



SŁAWOMIR KARAS

Politechnika Lubelska  
s.karas@pollub.pl



MICHAŁ JUKOWSKI

Politechnika Lubelska  
m.jukowski@pollub.pl

## Mosty zespolone na dźwigarach INP

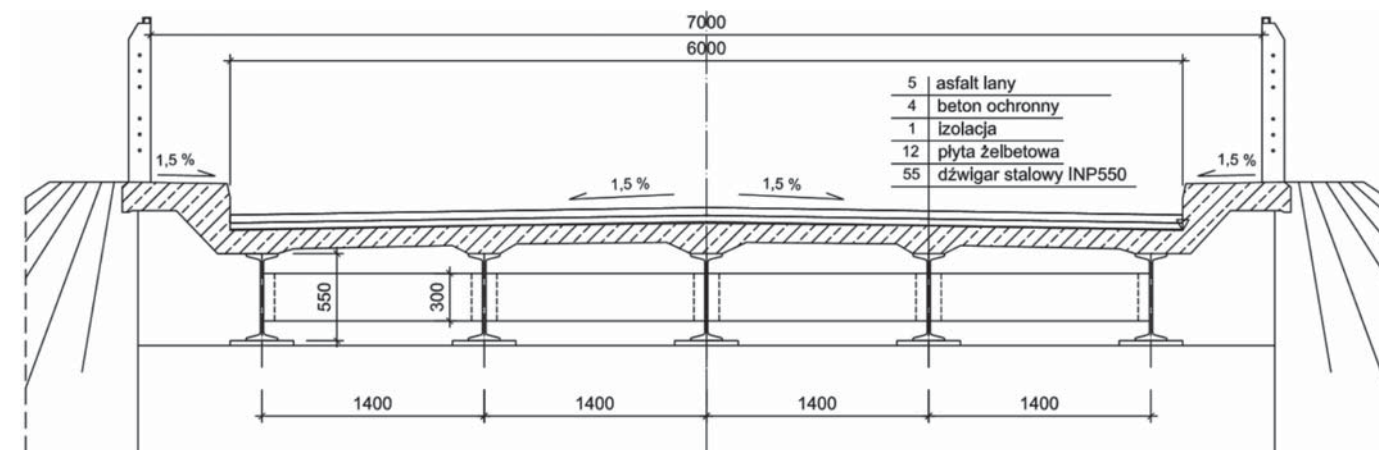
Dwuteowniki normalne INP400, INP450, INP500 oraz INP550, wielokrotnie były wykorzystywane jako dźwigary główne mostów zespolonych. W przekroju poprzecznym rozstaw dźwigarów oscylował wokół 1,3 m. Przy przeciętnej długości belek walcowanych 12 do 15 m, osiągnęto nośność konstrukcji przęsła odpowiadającą klasie C lub B wg normy PN-85/S-10030, [1]. Przy czym klasa nośności B wymagała zastosowania belek INP500 ze wzmocnionym pasem dolnym za pomocą dodatkowej podkładki lub belki INP550. Stosowano poprzecz-

do wytycznych do projektowania. W książce [4] znalazł się rozdział zawierający obliczenia przęsła mostu zespolonego ze szczegółowo rozpisanyimi wartościami współczynnika  $n$ , który był definiowany, tak jak w żelbecie, przez proporcję  $n = E_{st} / E_b$ , tj. proporcję modułu Younga stali do siecznego modułu sprężystości betonu. O dostępie do podstawowych artykułów Fröhlicha [7], Newmarka [8], Błaszkwia [9], Trosta [10], czy wreszcie monografii Sattlera, [11], można było tylko pomarzyć. Wtedy cennym źródłem wiedzy były notatki z wykładów. Mimo tych niedogodności, powstawały mosty zespolone, które służą do dzisiaj.

Celem artykułu jest omówienie kilku obiektów mostowych usytuowanych na Lubelszczyźnie, które spełniają jeszcze funkcje komunikacyjne, lecz ich przydatność do użytkowania staje się już ograniczona. Przebudowa lub wzmocnienie tych obiektów są dziś dyskusyjne pod względem ekonomicznym i technicznym.

### Niektóre aspekty kształtowania i obliczania dźwigarów zespolonych z belek INP

Obliczenia sił wewnętrznych przypadających na jeden dźwigar najczęściej prowadzono metodą sztywnej poprzeczniczy (metoda J. Courbona), [12] lub modelowano ustrój nośny przęsła jako ruszt bezprzegubowy. Metoda Courbona pozwala wydzielić z ustroju nośnego dowolny dźwigar, w tym najbardziej obciążony dźwigar skrajny. Do wyznaczenia szerokości współpracującej płyty betonowej najczęściej korzystano ze wzorów zawartych w [2]. Znajac obciążenia wybranego dźwigara zespolonego w różnych



Rys. 1. Przekrój poprzeczny mostu przez rz. Wieprz w Chlewiskach przy przyczółku, dźwigary z belek INP 550 o długości  $L=15$  m; [mm]

fazach stanów montażowych i użytkowych można było wyznaczyć siły wewnętrzne w stalowej belce i zespolonej płycie betonowej. Siłę rozwarstwiająca wyznaczano, tak jak obecnie, ze wzorów z wytrzymałości materiałów przez całkowanie (zebranie) naprężeń stycznych na górnej powierzchni półki górnej belki stalowej z przyjętego odcinka odciętej najczęściej równego 1 m lub założonej wstępnie wielokrotności odstepu łączników:

$$\tau(x) = \frac{T(x)S_{-}(x)}{bJ_i(x)} \quad \text{oraz} \quad Q_{x-x_0} = b \int_{x_0}^x \tau(\xi) d\xi \quad (1)$$

w których:

- $T(x)$  – zmienność siły poprzecznej,
- $S_{-}(x)$  – zmienność momentu statycznego pola płyty betonowej względem osi poziomej przechodzącej przez „środek ciężkości” dźwigara zespolonego,
- $b$  – szerokość górnej półki belki stalowej,
- $J_i(x)$  – zmienność momentu bezwładności belki zespolonej,
- $Q_{x-x_0}$  – wypadkowa siła rozwarstwiająca na odcinku odciętej  $x-x_0$ , najczęściej przyjmowanego o długości 1 m.

