie),
- możliwość stosowania deskowania traconego z płyt prefabrykowanych typu „filigran” opieranych na górnych półkach belek prefabrykowanych,
- możliwość nadawania obiektom z belek prefabrykowanych ciekawszych wizualnie i estetycznych form architektonicznych (Inp. podpory w kształcie litery „V” lub „Y”),
- zwiększoną trwałość obiektów związaną ze stosowaniem sprężonych belek prefabrykowanych i brakiem zarysowania (sprężenie pełne lub ograniczone),
- racjonalne wykorzystanie właściwości materiałów konstrukcyjnych (beton, stal sprężająca) z uwagi na stosowanie schematów hiperstatycznych i betonu sprężonego,
- możliwość wykonywania eksponowanych elementów w technologii betonu architektonicznego o fakturowanej lub wzorzystej powierzchni licowej.

Jak każda technologia budowlana, prefabrykacja niesie też ze sobą określone **ograniczenia i wyzwania dla projektantów**, do których w kontekście konstrukcji mostowych zaliczyć można:

- trudności w zapewnieniu współpracy pomiędzy prefabrykatami (wadliwe styki, zamki monolityczne),
- trudność w zapewnieniu wymaganej współpracy elementów monolitycznych i prefabrykowanych (problem np. kontaktu dwóch rodzajów betonu),
- duża liczba styków i połączeń o gęstym i skomplikowanym (trudnym w montażu) zbrojeniu,
- skomplikowane i pracochłonne układanie zbrojenia węzłów (styków).

Współczesne rozwiązania prefabrykacyjne wyeliminowały natomiast powszechnie wskazywane wady rozwiązań z lat 70-tych i 80-tych, takie jak mała sztywność poprzeczna przęsł z belek prefabrykowanych czy duża liczba nieszczelnych dylatacji.

5. PREFABRYKATY W DROGOWNICTWIE

Stosowane w drogownictwie prefabrykaty to zarówno elementy drobno- jak i wielko-wymiarowe, płaskie (prętowe, płytowe), jak i przestrzenne. Z praktycznego punk-

tu widzenia najbardziej klarowny jest podział z uwagi na funkcję elementów (tabl. 7)

Tabl. 7.
Podział prefabrykatów drogowych z uwagi na funkcję elementów

Podstawowa funkcja elementu	Rodzaj elementu	Funkcje dodatkowe elementu	Konstrukcja elementu
Elementy konstrukcyjne nawierzchni	Płyty drogowe i parkingowe pełne i ażurowe	estetyczna	żelbet
	Płyty przejazdowe	estetyczna	żelbet
	Płyty chodnikowe	estetyczna	niezbrojone
	Kostka brukowa, trylinka	estetyczna	niezbrojone
	Elementy jezdne rond	estetyczna	żelbet
Inne elementy konstrukcyjne	Obudowy tuneli	bezpieczeństwo ruchu, estetyka	żelbet
	Krawężniki		niezbrojone
	Elementy prowadzące		niezbrojone
	Obrzeża trawnikowe		niezbrojone
	Mury oporowe typu L i T		żelbet
	Oblicowania nasypów i skarp		niezbrojone
Bezpieczeństwo, uspokojenie i organizacja ruchu	Bariery rozdziātu		żelbet
	Progi zwalniające		żelbet
	Wysepki i azyle		żelbet
Odwodnienie	Korytka muldowe, trójkątne, górskie, trapezowe, skarpowe przykrawężnikowe,		niezbrojone
	Studzienki, wyloty drenu		żelbet
	Umocnienia dna rowu		żelbet
	Przepusty skrzynkowe, rurowe i powłokowe		żelbet
Ochrona środowiska	Ekrany akustyczne	estetyczna	żelbet
	Elementy fundamentów pod ekarny		żelbet
Elementy powiązania obiektu inżynierskiego z drogą	Podwaliny stożka nasypu		żelbet
	Schody skarpowe		żelbet
Elementy dróg szynowych i towarzyszącej infrastruktury	Podkłady kolejowe		strunobeton
	Płyty zintegrowanych torowisk kolejowych i tramwajowych		żelbet
	Płyty peronowe i ścianki oporowe	estetyczna, bezpieczeństwo użytkownika	żelbet
	Stupy trakcyjne		żelbet, strunobeton

5.1. Elementy konstrukcyjne nawierzchni

Dominującym rozwiązaniem stosowanym do wykonywania nawierzchni pod ruch pieszey oraz drogowych nawierzchni tymczasowych są prefabrykaty. Związane jest to z szybką realizacją i demontażem takich nawierzchni, możliwością wielokrotnego wykorzystania elementów, a także powtarzalną wysoką jakością elementów i dużą gamą możliwych do uzyskania efektów architektonicznych. W nawierzchniach pod ruch pieszey dominują elementy drobnowymiarowe (kostka brukowa, płyty chodnikowe, trylinka) natomiast w tymczasowych nawierzchniach drogowych wykorzystuje się płyty średnich wymiarów np. (YOMB, MON, płyty ażurowe), które doskonale sprawdzają się także jako nawierzchnie placów i parkingów oraz dróg dojazdowych i składowisk.

Przykładem popularnego elementu nawierzchniowego są żelbetowe płyty wielootworowe YOMB (Jomb) o wym. 100x75x12,5 cm, wykorzystywane w inżynierii komunikacyjnej do budowy stałych lub tymczasowych ulic, placów, parkingów, dróg dojazdowych a także jako prowizoryczne drogi na budowach oraz innego typu nawierzchnie. Prefabrykaty tego typu produkowane są z betonu klasy min. C25/30 oraz są zbrojone podwójną siatką.

5.2. Inne elementy konstrukcyjne

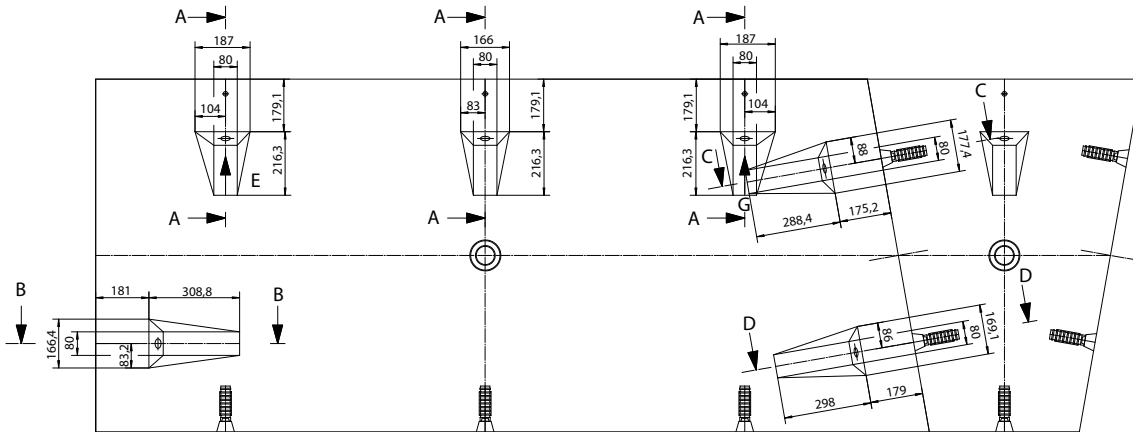
Do elementów konstrukcyjnych infrastruktury drogowej zaliczają się również tzw. tubingi czyli sferoidalne obudowy tuneli lub kanałów wykonane ze stali, żeliwa lub żelbetu (rys. 37). Połączone ze sobą tubingi tworzą pierścienie, stanowiący ścianę tunelu.