W praktyce wyznaczenie  $Q_{x-x_0}$  nie wymagało rachunku całkowego, gdyż wielkości  $S_{-}$ ,  $J_i$  były odcinkowo stałe, a zamiast dystrybucji siły poprzecznej przyjmowano moduł wartości ekstremalnej –  $T_{max}$  występującej nad podporą.

Łączniki sworzniowe, opisane przez Newmarka [8], w praktyce były niedo-

stępne, a ich naśladowanie za pomocą prętów z odgięciem lub z pętłą nastęrczało duże problemy technologiczne. Dźwigary zespolone z dwuteowników normalnych najczęściej miały łączniki sztywne (nazywane też *opórkami*), (fot. 1).

Łącznik sztywny oddziaływał swą powierzchnią czołową na beton płyty. Był wymiarowany dwojako: ze względu na stal i na beton, [2, 3]. W obliczeniach sprawdzających ze względu na stal uwzględniano się przede wszystkim nośność spoin łączących łącznik z półką dźwigara na ścinanie i na zginanie. Również sama konstrukcja łącznika była sprawdzona na zginanie. W zakresie betonu sprawdzano docisk powierzchni czołowej łącznika do betonu i ścięcie betonu po obwodzie opórki lub po umownej powierzchni ścięcia. Aby uniknąć niekorzystnej koncentracji naprężeń w betonie stosowano łączniki wiotkie *kotwy* – pręty gładkie o długości min. 30d, z końcowym hakiem kotwiącym w betonie, (fot. 1d). Najczęściej kotwy miały średnicę  $d = 12$  mm. Kotwy



Fot. 2. Łożyska belek stalowych: a) nieprzesuwne, b) łożysko styczne przesuwne



Fot. 1. Odzyskane belki stalowe, w formie tandemów, z łącznikami sztywnymi: a) widok na poprzecznice skrajną, b) połączenie poprzecznic z belką, c) łączniki sztywne, d) łączniki wiotkie

były odchyłone od osi dźwigarów o kąt mniejszy lub równy  $\pi/4$  i były ułożone zgodnie z trajektorią głównych naprężeń rozciągających.

Na fotografii 1 pokazano dźwigar z belek INP550. Poprzecznice są tu wykonane z dwuteownika INP300, który podparto na poziomych konsolach przyspawanych do środników. Półki górne belek i poprzecznice są na równym poziomie. W pokazanym przypadku nie stosowano spawania poprzecznic do belek obwodową spoiną pachwinową. Łączniki zespalające zastosowano na belkach głównych i na poprzecznicach.

Stosowane łożyska były o bardzo prostej konstrukcji. Najczęściej był to płaskownik ułożony na betonie lub przyspawany do belki w miejscu teoretycznego podparcia, (fot. 2a). Widoczne na fotografii 2b) wcięcia w płycie łożyska przewidziano do zamocowania łożyska za pomocą bolców w betonie ławy podłożyskowej.

Pokazane na fotografiach 1 i 2 dźwigary z belek INP zostały ponownie wykorzystane do napraw doraźnych mostów. Jednym z zastosowań było wykorzystanie belek do budowy kładki dla pieszych w Biłgoraju (fot. 3). Cechą charakterystyczną używanych dźwigarów jest występowanie trwałego ugięcia, które po odwróceniu belek staje się podniesieniem wykonawczym. Oczywiście ze względów estetycznych usuwano wszystkie „stare” łączniki.

Fot. 3. Kładka dla pieszych w Biłgoraju (2007 r.), w bezpośrednim sąsiedztwie mostu sprężonego Cz. Eimera, wg projektu z 1955 r.



W mostach zespolonych z dźwigarami z kształtowników walcowanych w zasadzie odwrotna strzałka ugięcia nie była realizowana. Mimo iż w projektach wskazywano sposób wymuszenia wstępnego odwrotnego ugięcia – termicznie lub przez stosowanie tymczasowej podpory pośredniej – to podczas budowy często tę część projektu pomijano. Należy pamiętać, że szczególnie druga z metod, tj. stosowanie tymczasowej podpory pośredniej, daje dodatkowe możliwości redukcji sił wewnętrznych w belce zespolonej.

Wyznaczanie naprężeń prowadzono przy założeniu trójkątnego ich rozkładu na wysokości belki zespolonej, metoda NL, w której stan granicznego wycięcia, uplastycznienie, może wystąpić tylko we włóknach o największych wartościach bezwzględnych naprężeń. Tu należy przypomnieć, że przy dystrybucji odkształceń stosowano zasadę płaskich przekrojów, praktycznie aż do zniszczenia zespolonej belki zginanej, patrz np. [8].

W przykładzie projektowania mostu kolejowego w monografii [4] wyróżniono 4 wartości  $n = E_{st} / E_b$ :

$n = 7$  – przy obciążeniach stałych (bez uwzględniania pełzania betonu) i efektach termicznych,

$n = 10$  – do obciążeń ruchomych,

$E_{b,sp} = \frac{E_b}{1+1,1\gamma}$  – pełzanie,  $\gamma$  przyjmowano z załączonej tablicy, wówczas, w przeciętnym przypadku,  $n' \approx 20$ ,

$E_{b,sk} = \frac{E_b}{1+0,52\varepsilon_{sk}10^4}$  – skurcz,  $\varepsilon_{sk}$  odczytywane z załączonej tablicy, wartość  $n'' \approx 13$ .

W konsekwencji przyjmowania do obliczeń kolejnych wartości  $n$  analizowano w każdym z przypadków nieco inny dźwigar zespolony, w którym oś obojętna była położona na innej rzędnej. Po wyznaczeniu rozkładów naprężeń normalnych w opisanych przypadkach wykonywano sumowanie wartości naprężeń normalnych w wybranych włóknach stali i betonu, które finalnie prowadziły do, nazwijmy to, *wypadkowej osi zerowych naprężeń normalnych*. Ale ponieważ to samo robimy w przypadku żelbetu to kolejna silna umowa nie była nigdzie kwestionowana.