Najczęściej wykorzystywane są do budowy szybów, tuneli drogowych, kolejowych i metra (rys. 35). W budowie tuneli drążonych metodą tarczową tubingi żelbetowe przeważają obecnie nad stalowymi czy żeliwnymi. Metoda tarczowa drążenia w typowych polskich warunkach gruntowych (luźne, zmienne i niestabilne grunty lub słabe skały wymagające natychmiastowej obudowy) jest stosowana najczęściej. Pierwszy segment maszyny wierzącej TBM (Tunnel Boring Machine) zbudowany jest z rury ochronnej wewnątrz której znajduje się tarcza wraz z całym jej oprzyrządowaniem oraz pneumatyczny system wbudowujący kolejne pierścienie obudowy tunelu. Pozostała część maszyny, której długość sięga ok. 100 m przesuwa się już w gotowym tunelu. Przy budowie tunelu konieczne jest natychmiastowe uzyskanie szczelności i zdolność przejścia obciążeń gruntem przez nowo wbudowane ringi w momencie odstąpienia ich przez przesuwającą się maszynę tj. przesunięcia rury ochronnej. Wykonana obudowa stanowi jednocześnie powierzchnię oparcia siłowników wypychających maszynę wierzącą wraz z rurą ochronną do przodu. Drążenie tuneli obecnie najczęściej wykonywane jest przy użyciu tarcz pełnoprzekrojowych (TBM). Kombajn wykonujący wiercenie, załadunek urobku, montaż obudowy, wypełnianie przestrzeni między obudową a górotworem, przesuw obudowy, jest urządzeniem wysok wyspecjalizowanym a jego możliwości i rozwiązania technologiczne decydują o parametrach elementów składających się na obudowę. Pierścień obudowy jest podzielony na kilka zazwyczaj [5, 6] segmentów podstawowych i segment zamykający w kształcie klina. Segmenty są skręcane tymczasowo między sobą i z segmentami poprzedniego pierścienia. Zwolnienie połączeń skręcanych następuje po pełnym wypełnieniu zaprawą na bazie cementu i bentonitu przestrzeni po rurze ochronnej tj. pomiędzy nowo tworzonym tunelem a gruntem, w którym realizowane jest wiercenie.

Rys. 35.
Obudowa tunelu z tubingów żelbetowych



Rys. 36.
Segment tubingu



Szczelność połączeń zapewniają uszczelki wklejane w ukształtowane w prefabrykacie gniazda. Zapewnienie szczelności wymaga wysokiej precyzji wykonania prefabrykatów, znacznie wykraczającej poza standardowe warunki wykonania typowych elementów konstrukcyjnych. Przykładowo dla tubingów na tunel pod Wisłą „Czajka” w Warszawie oraz dla tubingów na pierwszy w Polsce drogowy tunel pod rzeką w Gdańsku obowiązywały tolerancje $\pm 0,5$ mm w odniesieniu do szerokości tubingu i $0,2$ mm w odniesieniu do szerokości

wpustu neoprenowego. Osiągnięcie takiej dokładności dla elementów o masie dochodzącej do kilkunastu ton, i długościach przekraczających 6 m, wymaga stosowania specjalistycznych, precyzyjnych form, oraz specjalnie dobranych mieszanek betonowych, które oprócz niskiego skurczu, muszą zapewniać wymaganą wodoszczelność, a w przypadku tuneli drogowych, również mrozoodporność. Dodatkowym wymogiem może być ognioodporność, a zwłaszcza odporność na spalling (eksplozywne odpadanie otuliny zbrojenia pod wpływem pożaru).

Rys. 37.
Transport tubingów: w zakładzie produkcyjnym i w drodze do tunelu



Istotną grupą prefabrykatów konstrukcyjnych wykorzystywanych w drogownictwie są elementy oblicowania nasypów i skarp. Skarpa pod przęstem i stożki nasypu powinny być umocnione za pomocą elementów, zapewniających stateczność zbocza i zabezpieczających go przed niszczącym działaniem wiatru i wody oraz umożliwiających ewentualne porastanie roślinności. W tym celu stosuje się prefabrykaty takie jak np. płyty ażurowe (rys. 38) o wym. 60x40x10 cm wykonane z betonu klasy C16/20, a także elementy typu Trylinka (rys. 39).

Rys. 38.
Prefabrykaty płyt ażurowych



Rys. 39.
Trylinka soczewkowa



Elementami służącymi do stabilizacji nasypów drogowych są również mury oporowe. Mają kształt litery L lub odwróconego T i wykonywane są jako elementy żelbetowe. Praca elementu polega na przeniesieniu obciążeń od parcia gruntu za pomocą pionowego muru stabilizowanego szeroką poziomą podstawą.

Do elementów konstrukcyjnych pasa drogowego należą także krawężniki i obrzeża trawnikowe wykonywane praktycznie wyłącznie jako prefabrykaty betonowe.

5.3. Elementy bezpieczeństwa, uspokojenia i organizacji ruchu

Stosowane w drogownictwie elementy bezpieczeństwa i uspokojenia ruchu wykonywane są praktycznie tylko i wyłącznie jako prefabrykaty. Wynika to z potrzeby uzyskania możliwości szybkiego przeorganizowania ruchu drogowego w przypadku modernizacji lub przebudowy. Elementy te zazwyczaj wyposażane są trwale w trakcie produkcji w oznakowania służące bezpieczeństwu lub organizacji ruchu drogowego. Do tej grupy elementów zaliczane są różne rodzaje barier rozdziuła potoków ruchu oraz barier ochronnych, wyspy i azyle oraz progi zwalniające.

5.4. Elementy systemów odwodnień

Nieodłącznym elementem dróg są systemy odwodnień, obejmujące liniowe układy odprowadzające wodę równoległe do osi jezdni, poprzeczne do osi jezdni przepusty i elementy łącznikowe z kanalizacją ogólnospławną. Większość tych elementów należy do grupy prefabrykatów drobnowymiarowych, za wyjątkiem przepustów, które są elementami przestrzennymi, często o znacznych gabarytach (rys. 40). Produkowane są przepusty rurowe i powłokowe oraz przepusty skrzynkowe (zamknięte oraz o przekroju dwudzielnym). Przepusty drogowo-ściekowe są budowlami, o których stanie i bezpieczeństwie użytkownika decyduje współdziałanie prefabrykowanych elementów, ich połączenia, oparcie na gruncie oraz zasypka [44]. Prefabrykaty te mają zastosowanie do przeprowadzenia małych cieków wodnych, rurociągów, kabli, służą jako przejścia dla zwierząt, drogi polne. Przeznaczone są do stosowania w drogowych obiektach mostowych projektowanych na obciążenie ruchome kl. A (wg. PN-85/S-10030) oraz na obciążenie pojazdem specjalnym klasy 150. Prefabrykaty skrzynkowe (zamknięte) mają przekrój kwadratowy lub prostokątny. Prefabrykaty pośrednie jak i skrajne mają powierzchnie czołowe zawsze prostopadłe do osi podłużnej przepustu. Na powierzchniach czołowych prefabrykatów ukształtowane są zamki o wysokości 35 lub 40 mm [45]. Połączenie na tzw. pióro-wpust zapewnia większą szczelność układanych elementów. Elementy prefabrykowane skrzynkowe o przekroju dwudzielnym mają kształt litery C. Na powierzchniach czołowych prefabrykatów wykonuje się

zamki o wysokości 50 mm. Czoło prefabrykatów skrajnych poprzez wypuszczenie na 300 mm prętów zbrojeniowych przystosowane jest do zespolenia z monolitycznymi skrzydełkami wylewanymi na budowie. Można również zastosować prefabrykowane skrzydełka. Do wykonania elementów stosuje się beton klasy C35/45. Rozmieszczone w prefabrykatach otwory montażowe pomagają w precyzyjnym montażu oraz umożliwiają szybkie układanie „na gotowo” przepustu, w trakcie rozładunku dostarczonych na plac budowy elementów. Część konstrukcji wlotu (wylotu) przepustu o wymiarach poniżej 90 cm jest wykonywana na budowie w dostosowaniu do skosu i spadku podłużnego wg indywidualnego rozwiązania. Stosuje się również wersję prefabrykatów ze wspornikiem dla oparcia płyt przejściowych. Połączenia pomiędzy prefabrykatami w postaci zamków uniemożliwiają wzajemne przemieszczanie poziome i pionowe w płaszczyźnie prostopadłej do osi przepustu.