Znając wartości  $n$  w różnych przypadkach oraz wartość momentów zginających w tych przypadkach można wyznaczyć naprężenia w betonie i w stali. Stosowano dwie

metody. Podstawowym założeniem w obu metodach jest założenie Bernoulliego-Naviera (B-N) o płaskości przekroju poprzecznego belki zespolonej w konfiguracji początkowej i aktualnej, a dokładniej o płaskości powierzchni zarówno przekroju betonowego, jak i stalowego.

Pierwszą jest metoda sprowadzenia przekroju złożonego z betonowej płyty i z belki stalowej do zastępczego przekroju stalowego (homogenizacja do stali). Sprowadzenie nie obejmowało całego pola płyty o wysokości  $h_c$  i szerokości współpracującej  $b_c$ . W obliczeniach redukowano szerokość współpracującą płyty betonowej do wartości  $b'_c$ .

$$b'_c = \frac{b_c}{n} \quad (2)$$

Ta metoda zawodzi w przypadku skurczu. Skutkiem takiego podejścia jest stała wartość odległości między środkami ciężkości przekroju betonowego i przekroju rzeczywistego betonu (i w konsekwencji przekroju sprowadzonego betonu).

$$a = a_c + a_s \quad (3)$$

Naprężenia we włóknach górnych betonu i włóknach dolnych stali wyznaczano ze wzorów na czyste zginanie, patrz np. [6]:

$$\bar{\sigma}_c = -\frac{1}{n} \frac{M}{J_i} \left( a_c + \frac{h_c}{2} \right) \quad (4)$$

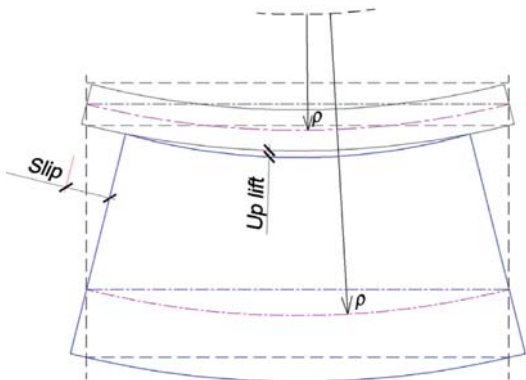
$$\sigma_s = +\frac{M}{J_i} (a_s + y_s) \quad (5)$$

w których  $J_i$ ,  $a_c$ ,  $a_s$  są funkcjami  $n$ , przy czym  $y_s$  jest rzędną środka ciężkości stali mierzoną od dolnych włókien stalowej belki.

Drugą metodą jest wyznaczenie sił wewnętrznych działających bezpośrednio na elementy składowe dźwigara zespolonego. Zatem, poszukujemy sił wewnętrznych  $M_c$ ,  $N_c$ ,  $M_s$ ,  $N_s$  działających na rzeczywisty przekrój betonu i stal belki. W tym przypadku poza założeniem B-N uwzględniamy założenie Newmarka-Rżanicyna (N-R), [13], o równości krzywizn elementów składowych (rys. 2), czyli:

$$\rho_c = \rho_s, \quad \text{gdzie} \quad \frac{1}{\rho_c} = \frac{M_c}{E_c J_c}, \quad \frac{1}{\rho_s} = \frac{M_s}{E_s J_s}, \quad (6)$$

gdzie  $\rho$  jest promieniem krzywizny.



Rys. 2. Ilustracja do założenia N-R o zgodności krzywizn elementów dźwigara zespolonego

Silne założenie N-R dopuszcza delaminację (*up lift*) w interfejsie stal-beton, jednakże do celów technicznych może być przyjmowane. Dodajmy, że obecnie, przy stosowaniu procedur MES, wprowadza się więzy wewnętrzne w osiach środków ciężkości betonu i stali wymuszające zgodność przemieszczeń pionowych, co jest również silnym założeniem, lecz także – technicznie dopuszczalnym.

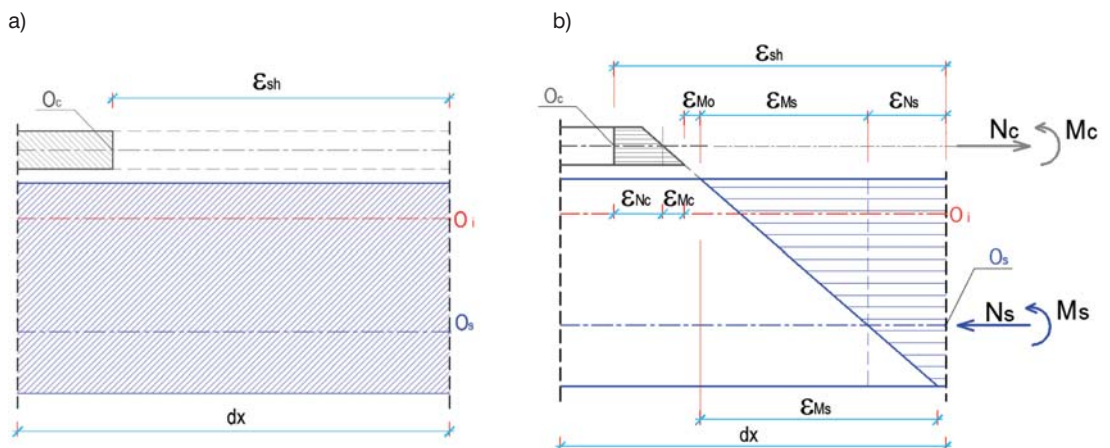
Podobnie jak wcześniej wyznaczamy wartości naprężeń we włóknach górnych betonu i włóknach dolnych stali, ale tym razem korzystamy ze wzorów na zginanie ze ściskaniem/rozciąganiem. Mamy:

$$\bar{\sigma}_c = -\frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{J_c} \frac{h_c}{2} \quad (7.1)$$

$$\sigma_{-s} = +\frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{J_s} y_s \quad (7.2)$$

Obie metody prowadzą do zgodnych wyników, jednakże druga z metod ma szersze zastosowanie. Za jej pomocą można w prosty sposób wyznaczać naprężenia normalne od średniego skurczu płyty betonowej (rys. 3).

Rys. 3. Skurcz płyty betonowej: a) konfiguracja początkowa, b) konfiguracja aktualna z adekwatnym układem sił wewnętrznych



W wielu podręcznikach, w tym np. w bardzo popularnym opracowaniu Johnsona i Buckby'ego [14], ale także w innych cytowanych tu pracach, wyprowadzenie odkształceń i w konsekwencji naprężeń od skurczu jest rezultatem zawilego rozumowania.

Sytuacja zmienia się diametralnie, gdy przyjmiemy konfigurację początkową, jako rezultat swobodnego (nieograniczanego tarcie, łącznikami itd.) skurczenia płyty do granicznej wartości końcowego odkształcenia  $\epsilon_{sh}$ . Konfigurację aktualną przyjmujemy jako końcowy poprzeczny przekrój płaski będący efektem skurczu i działających więzów – łączników – w interfejsie. Jak widać na rysunku 3, efektem skurczu płyty betonowej w dźwigarze zespolonym jest jej rozciąganie.

Rozwiązując układ równań równowagi przy korzystaniu z założenia N-R oraz związku zgodności odkształceń w interfejsie znajdujemy znane relacje, np. [5].

Mechanizm skurczu jest identyczny z opisem tzw. oziębienia płyty betonowej, które skutkuje odkształceniem  $\epsilon_{termal}$ . Do rozwiązania tego zagadnienia stosujemy wzory od skurczu, przy czym niezbędne jest uwzględnienie odpowiednio  $n_{termal}$  oraz  $\epsilon_{termal}$ .

Kończąc zagadnienie skurczu można jeszcze wprowadzić jedno uogólnienie. Konfiguracja aktualna odpowiada konfiguracji przy redystrybucji momentu zginającego  $M$ . Zatem, również w przypadku skurczu można wprowadzić fikcyjny moment zewnętrzny:

$$M = \chi_{sh} = \epsilon_{sh} \cdot E_s \lambda^2 a. \quad (8)$$

gdzie  $\lambda^2 = \frac{A_s A'_c}{A_i}$  jest oznaczeniem upraszczającym, w którym  $A'_c = A_c / n$  oraz  $A_i = A'_c + A_s$ .

Oczywiście w przypadku skurczu, na skutek sumowania efektów, moment zewnętrzny  $M = 0$ , a dokładniej nie występuje, jednakże operacyjnie wprowadzenie  $\chi_{sh}$  prowadzi do właściwych wyników redystrybucji efektu skurczu  $\epsilon_{sh}$  na elementy składowe dźwigara zespolonego.

Poszukiwane wielkości sił wewnętrznych wyznacza się ze wzorów (porównaj z [4], str. 263).

$$M_c = \chi_{sh} \frac{J'_c}{J_i} \quad (9.1)$$

$$M_s = \chi_{sh} \frac{J_s}{J_i} \quad (9.2)$$

$$Na = \chi_{\#} \frac{J'_c + J_s}{J_i} \quad (9.3)$$

gdzie  $J'_c = J_c / n$ , a zwroty sił wewnętrznych są zgodne z pokazanymi na rysunku 3. We wzorze (9.3), para sił  $Na$  może być traktowana jako miara zespolenia, tu w przypadku skurczu.

Reasumując rozważania o teorii dźwigara zespolonego, należy stwierdzić, że mimo znacznej liczby uproszczeń, a nawet w sensie analitycznym błędów, teoria sprawdziła się w projektowaniu bardzo dobrze. Jest weryfikowalna laboratoryjnie.

Wyrazem ciągłych dociekań i opisu coraz to nowych realizacji jest, organizowana cyklicznie od wielu lat w Zielonej Górze, Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone – Mosty. Publikacje pokonferencyjne są zawsze interesującą lekturą, w tym w szczególności dla projektantów. Przypomnijmy, że norma dotycząca mostów zespolonych PN-EN 1994-2 [15] pojawiła się w roku 2010. Zatem, większość mostów zespolonych na dźwigarach INP została zaprojektowana bez przepisu normatywnego. Została zaprojektowana bardzo dobrze, gdyż służą do chwili obecnej.

W dalszej kolejności zostanie przedstawionych kilka mostów, co w zamysle autorów, stworzy obraz wad, zalet i problemów utrzymaniowych mostów zespolonych na dźwigarach INP.

## Most w Paszkach Małych

W okolicach Radzyna, po obu stronach rzeki Białki, są dwie wsie – Paszki Duże i Paszki Małe. Jeszcze w latach 80 ubiegłego stulecia obie wsie łączył most tymczasowy, a ściślej most wykonany na przyczółkach z pali żelbetonowych wbijanych z ustrojem nośnym z belek stalowych IPN500, na którym był ułożony pomost drewniany. W roku

1988 powstał projekt mostu zespolonego, przy założeniu wykorzystania istniejącego rusztu stalowego, który miał być wzmocniony współpracującą płytą betonową. Długość dźwigarów stalowych wynosiła  $L = 13$  m, rozpiętość podporowa  $L_0 = 12,4$  m. Rozstaw siedmiu belek co 1,4 m, przy czym belki skrajne są w odległości 1,5 m od belek przedskrajnych. Żelbetowa płyta pomostu jest o zmiennej grubości od 17 cm do 25 cm. Balustrada szczelinkowa mocowana do belek podporowych o szerokości  $\sim 40$  cm. Całkowita szerokość mostu  $B = 8,58$  m, w tym jezdnia  $B_j = 7,8$  m.

Przeprowadzona analiza nośności pali fundamentowych przyczółków wykazała, że przy uwzględnieniu efektu konsolidacji gruntów podłoża możliwe było wzmocnienie obiektu do klasy nośności C wg [1]. Most przebudowano i oddano do użytkowania (fot. 4).