Połączenie wszystkich prefabrykatów odbywa się na budowie poprzez zastosowanie w górnej płycie wklejonych łączników, ułożeniu podwójnej siatki zbrojeniowej i wylaniu płyty zespalającej, co w efekcie uniemożliwia przemieszczanie się prefabrykatów wzdłuż osi podłużnej przepustu. Nawierzchnia jezdni może być układana bezpośrednio na nadbetonie przepustu, albo na nadsypce o wys. określonej w katalogu lub przez projektanta. Dwudzielny system pozwala uzyskać wielkość światła przepustu do 4500 mm x 4000 mm, co jest wystarczającą wielkością pozwalającą na np. przejazd dużych maszyn rolniczych. Projektant obiektu przygotowując indywidualną dokumentację techniczną musi zachować przekrój poprzeczny segmentu prefabrykowanego oraz zasady konstrukcji: połączenia na zamki pomiędzy prefabrykatami, ich zespolenia ciągłą płytą wykonywaną na segmentach prefabrykowanych oraz monolitycznego połączenia skrajnych segmentów prefabrykowanych z wlotami wykonanymi na miejscu.

Rys. 40.

Przepust drogowy skrzynkowy (zamknięty) o wym. 200x200x99, klasa obciążenia - A i Stang 150. a) oraz - montaż przepustu drogowego skrzynkowego (otwartego) o wym. 350x150x99, klasy obciążenia - A i Stang 150 b)



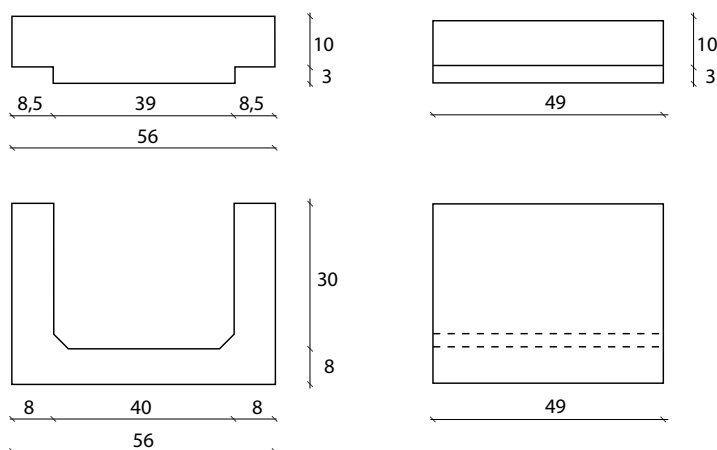
a)



b)

Szeroko stosowane są także małe elementy odprowadzające wodę, np. korytka z nakrywą (rys. 41), które doskonale nadają się także do innych celów, np. do poprowadzenia w nich przewodów kablowych. Betonowa pokrywa korytka jest dodatkiem opcjonalnym. Pokrywa ta jest zazwyczaj zbrojona podwójną siatką, dzięki czemu korytka jest dostosowane do ruchu samochodowego. Prefabrykaty produkują się z betonu klasy C25/30 i stali zbrojeniowej AIII-N. Maksymalne obciążenie dla typowego korytka z nakrywą wynosi 7 ton.

Rys. 41.
Prefabrykowane korytka z nakrywą



Bogaty jest również asortyment otwartych korytek odwadniających mułdowych, trójkątnych, górskich, trapezowych, przykrawężnikowych oraz skarpowych (rys. 42).

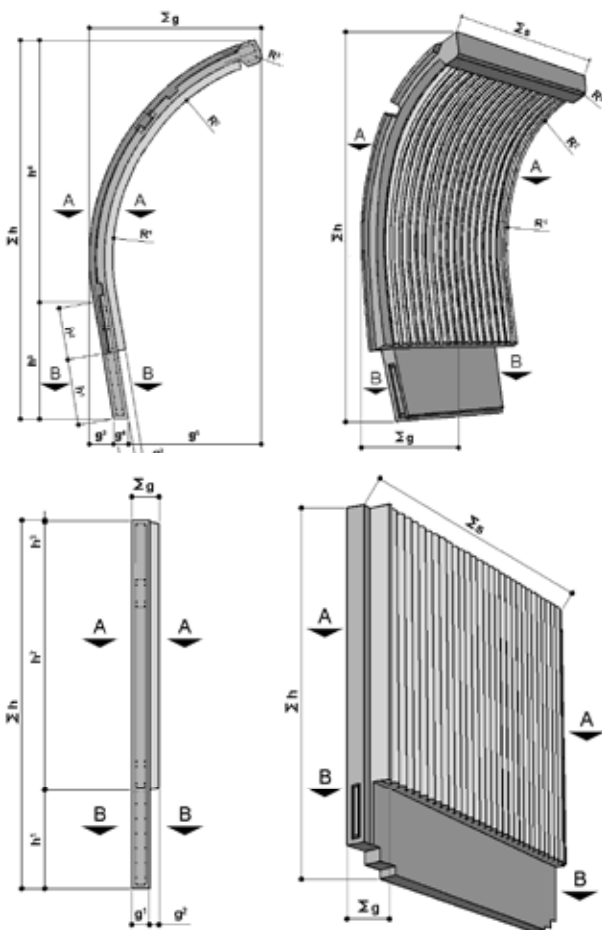
Rys. 42.
Prefabrykaty ścieków skarpowych



5.5. Elementy ekranów akustycznych

Betonowe ekrany prefabrykowane (rys.43) mogą być wykonywane w zróżnicowanych wariantach kształtu i kolorystyce, jak również ze zróżnicowaną fakturą powierzchniową. Pod względem materiałowym stosowane są betony tradycyjne jak i architektoniczne a także zręb-kobeton.

Rys. 43.
Betonowe elementy prefabrykowanych ekranów akustycznych



5.6. Elementy powiązania obiektu inżynierskiego z drogą

Prefabrykaty często są stosowane w wykonawstwie elementów wiążących obiekt inżynierski z drogą, takich jak na przykład podwaliny stożka nasypu lub schody skarpowe.

Schody skarpowe

W przypadku kiedy obiekt mostowy usytuowany jest nad drogą w obszarze zabudowanym i zawiera w swoim przekroju poprzecznym chodniki, to na skarpach nasypów lub wykopów bądź w konstrukcji przyczółków powinny

być wykonane schody dla pieszych o szerokościach dostosowanych do natężenia ruchu pieszych. Odpowiednim rozwiązaniem w tym wypadku są prefabrykowane stopnie skarpowe - betonowe lub zbrojone (rys. 44), o wymiarach katalogowych lub projektowane indywidualnie. Stopnie skarpowe przeznaczone do budowy schodów jednobiegowych na skarpie, pełnią również funkcje roboczych schodów skarpowych przy mostach i wiaduktach dla służb drogowych pracujących przy konserwacji obiektu. Prefabrykaty takie wykonuje się z betonu klasy min. C25/30, które mogą być zbrojone stalą kl. AIII-N. Odpowiednio wyprofilowane brzożki posiadają wcięcia, pozwalające na łączenie ze sobą wielu elementów w jeden ciąg schodowy. Stopnie układane są na zagęszczonej ławie żwirowej lub wykonanej z podsypki cementowo-piaskowej o grubości min. 10 cm. W elementach można również wykonać otwory służące później do mocowania balustrad.

Rys. 44.
Prefabrykowane stopnie skarpowe o wym. 80x34x20 cm



5.7. Elementy dróg szynowych

Prefabrykacja zdominowała w ostatnim czasie wykonawstwo elementów dróg szynowych. Współczesne torowiska wykonywane są wyłącznie z wykorzystaniem sprężonych podkładów strunobetonowych. Torowiska tramwajowe w obszarach miejskich i coraz częściej także kolejowe wykonywane są jako torowiska zintegrowane tzn. stanowiące jednocześnie część drogi szynowej i samochodowej. Również elementy towarzyszące drodze szynowej takie jak płyty peronowe, elementy oporowe wspierające konstrukcję peronu wykonywane są w technologii prefabrykowanej.

Zintegrowane torowiska tramwajowe i kolejowe

Do wykonania torowisk tramwajowych wspólnych z jezdnią, przejazdami i przejściami dla pieszych, oraz torowisk wydzielonych z zabudową dopuszczającą ruch samochodów uprzywilejowanych, wspólnych przystanków dla komunikacji tramwajowej i autobusowej, oraz na jednopoziomowych przejazdach kolejowych najkorzystniejszym rozwiązaniem jest zastosowanie prefabrykowanych płyt żelbetonowych, łączących funkcję podkładów torowiska i nawierzchni drogowej (rys. 45). Górna powierzchnia płyt stanowiąca warstwę ścieralną nawierzchni drogowej (rys. 46) może mieć przeciwpoślizgową fakturę szorstką, drapaną lub płukaną, albo imitującą kostkę brukową.

Rys. 45.

Układanie torowiska na macie przeciwwibracyjnej a) oraz torowisko z osadzonymi szynami przed spoinowaniem płyt b) wraz z widoczną płytą odwodnieniową

Rys. 46.

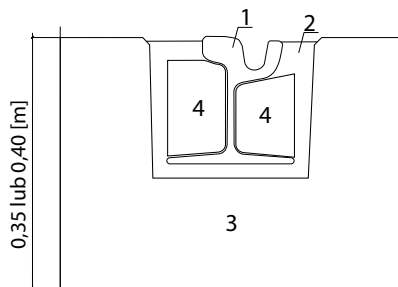
Górna powierzchnia płyt stanowiąca warstwę ścieralną nawierzchni drogowej posiadająca przeciwpoślizgową fakturę lub imitującą kostkę brukową



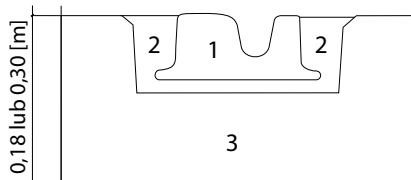
Szyny są układane w kanałach w elastycznym mocowaniu żywicami poliuretanowymi w kilku możliwych wariantach szyn i sposobów mocowania:

- płyty przeznaczone do ciągłego sprężystego mocowania szyn za pomocą żywicy poliuretanowej (rys. 47).

Rys. 47.
Płyty przeznaczone do ciągłego sprężystego mocowania szyn za pomocą żywicy poliuretanowej



Oznaczenia:
 1 - szyna rowkowa (np. typu 60E2),
 2 - żywica poliuretanowa do mocowania szyn,
 3 - prefabrykowana płyta torowa gr. 0,35 [m] lub 0,40 [m],
 4 - wkładki wypełniające.



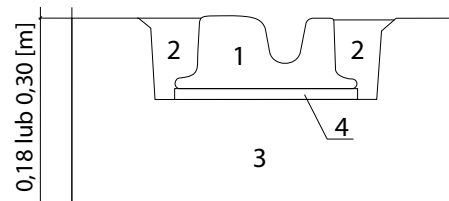
Oznaczenia:
 1 - szyna blokowa typu LK1 lub B1,
 2 - żywica poliuretanowa do mocowania szyn,
 3 - prefabrykowana płyta torowa gr. 0,18 [m] lub 0,30 [m].

W przypadku szyn rowkowych dla oszczędności żywicy stosuje się wkładki wypełniające. Szyny blokowe stosowane są zwykle tam, gdzie istotne jest zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej torowiska (np. mosty i wiadukty).

- płyty przeznaczone do ciągłego sprężystego mocowania szyn, lecz z zastosowaniem ciągłych podkładek elastomerowych pod stopką szyny (rys. 48). Takie rozwiązanie pozwala na łatwe układanie szyn, lecz pod warunkiem bardzo precyzyjnego ułożenia prefabrykatów.

Rys. 48.

Płyty przeznaczone do ciągłego sprężystego mocowania szyn

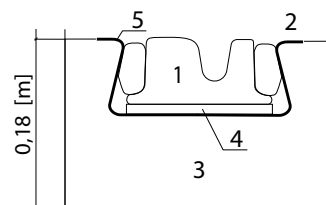


Oznaczenia:
 1 - szyna blokowa typu LK1 lub B1,
 2 - żywica poliuretanowa do mocowania szyn,
 3 - prefabrykowana płyta torowa gr. 0,18 [m] lub 0,30 [m],
 4 - cięgła elastomerowa przekładka podszywna.

- płyty przeznaczone do zaciskowego mocowania szyn (rys. 49, 50) blokowych na ciągłych płaskich podkładkach elastomerowych, wciskanymi profilami elastomerowymi – tzw „konstrukcja węgierska”.

Rys. 49.

Płyty przeznaczone do zaciskowego mocowania szyn

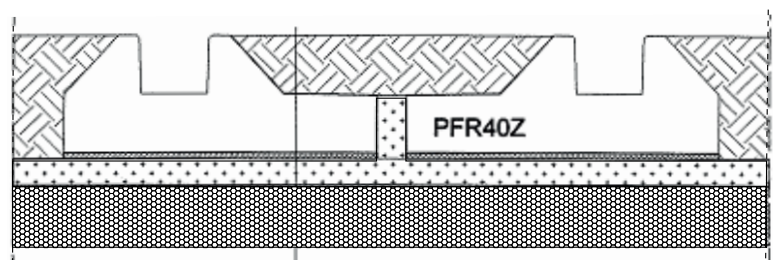


Oznaczenia:
 1 - szyna blokowa typu LK1 lub B1,
 2 - ciągły elastomerowy profil do mocowania szyn,
 3 - prefabrykowana płyta torowa gr. 0,18 [m] lub 0,30 [m],
 4 - cięgła elastomerowa przekładka podszywna,
 5 - koryto stalowe stanowiące kanał szynowy.

- odmiana przeznaczona do torowisk trawiastych:

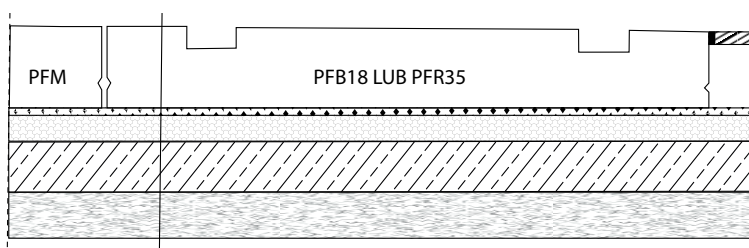
Rys. 50.

Odmiana przeznaczona do torowisk trawiastych



Na pokazanych przekrojach przedstawiono przykładowe konstrukcje podbudowy. Zastosowanie warstwy wibroizolacyjnej w połączeniu z mocowaniem żywicą pozwala uzyskać znaczne ograniczenie hałasu i przeniesienia drgań od ruchu taboru szynowego.

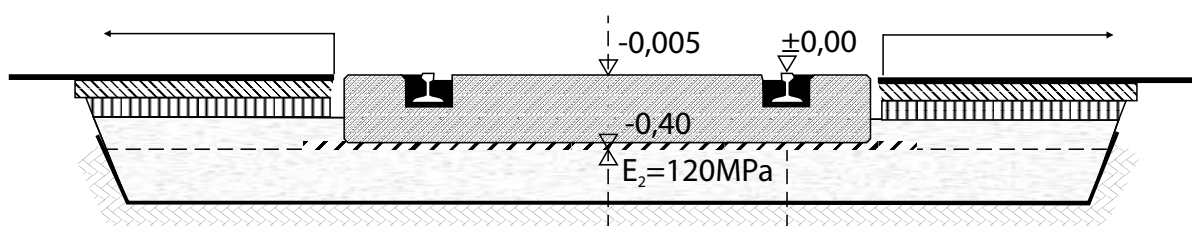
Rys. 51.
Przykład prefabrykowanej płyty torowiskowej



Uzupełnieniem konstrukcji torowiska są płyty międzytorowe i krawędziowe (rys. 51). Długości płyt standardowo wynoszą do 6 m, w wersji zbrojonej tradycyjnie lub z sprężeniem w kierunku podłużnym. Łuki torowisk zarówno poziome, jak i pionowe, realizuje się poprzez stosowanie płyt o mniejszych długościach (3,0, 1,5, 0,8 m). System uzupełniają płyty odwodnieniowe i kablowe do połączeń uziemiających i wyrównawczych. Całość powinna posiadać aprobatę IBDiM.