Na fotografii 4a) widoczny jest znaczny zwis przęsła, co jest efektem braku odwrotnej strzałki ugięcia. Poza typową hydroizolacją płyty pomostowej, zastosowanie asfaltu lanego do wykonania warstwy wiążącej nawierzchni jezdni wpływa na dodatkowe ograniczenie wodoprzepuszczalności, tak skutecznie, że liczne ubytki w warstwie ścieralnej, nie obniżają izolacyjności (fot. 4d-e). Konstrukcja przyczółka na dwóch rzędach prefabrykowanych pali żelbetonowych jest rozwinięciem technologii przyczółków drewnianych, w których rząd wewnętrzny służył przeniesieniu oddziaływań pionowych ustroju nośnego przęsła, a rząd zewnętrzny powstrzymywał parcie czynne gruntu (fot. 4b-c). W przypadku przyczółków żelbetonowych obie funkcje się pokrywają. Pale są zwieńczone żelbetową ławą podłożyskową, na której w osiach pali ustawiono dźwigary stalowe.

Most w Paszkach Małych jest w bardzo dobrym stanie technicznym. Odnosi się to zarówno do wszystkich elementów wykonanych z betonu, jak i belek stalowych, a także terenu pod mostem oraz nasypów. Belka gzymsowa, która zazwyczaj ulega korozji w pierwszej kolejności, nosi jedynie ślady powierzchniowych zabrudzeń. Do uzyskania pełnego



Fot. 4. Most przez rz. Białkę w Paszkach Małych: a) widok z boku, b-c) konstrukcja przyczółka, d) widok od spodu na pomost, dźwigary i poprzecznice, e) nawierzchnia bitumiczna

obrazu funkcjonowania mostu, należy dodać, że ruch samochodowy jest niewielki i wynosi około 100 samochodów dziennie, w tym nieliczne przejazdy ciężkich maszyn rolniczych. Konkludując, trwałość tego mostu jest jego podstawowym pozytywnym atrybutem.

## Most w Borowicy

W pierwszych dniach grudnia 2008 roku w nocy nastąpiła awaria mostu przez rz. Wieprz w Borowicy (fot. 5).



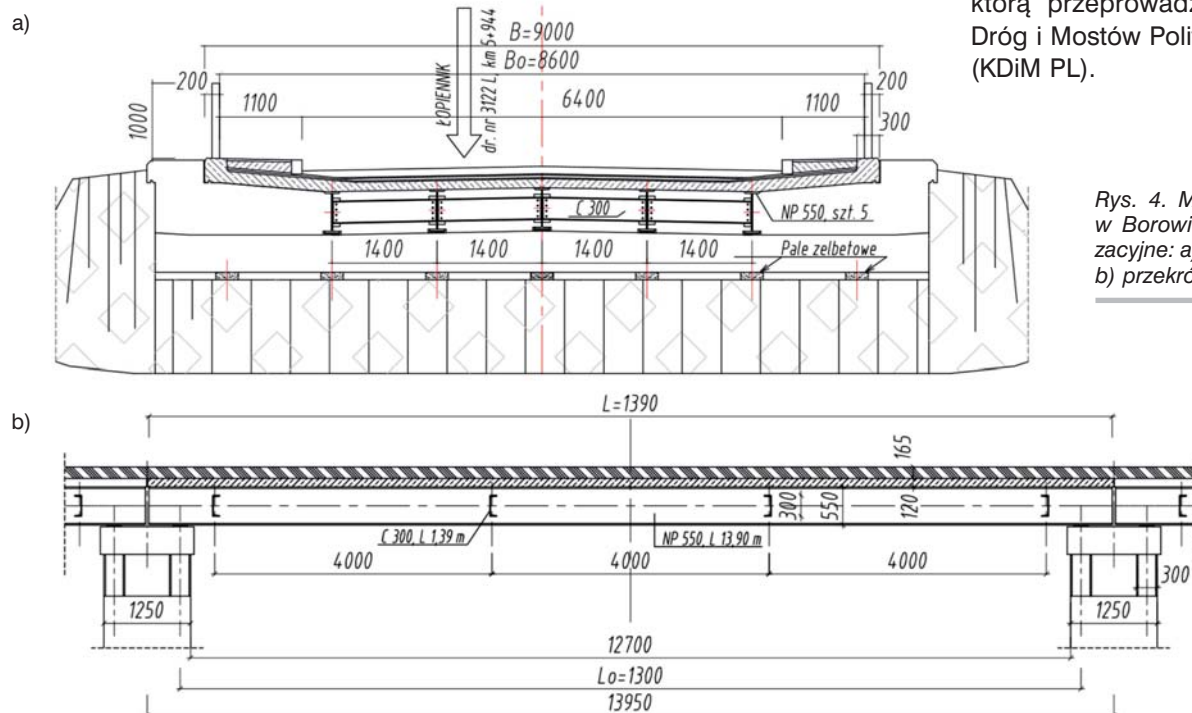
Fot. 5. Awaria mostu w Borowicy: a) widok od napływu, b) ścięcie betonu na filarze, c) tymczasowe zabezpieczenie, d) widok na spód płyty betonowej i konstrukcji stalowej

Nastąpiło ścięcie betonu ławy podłożyskowej pod skrajną belką w filarze trzecim (fot. 5b). Podjęto natychmiastową akcję ratunkową zabezpieczając prowizorycznie uszkodzony filar.

Pięcioprzęsłowy most w Borowicy jest usytuowany w ciągu drogi powiatowej nr 3122L w km 5 + 944. Borowica to niewielka wieś w niedaleko Krasnegostawu.

Nie znając jeszcze przyczyn destrukcji betonu filara, w następnych dniach, za radą doświadczonego inżyniera mostowca Andrzeja Leniaka, wykonano tymczasowe zabezpieczenia na wszystkich filarach w formie *kołyszek stalowych* z odzyskanych belek INP 500 (fot. 5c). Mimo iż w sensie mechaniki budowli kołyska jest mechanizmem geometrycznie zmiennym, to w praktyce, tu spełniła swoje zadanie celująco.