Szczególnym przypadkiem zintegrowanego torowiska są podtorowe płyty na przejazdy kolejowe (rys. 52). Rozwiązania na przejazdy muszą spełniać dodatkowo wymogi przepisów kolejowych. Stosowane są na liniach o prędkościach do 160 km/h. Z uwagi na niestosowanie w kolejnictwie szyn rowkowych, krawędzie kanałów wymagają zabezpieczenia profilem stalowym.

Rys. 52.
Przykładowy przekrój przejazdu kolejowego



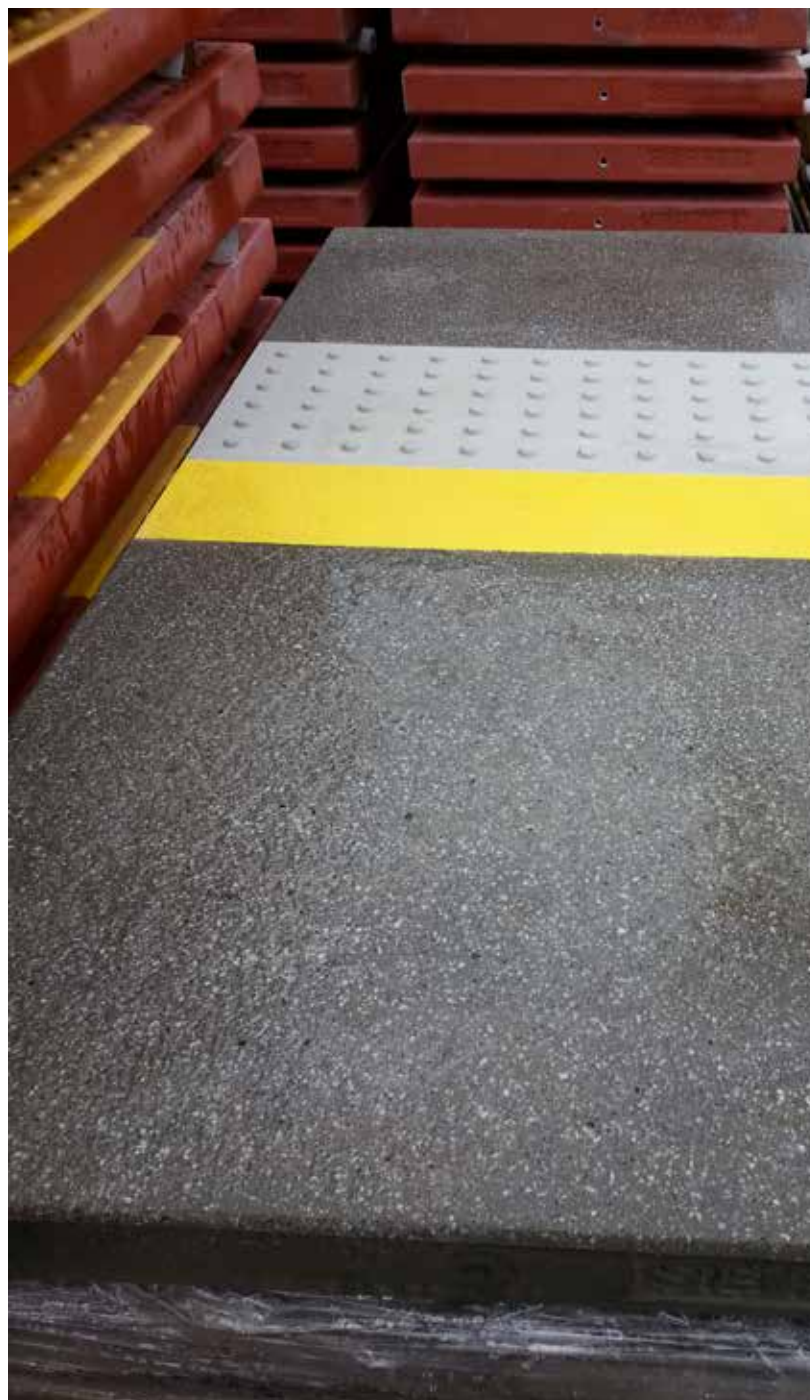
Płyty peronowe

Prefabrykowane płyty krawędziowe peronów (rys. 53, 54) o wymiarach 200x995x100 mm przeznaczone są do budowy peronów jedno i dwukrawędziowych na liniach kolejowych PKP PLK, dla skrajni - 1725 mm lub 1675 mm licząc od krawędzi płyty do osi toru. Mogą mieć również zastosowanie na przystankach tramwajowych. Płyty wierzchnie (górne) peronu produkowane są w kolorze wiśniowym, barwione w masie betonu lub nie barwione, w kolorze naturalnego betonu. Posiadają fakturę antypoślizgową w postaci ryfli wypukłych lub wklęsłych. Prefabrykaty obejmują strefę zagrożenia, na której usytuowane są oznaczenia wizualne i dotykowe dla osób niewidomych i niedowidzących. Od stycznia 2016r zarządca linii kolejowych PKP PLK S.A. wdrożył nowe wytyczne: Id-22 „Warunki techniczne budowy i odbioru peronów pasażerskich”, które będą obowiązywały m.in. producentów tego typu wyrobu. Dominującym typem prefabrykatów ma być płyta peronowa z nawierzchnią eksponowaną (kruszywo granitowe). Płyty będą posiadać pas bezpieczeństwa o szer. 40 cm z wystającymi kopułkami wykonany z tworzywa sztucznego zespalany z prefabrykatem płyty na etapie wylewania i zagęszczania betonu. Dodatkowo na prefabrykacie występuje żółta linia ostrzegawcza o szerokości 20 cm wykonana z pasa tworzywa sztucznego lub poprzez nałożenie masy chemoutwardzalnej. Dla nowo projektowanych nawierzchni betonowych peronu wymagania dotyczące trwałości konstrukcji zostały podniesione w odniesieniu do płyt starego typu, m.in. zwiększona została klasa betonu do C40/50, większe wymagania dotyczące ograniczenia nasiąkliwości $\leq 3\%$ oraz zastosowano kryteria oceny mrozoodporności powierzchniowej, odporności betonu na zamrażanie/rozmarzanie z udziałem soli odładzających - dopuszczalny ubytek masy z powierzchni eksponowanej po 112 cyklach średnia $\leq 0,1 \text{ kg/m}^2$, pojedynczy wynik $\leq 0,2 \text{ kg/m}^2$. Projektowany okres trwałości dla płyty peronowej określa się na 50 lat, a dla prefabrykatu pasa bezpieczeństwa wykonanego z tworzywa sztucznego - 10 lat.

Rys. 53.
Płyta peronowa z kruszywem eksponowanym - granitowym. Pas bezpieczeństwa i linia ostrzegawcza wykonana z tworzywa sztucznego. U dołu prefabrykaty płyt peronowych „starego typu” wbudowane w perony na stacji kolejowej Radom Główny



Rys. 54 .
Prefabrykat płyty peronowej „nowego typu” z nawierzchnią eksponowaną kruszywem granitowym oraz z wmontowanym pasem bezpieczeństwa - zgodny z nowymi warunkami technicznymi Id-22



6. PRZYKŁADY REALIZACJI

Prefabrykaty w realizacjach drogowo-mostowych stosowane są co raz częściej, także w wariantach indywidualnych, projektowanych pod potrzeby konkretnych realizacji, w tym także na prestiżowych budowach o zna-

czeniu ogólnokrajowym. Prefabrykaty do budowy mostów (rys. 55), wiaduktów (rys. 56), przekryć torowisk (rys. 57), przepustów (rys. 58) i wielu innych obiektów inżynierskich stanowią typowe rozwiązanie realizacyjne

Rys. 55.
Belki strunobetonowe mostowe typu T-24 – budowa drogi ekspresowej S7 na odcinku Miłomłyn–Ostróda



Rys. 56.
Belki strunobetonowe typu T21 i T-27 – prefabrykaty na wiadukty w ciągu budowanej drogi ekspresowej S8 na odcinku od węzła „Marki” do węzła „Radzymin Płd” (ponad 700 belek)



Rys. 57.
Belki strunobetonowe Kujan typ NG zastosowane do przykrycia torowiska w miejscu budowy centrum handlowo-usługowego Forum Radunia w Gdańsku



Rys. 58.
Indywidualnie zaprojektowane przepusty żelbetowe wyprodukowane na potrzeby budowanej drogi ekspresowej S51 na odcinku Olsztyn-Olsztynek (ciężar ponad 40 T, rozpiętość 12 m)



Poniżej przedstawiono kilka przykładów krajowych budów gdzie wykorzystano prefabrykaty w realizacjach drogowo-mostowych w ostatnich latach.

Budowa drogi ekspresowej S5 – (obwodnica Gniezna)

Przy budowie dróg ekspresowych i autostrad konieczne jest wybudowanie wielu obiektów inżynierskich w miejscach kolizji projektowanej trasy z lokalnymi drogami, liniami kolejowymi, ciekami wodnymi. W większości przypadków istnieje konieczność utrzymania ruchu na istniejących drogach (rys. 59). Na tego typu obiekty nadają się w szczególności prefabrykowane belki mostowe typu Kujan i Kujan NG, tam, gdzie ograniczenie wysokości konstrukcji jest pożądane, i belek typu T w pozostałych przypadkach. Prefabrykacja umożliwia zamontowanie konstrukcji przęsta bez podpór montażowych w ciągu 2-3 dni i udostępnienia przejazdu podczas prowadzenia dalszych robót konstrukcyjnych. Szczególnie duże zagęszczenie takich kolizji występuje na obwodnicach miast np. na obwodnicy Gniezna (S5) na odcinku 9 km będzie 13 obiektów.

Rys. 59.

Jeden z wiaduktów na trasie S5 – udostępniony przejazd lokalny pod wiaduktem, pomimo prowadzenia prac konstrukcyjno - wykończeniowych. Wiadukt zrealizowany jako jednoprzęsłowy układ z belek typu Kujan NG18



Przebudowa Mostu (wiaduktu) Uniwersyteckiego w Poznaniu

W ramach przebudowy węzła komunikacyjnego „Kaponiera” w Poznaniu (rys. 60), przebudowane zostały dwa wiadukty ponad torami kolejowymi. Wykorzystano tam indywidualnie dopasowane do potrzeb prefabrykowane belki mostowe typu Kujan i Kujan NG.

Rys. 60.

Przebudowa węzła komunikacyjnego „Kaponiera” w Poznaniu



Inwestycję zrealizowano w warunkach konieczności utrzymania ruchu kolejowego do stacji Poznań Główny i ograniczonego ruchu tramwajowo-samochodowego na wiaduktach. Z racji ograniczeń wysokościowych i konieczności utrzymania ruchu pod wiaduktami, ustroje płytowe (zespolone) okazały się najkorzystniejsze w oparciu o prefabrykaty typu Kujan, w następujących konfiguracjach:

- wiadukt wschodni - dwuprzęsłowy obiekt o rozpiętości przęseł 9,57 i 13,77 m, i szerokości 58,5 – 60 m, uciążlony na podporze środkowej wykonano z zastosowaniem belek typu „Kujan”- Transprojekt Gdańsk, o wysokości 480 mm, przewidzianych do maksymalnej

rozpiętości 12 m. Po adaptacji do nietypowej rozpiętości i zmiany schematu konstrukcję oparto przegubowo na prefabrykowanych słupach żelbetonowych

- wiadukt zachodni – ze strunobetonowych belek prefabrykowanych NG15/18 i stalowych HEB800/1000, wykonano jako dwuprzęsłowy, przy czym przęsło nad torami kolejowymi wykonano z belek typu Kujan NG15 i 18 (Transprojekt Warszawa) z znacznymi modyfikacjami dla zróżnicowanych obciążeń i sposobu ułożenia. Drugie przęsło nad przystankiem szybkiego tramwaju, ze względu na jeszcze wyższy stopień skomplikowania, między innymi przez wnęki i otwory na schody i windy, wykonano w konstrukcji zespolonej, stalowo-żelbetowej w oparciu o żebra nośne z HEB800 i HEB 1000.

Inwestycja jest przykładem optymalnego wykorzystania prefabrykowanych belek mostowych w skomplikowanej technicznie i organizacyjnie realizacji.

Odcinek drogi ekspresowej S-7

Na odcinku drogi ekspresowej S-7 wykorzystane zostały belki strunobetonowe typu T27 (rys. 61). Belki wyprodukowano do wbudowania w wiadukcie WD-4,

w ciągu projektowanej drogi w km 489+811,36 nad drogą gminną. Konstrukcja obiektu została zaprojektowana jako rozdzielona pod każdą z jezdni. Zaprojektowano ustrój nośny belkowy, jednoprzęsłowy wolnopodparty, o konstrukcji betonowej sprężonej (strunobeton), z belek prefabrykowanych typu T. Rozpiętość teoretyczna przęsła w osi konstrukcji wynosi 26,20 m. Elementami nośnymi są belki prefabrykowane typu T 27 zespolone monolityczną płytą betonową. W przekroju poprzecznym obiektu występuje 16 belek (jezdnia lewa) oraz 17 (jezdnia prawa). Belki mają kształt litery T. Szerokość półki górnej jest stała i wynosi 0,89 m, grubość jest zmienna od 0,08 m na końcach do 0,15 m na połączeniu ze środkiem. Ukształtowanie czoła belek od strony poprzecznic podporowych – wg wariantu B. Belki wyprodukowano z betonu klasy C50/60, stal zbrojeniowa użyta do produkcji była kl. AIIIIN gatunku B500SP. Stal sprężająca charakteryzowała się wytrzymałością 1860 MPa, a średnica lin wynosiła 15,7 mm. Masa pojedynczej belki wynosiła 29,6 t. Indywidualna dokumentacja techniczna sporządzona została przez Tebodin SAP-Projekt Sp. z o.o., a wykonawcą obiektu był Sibet S.A. Kielce.

Rys. 61.
Konstrukcja obiektu



Rys. 62.
Wiadukt w ciągu drogi powiatowej w gminie Jastrząb nad projektowaną drogą S-7



Wiaduktu w ciągu drogi powiatowej w gminie Jastrząb nad projektowaną drogą S-7 (rys. 62)

Ustrój nośny wiaduktu zaprojektowano jako belkowy trójprzęstowy ciągły, o konstrukcji betonowej sprężonej (strunobeton), z belek prefabrykowanych typu T. Rozpiętości teoretyczne przęseł w osi konstrukcji wynosiły 25,10+30,00+25,10 m. Przęsta obiektu uciąglono za pomocą monolitycznych węzłów. Ustrój wykształcony jest w zmiennym spadku podłużnym dostosowanym do profilu podłużnego drogi powiatowej. Elementami nośnymi są belki prefabrykowane typu T 24 (przęsta skrajne



i T27 (przęsto środkowe) zespolone monolityczna płyta betonowa. W przekroju poprzecznym obiektu występuje 11 belek T. Szerokość półki górnej jest stała i wynosi 0,89 m, grubość jest zmienna od 0,08 m na końcach do 0,15 m na połączeniu ze środnikiem. Belki wyprodukowano z betonu klasy C50/60, stal zbrojeniowa użyta do produkcji kl. AIIIIN gatunku B500SP. Zastosowano stal sprężającą o klasie wytrzymałości 1860 MPa, średnica liny 15,7 mm. Indywidualna dokumentacja techniczna została sporządzona przez Tebodin SAP-Projekt Sp. z o.o., a wykonawcą obiektu był Sibet S.A. Kielce.