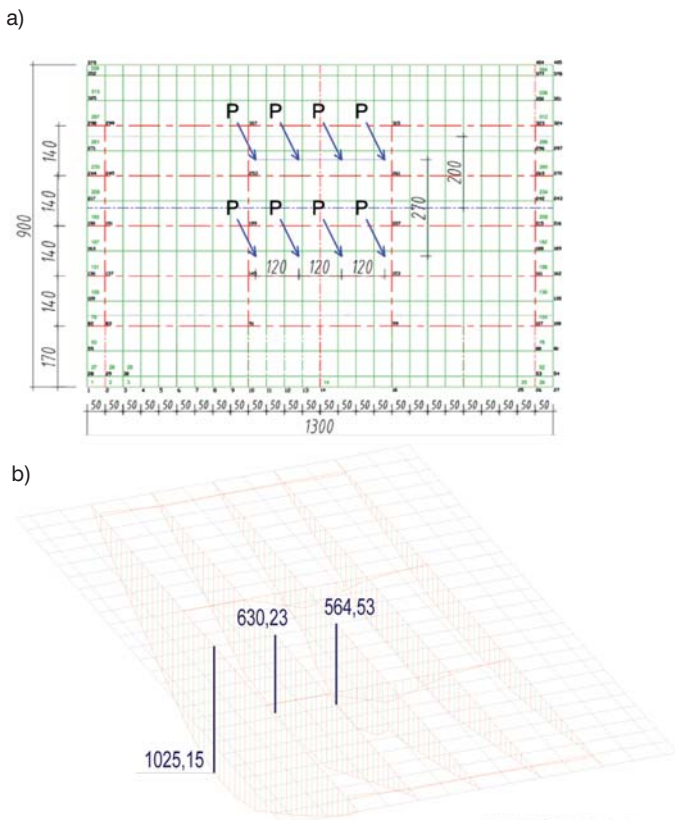
Przyczyna awarii filara była trudna do ustalenia. Brak było dokumentacji technicznej obiektu. Stan niedofinansowania utrzymywania mostów, ale także samych dróg, na drogach powiatowych jest wieczną i jak do tej pory nierozwiązaną bolączką polskiego drogownictwa. Dodatkowo omawiany obiekt był docelowo zakwalifikowany do rozbiórki. W tym miejscu jest zaplanowana budowa zbiornika retencyjnego wody dla Lublina. Inwestycja jest w planach od ponad 30 lat. Most ma być usytuowany w obszarze sztucznego zalewu. ZDP w Krasnymstawie zdecydował się na pełną diagnostykę konstrukcji mostu, uwzględniając badania betonu i analizę statyczno-wytrzymałościową, którą przeprowadzono w Katedrze Dróg i Mostów Politechniki Lubelskiej (KDiM PL).



Rys. 4. Most przez rz. Wieprz w Borowicy, szkice inwentaryzacyjne: a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny

W odróżnieniu od mostu w Paszkach Małych, stan techniczny rozpatrywanego obiektu był niepokojący, w szczególności dotyczyło to spodu płyty betonowej pomostu, (fot. 5d). Po przewierceniu nawierzchni jezdni i płyty betonowej pomostu, ustalono: łączna grubość warstw bitumicznych nawierzchni – 16 cm, grubość płyty – 12 cm, jednorodność betonu płyty – dostateczna, oszacowana wytrzymałości do-  
 różna betonu w dniu badania –  $f_{c,c} = 22,5$  MPa.

Na podstawie przeprowadzonej inwentaryzacji, rysunek 4, i rezultatów badań terenowych wykonano model MES w dwóch wariantach: ruszt z dźwigarami zespolonymi i stalowymi poprzecznkami ( $e^1$ ,  $p^3$ ), który posłużył do wyznaczenia sił wewnętrznych oraz ruszt stalowy zespolony z płytą betonową modelowaną elementami powłokowymi ( $e^3$ ,  $p^3$ ) do oceny stanu granicznego użyteczności.



Rys. 5. Analiza statyczna: a) model MES; [cm], b) wykresy momentów zginających w dźwigarach zespolonych od obciążenia ruchomego [kNm]



Fot. 6. Most w Borowicy po remoncie: a) nowe warunki komunikacyjne na moście, b) otwarcie mostu

W rezultacie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej zdecydowano o ograniczeniu szerokości jezdni do 5 m oraz ograniczeniu masy całkowitej pojedynczego pojazdu do 15 t (fot. 6a). W trakcie remontu również wymieniono izolację i ułożono nową nawierzchnię  $2 \times 4$  cm z asfaltobetonu.

Prace remontowe przeprowadziła firma o uznanej renomie *Zakład Budowy i Remontu Mostów Eugeniusz Czyż* z Zamościa. Most przejściowo był wyłączony z ruchu publicznego i właśnie wtedy okazało się jak jest ważnym obiektem w codziennym funkcjonowaniu okolicznych mieszkańców. Takie sytuacje unaoczniają, że *każdy most jest ważny*, [16]. Uroczyste otwarcie nastąpiło w styczniu 2009 r. (fot. 6b).

Okolice Borowicy to rodzaj międzrzecza. Są tam jeszcze dwa jednoprzęsłowe mosty zespolone. Jeden w Borowicy przez rz. Rejkę, na siedmiu dźwigarach INP 550 o długości belki  $L = 13,2$  m, przebudowany w 2013 r. Drugi, w m. Ostrzyca przez rz. Łopuszankę, który został przebudowany w 2011 r. z wykorzystaniem sześciu dźwigarów HEB 600 o długości  $L = 15,85$  m. Oba mosty mają szerokość po 10 m.

### Bliźniacze mosty przez rz. Wieprz w Kijanach i Chlewiskach

W ciągach dróg powiatowych, przez rz. Wieprz, w miejscowości Kijany (DP 2004L), (fot. 7) oraz w Chlewiskach (DP 1550L), (fot. 8), (właściwie ul. Wierzbowa w Lubartowie) użytkowane są dwa mosty wykonane w tym samym systemie. Mosty są różne pod wieloma względami, jednakże technologia i zastosowane rozwiązania konstrukcyjne są takie same. Różnice zestawiono w tabeli 1, natomiast podobieństwa, poza opisem poniżej, są czytelne na fotografiach 7 i 8.