Most w ciągu projektowanej drogi S-7 w gminie Orońsko

Obiekt mostowy przeprowadza dwie jezdnie drogi ekspresowej S-7 (rys. 63) a także spełnia dodatkową funkcję stanowiąc przejście dla zwierząt dużych. Obiekt wykonano w konstrukcji betonowej sprężonej (strunobeton), z belek prefabrykowanych typu T21. Elementami nośnymi są belki prefabrykowane typu T 21 zespolone monolityczna płyta betonowa. W przekroju poprzecznym obiektu występuje 16 belek (jezdnia lewa) oraz 17 (jezdnia prawa). Belki mają kształt litery T. Szerokość półki górnej jest stała i wynosi 0,89 m, grubość jest zmienna od 0,08 m na końcach do 0,15 m na połączeniu ze środnikiem. Belki wyprodukowane z betonu klasy C50/60, stal zbrojeniowa użyta do produkcji kl. AIIIIN gatunku B500SP, stal sprężająca o klasie wytrzymałości 1860 MPa, średnica liny 15,7 mm. Indywidualna dokumentacja techniczna została sporządzona przez Tebodin SAP-Projekt Sp. z o.o., a wykonawcą obiektu był Sibet S.A. Kielce.

Rys. 63.
Most w ciągu projektowanej drogi S-7 w gminie Orońsko



Tubingi obudowy tunelu „Czajka”

Pierwszym tunelem w Polsce wykonywanym metodą TBM (tunnel boring machine) był tunel technologiczny pod Wisłą w Warszawie, dla kolektorów kanalizacyjnych łączących lewobrzeżną część miasta z oczyszczalnią „Czajka”. Średnica wewnętrzna tunelu wynosiła 4,5 m. Każdy pierścień tunelu składał się 7 segmentów (6 tubingów podstawowych + zwornik). Dla porównania średnice wewnętrzne tunelu metra to 5,4 m, a tunelu drogowego w Gdańsku – 11 m. Produkcja i dostawa tubingów była wyzwaniem technologicznym i logistycznym. Elementy musiały być dostarczane wg szczegółowego harmonogramu w ściśle określonych kompletach i kolejności. Wymagane dokładności wykonania podano w rozdziale 5.2. Szczególnie kłopotliwe było zapewnienie odpowiednich warunków (czystość, temperatura, wilgotność) do wklejania obwodowych uszczelek neoprenowych decydujących, obok precyzji wymiarów, o szczelności tunelu. Nabyte doświadczenia zostały wykorzystane przy produkcji tubingów wielkogabarytowych na tunel samochodowy pod Martwą Wisłą w Gdańsku.

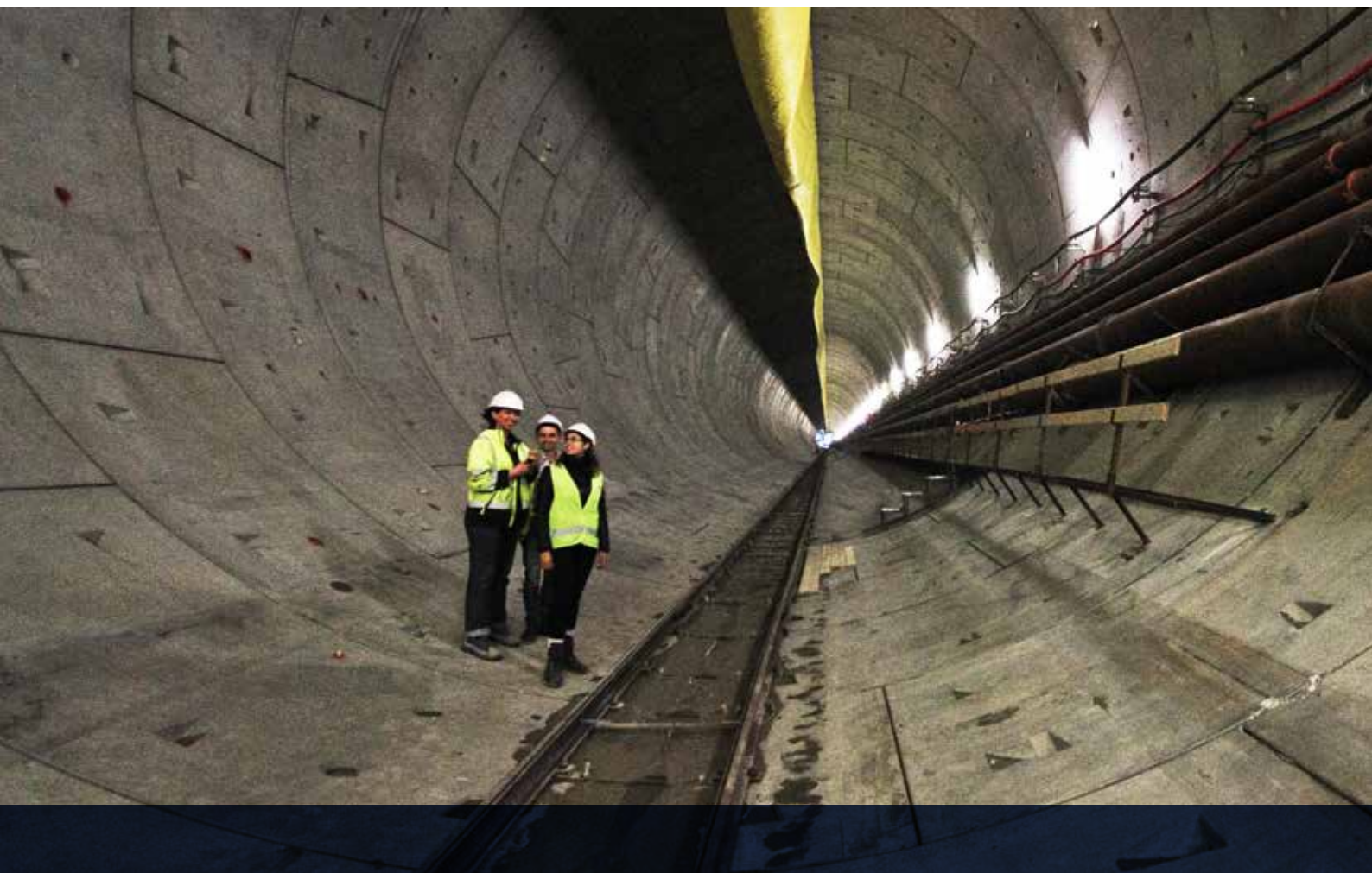
Rys. 65.

Zworniki (elementy klinowe) przed uzbrojeniem w uszczelki i tubingi przygotowane do transportu



Rys. 64.

Tunel w Gdańsku – widoczne tubingi stanowiące konstrukcję tunelu



7. Literatura

- [1] Czernski Z., Zieliński J. L., Prefabrykowane mosty sprężone. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 1970.
- [2] Kaufman S., Mosty sprężone. Wydawnictwa komunikacyjne, 1956.
- [3] Ajdukiewicz A., Mames J., Konstrukcje sprężone. Arkady, 2004.
- [4] Kotakowski T., Kosecki W., Lorenc W., Rabięga J., Seidl G.: Prefabrykowane dźwigary zespolone stalowo-betonowe typu VFT-WIB do budowy przęseł mostów drogowych i kolejowych.
- [5] Sobala D.: Pale prefabrykowane w fundamentach mostów. Inżynieria i Budownictwo nr 7-8/2011.
- [6] Machelski Cz.: Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych Tom 2. DWE, Wrocław, 2008.
- [7] Biliszczuk J., Onysyk J.: O prefabrykacji w mostownictwie. Inżynieria i Budownictwo nr 7-8/2011.
- [8] Cusens A., Pama R.P.: Analiza statyczna pomostów. WKŁ, Warszawa, 1981.
- [9] PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”
- [10] PN-EN 13369:2013 „Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu”
- [11] PN-EN 15050:2012 „Prefabrykaty z betonu. Elementy mostów”.
- [12] PN-EN 1990:2004 „Podstawy projektowania konstrukcji” (wraz z poprawkami)
- [13] PN-EN 1992-1-1:2008+AC:2011 „Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”
- [14] PN-EN 1992-2:2010. „Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczanie i reguły konstrukcyjne”
- [15] PN-S-10042:1991. „Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”.
- [16] Rüş H., Jungwirth D.: Skurcz i pęcznienie w konstrukcjach betonowych. Arkady, Warszawa, 1979
- [17] Camara J., Hipolito A.: Precast Bridges - Design for Time Dependant Effects. The Second International fib Congress, Naples, 2006.
- [18] Hawson N. R.: Design of prestressed concrete bridges. Institution of Civil Engineers, 2008
- [19] Hameed A., Saleem M., Qazi A.U., Zhang J.: Influence of girder age at continuity and construction sequence on the time dependent restraint moments in continuous prestressed concrete girder bridges. Pakistan Journal of Science 1/2013
- [20] Koch S., Roberts C.L.: Design recommendations for the optimized continuity diaphragm for prestressed concrete bulb-T beams. Transportation Research Council, Virginia, 2008.
- [21] Kączkowski Z.: Płyty. Obliczenia statyczne, Arkady, Warszawa 2000.
- [22] Madaj A., Wołowicki W.: Mosty betonowe. Wymiarowanie i konstruowanie. WKŁ, Warszawa 2002.
- [23] Madaj A., Wołowicki W.: Projektowanie mostów betonowych. WKŁ, Warszawa, 2010.
- [24] The 2005 - FHWA Conference „Integral Abutment and Jointless Bridges”, Constructed Facilities Center College of Engineering and Mineral Resources West Virginia University, Baltimore 2005.
- [25] Connal J.: Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice.
- [26] Doboszyński W., Głowacki G., Kozłowski R. Prefabrykowana belka mostowa typu T - 10 lat dobrych doświadczeń. WDM. DWE, Wrocław, 2010.
- [27] Nowak W.: Zasady obliczeń uciąglenia przęseł mostowych za pomocą pełnego styku żelbetowego. „Drogownictwo” nr 7-8/1991.
- [28] Flaga K., Zbrojenie przeciwskurczowe, obliczenia, zalecenia konstrukcyjne w budownictwie powszechnym, XXII Ogólnopolska konferencja „Warsztat pracy projektanta konstrukcji”, Ustroń, 2002
- [29] A. Ghali, R. Favre, M. Eldbadry, Concrete structures. Stresses and deformation - Third edition, Spon Press, Londyn, 2002
- [30] Szczygiel J.: Mosty z betonu zbrojonego i sprężonego. WKŁ, Warszawa, 1978.
- [31] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. DWE, Wrocław, 2006
- [32] Nawy E. G.: Prestressed concrete. A fundamental approach. Pearson Education, New Jersey, 2009
- [33] Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Wydawnictwo PK, Kraków, 2011
- [34] Beton według PN-EN 206-1 – Komentarz, Polski Cement, 2004
- [35] Planning and design handbook on precast building structures, Federation Internationale de la Precontrainte, 1998
- [36] Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. PWN, Warszawa 2012.
- [37] Hotowaty J.: Pęcznienie i skurcz betonu w konstrukcjach mostowych - potrzeba wprowadzenia Eurokodów. Obiekty mostowe w infrastrukturze miejskiej. DWE, Wrocław 2013.
- [38] Vademecum Inżyniera – Budownictwo Mostowe, Polska izba Inżynierów Budownictwa, 2013
- [39] Freyermuth C.L.: Design of Continuous Highway Bridges with Precast Prestressed Concrete Girders. Journal of Prestressed Concrete Institute, nr 4/1969.
- [40] Camara J., Hipolito A.: Precast Bridges - Design for Time Dependant Effects. The Second International fib Congress. Naples 2006.
- [41] Biliszczuk J., Eldebi R., Machelski Cz.: Kilka uwag odnośnie oceny wpływu czynników reologicznych na wyteżenie ciągłych przęseł mostowych z belek prefabrykowanych. Seminarium „Problemy projektowania, budowy i utrzymania mostów małych”. Szklarska Poręba 1990.
- [42] Hendy C. R., Smith D. A, Designers' guide to EN 1992-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges, Thomas Telford Publishing, London, 2007
- [43] Dyduch K., Analiza opóźnionych strat sprężenia w konstrukcjach z betonu, Konferencja naukowo-techniczna „Konstrukcje sprężone”, Kraków, 2015
- [44] Prefabrykowane przepusty skrzynkowe – katalog. Transprojekt Warszawa Sp. z o. o., Warszawa, 1993.
- [45] Przepusty drogowe z elementów prefabrykowanych. Transprojekt Warszawa Sp. z o. o., Warszawa, 2007.
- [46] Prefabrykowane belki strunobetonowe dla przęseł wolnopodpartych (Typ Kujan – odwrócone „T”). Transprojekt Gdański Sp. z o. o., Gdańsk, 1993.
- [47] Katalog belek mostowych typu Ergon. Ergon Poland Sp. z o. o. Mszczonów, 2009.
- [47] Mosty drogowe. Zespolone mosty płytowe z belek strunobetonowych – katalog. Transprojekt Warszawa Sp. z o. o., Warszawa, 2004.
- [48] Prefabrykowane belki strunobetonowe typu T - katalog. Mosty Łódź S.A., Łódź, 2002.
- [49] Prefabrykowane belki strunobetonowe typu T - katalog. Mosty Łódź S.A., Łódź, 2010.
- [50] Katalog powtarzalnych elementów drogowych. Centralne Biuro Projektowo Badwczce Dróg i Mostów „Transprojekt”. Warszawa, 1982.
- [51] Rozporządzenie MTiGM „W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie”, Dz. U. nr 63 z dnia 30 maja 2000r.
- [52] Olszak W., Kaufman S., Eimer C.: Budownictwo betonowe. Tom III. Konstrukcje sprężone, Arkady, 1965.
- [53] Kmita J., Bień J., Machelski Cz.: Komputerowe wspomaganie projektowania mostów, WKŁ, Warszawa, 1989.
- [54] E. J. O'Brien, L. D. Keogh, Bridge deck analysis, E and FN Spon, London, 1999.
- [55] Rombach G. A.: Finite element design of concrete structures. Thomas Telford Publishing, London 2004.
- [56] Rakowski G., Kacprzyk Z.: Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa, 2005.
- [57] Hotowaty J.: Uproszczone metody rozdziału poprzecznego obciążeń w mostach drogowych. „Mosty”, nr 4/2000.
- [58] Hambly E.C.: Bridge deck behavior. Chapman and hall. London 1972.
- [59] Machelski Cz.: Parametry rozdziału poprzecznego obciążeń w mostach. Drogi i Mosty – Roads and Bridges, nr 13/2014.
- [60] Kosecki M.: Statyka ustrojów palowych. PZiTB, Szczecin, 2006



PARTNERZY



Z recenzji Prof. dr hab. inż. Wojciecha Radomskiego:

„Generalnie uważam, że recenzowane tu opracowanie jest pozycją wartościową. Zawiera najnowsze informacje o prefabrykacji w budownictwie drogowo-mostowym, czego w takiej formie brakowało na polskim rynku wydawniczym. Jest to swoisty przewodnik o tej tematyce, przydatny projektantom i wykonawcom komunikacyjnych obiektów infrastrukturalnych, jak i organom administracji drogowo-mostowej.”

Prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski



Stowarzyszenie Producentów Betonów
02-829 Warszawa, ul. Mączyńskiego 2
tel. 022 643-64-79, fax 022 643-78-41
www.s-p-b.pl; e-mail:biuro@s-p-b.pl