Mosty były projektowane na obciążenia wg PN-66/B-02015, [17]. Przyczółki i filary posadowiono na prefabrykowanych palach żelbetowych o przekroju kwadratowym o boku 30 cm, wbijanych w dwóch rzędach, tj. po 2 pale w osi podparcia każdego z dźwigarów. Górą pale są zwieńczone żelbetową ławą podłożyskową. Ustroje nośne przęsła na belkach stalowych INP550 zespolonych z płytą żelbetową o grubości 12 cm, poprzecznice z ceowników 300 mm, w rozstawie co 4 m. Schemat statyczny to układ swobodnie podparty. Długość pojedynczego przęsła  $L = 15$  m, rozpiętość teoretyczna  $L_t = 14,5$  m.

W moście w Kijanach długości belek stalowych są różne od 15 m do 15,3 m. Podobnie jest z rozstawem belek, który się zmienia od 1,53 m do 1,42 m. Oba mosty są chronione przed napływem kry przez niezależne masywne żelbetowe izbyce posadowione na palach żelbetowych wbijanych.

Rzeka Wieprz właściwie na całej swej długości ma natural-



Fot. 7. Most w Kijanach: a) widok wzdłuż mostu od odpływu, b) filar z niezależną izbicą, c) korozja stref podparcia na przyczółku, d) widok na jezdnię z chodnikami

ne koryto cieku. Dotyczy to morfologii, roślinności i habitatu. Zatem jest cenne środowiskowo. Może właśnie z tego powodu również utrzymanie światła mostów jest proekologiczne.

Stan obu obiektów wg skali ocen stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich jest niepokojący, ocena 3; [18].

Tabela 1. Charakterystyki mostów

Nr		Kijany	Chlewiska
1	Rok budowy	1973	1969
2	Długość całkowita [m]	78,6	90,2
3	Długość przęsła [m]	~15,20	15
4	Liczba przęseł	5	6
5	Liczba dźwigarów w przęśle	7	5
6	Rozstaw dźwigarów [m]	1,35 do 1,42	1,4
7	Klasa obciążenia wg projektu	I kl.	II kl.
8	Szerokość mostu [m]	11,2	7,4
9	Szerokość jezdni [m]	7	6
10	Chodniki/opaska [m]	2×1,25	2×0,6
11	Grubość płyty betonowej [cm]	12	12
12	SDR	2285	1135
13	Stan techniczny	niepokojący	niepokojący
14	Ograniczenie nośności	brak	12t

Most w Chlewiskach jest przedmiotem szczególnej troski jego zarządcy. W roku 2012, w KDiM PL, przeprowadzono analizę statyczno-wytrzymałościową obiektu pod kątem dalszej możliwości bezpiecznej eksploatacji mostu. Stan techniczny mostu ponownie oszacowano jako niepokojący. Sprawdzenie nośności fundamentów wykazało ich przydatność do obciążeń odpowiadających klasie C

wg [1]. Podjęty temat był jednocześnie okazją do porównania dwu funkcjonujących norm obciążeń mostowych, normy [1] oraz normy PN-EN 1991-2 [19]. Obliczenia wykazały, że nośność pojedynczego przęsła odpowiada z niewielką nadwyżką klasie C wg [1]. Stosując normę [19], model LM1, przyjęto współczynniki dostosowawcze  $\alpha_Q = 1$  oraz  $\alpha_q = 1$ . Porównano wyniki przez wyznaczenie wartości proporcji ekstremalnych charakterystycznych momentów zginających w belkach zespolonych:

$$\eta = \frac{\text{Klasa C}}{\text{LM1}} = 0,4 \quad (10.1)$$

przy czym współczynnik  $\eta$  obejmuje każde z wymienionych obciążeń normowych, tj. (K, q,  $\varphi$ ) oraz LM1, w sposób integralny, jednocześnie nie może być podstawą do wnioskowania o odpowiedności klas obciążeń. W zamian za to sygnalizuje, w przypadku tego mostu/

przęsła, rząd wielkości przeciążenia podstawowego modelu eurokodowego. Dla przypomnienia, adekwatna proporcja siły skupionej P ciągnika K przy klasach obciążeń C i A wg [1] wynosi:

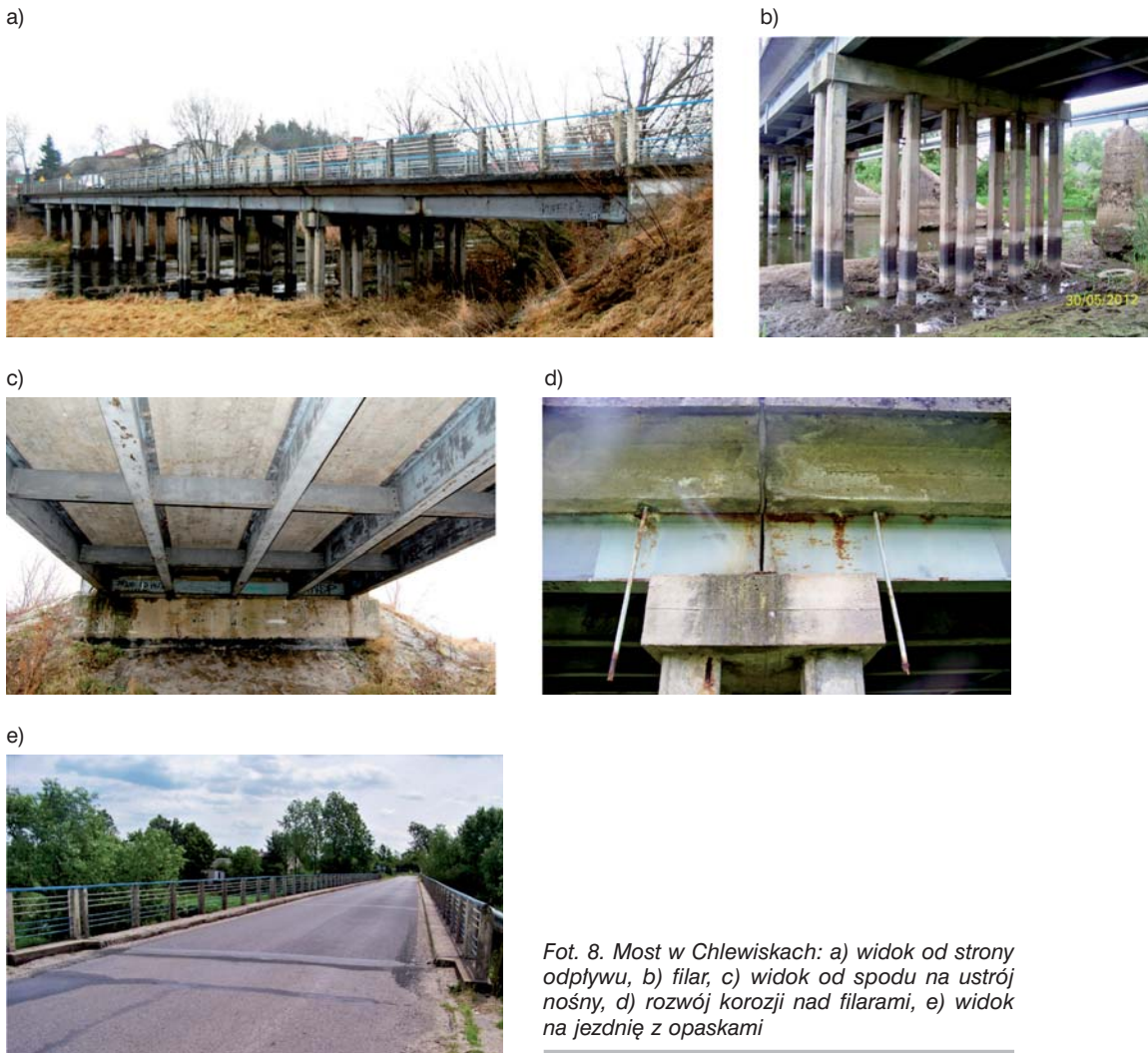
$$\mu = \frac{\text{Klasa C}}{\text{Klasa A}} = \frac{50}{100} = 0,5 \quad (10.2)$$

co czyni uzyskaną wartość  $\eta$  bardziej czytelną.

Skomentowania wymaga wprowadzone na moście w Chlewiskach ograniczenie nośności do 12 ton w kontekście wyniku obliczeń statyczno-wytrzymałościowych prowadzących do klasy obciążeń C, przy której przypisana jest dopuszczalna masa pojazdu równa 30 t. Jak już wzmiankowano, stan techniczny mostu jest niepokojący. Składa się na to wiele elementów: osunięcia skarp przy przyczółkach z odsłonięciami skrzydeł, lokalna korozja stali i betonu, szczególnie w strefach szczelin dylatacyjnych i miejscach rur spustowych, odspojenia betonu połączone z ekspozycją stali zbrojeniowej na oddziaływanie środowiska, nieszczelność hydroizolacji skutkująca wyplukiwaniem wodorotlenku wapnia z betonu i w konsekwencji nacieki soli, a nade wszystko nierówności nawierzchni na moście powodujące uderzenia pojazdów, połączone ze znaczną emisją hałasu. Innymi słowy, w tym przypadku niewystarczające utrzymanie było przyczyną przyspieszonej degradacji obiektu.

Kolejnym mankamentem jest zbyt mała sztywność poprzeczna, lub inaczej znaczna smukłość konstrukcji w całości, tj. pomostu i filarów łącznie. Mimo iż w rachunku statycznym filary przenoszą z zapasem oddziaływanie poziome w kierunku poprzecznym, to brak połączenia z nienależnie posadowionymi masywnymi izbicami powoduje, że pierwsza częstotliwość drgań własnych ma wartość 1,63 Hz przy modzie odpowiadającej przesunięciu pomostu w poziomie. Pierwotnie, przy znacznym obciążeniu ruchem, istniała tendencja do drgań w płaszczyźnie pomostu. Wprowadzając





Fot. 8. Most w Chlewiskach: a) widok od strony odpływu, b) filar, c) widok od spodu na ustrój nośny, d) rozwój korozji nad filarami, e) widok na jezdnię z opaskami

Strumień w woj. świętokrzyskim. Jeden z przyczółków mostu zatonał w kurzawce. W działaniach naprawczych zdecydowano o natychmiastowej budowie nowego mostu w systemie, który obecnie ma nazwę *projektuj i buduj*.

Ten most jest pewnym odstępstwem od mostów na dźwigarach INP, ale z drugiej strony, ukazuje potencjał prostych mostów zespolonych. Odstępstwo polega na zastosowaniu dźwigarów blachownicowych o wysokości 700 mm, (rys. 6). Wyższa wysokość dźwigarów wynikała z rozpiętości mostu swobodnie podpartego  $L_t = 23$  m, przy długości dźwigara  $L = 23,6$  m.

ograniczenie tonażu pojazdów rozważano również ograniczenie nośności do 8 t.

Konkludując, należy postawić pytanie o przyszłość opisanych dwóch obiektów, ale też o podobne wieloprzęsłowe mosty tego typu. Można je remontować, a nawet podnieść nośność ustrójów nośnych o jedną klasę wyżej, w sensie [1], np. przez zmianę schematu statycznego belek na ciągłe. Jednakże to się wiąże z poważnym remontem całych ustrójów nośnych. Jeśli przyjmiemy opcję remontu, to jak przebudowywać istniejące podpory? Jak się wydaje, jedyną alternatywą jest budowa nowych przepraw mostowych. Dodatkowo, most w Chlewiskach nie wypełnia znamion ulicy miejskiej i wcześniej czy później powstanie konieczność budowy równoległej kładki dla pieszych. Kwestią zasadniczą jest finansowanie dróg powiatowych, bo przecież *money makes the world go round*<sup>1</sup>.

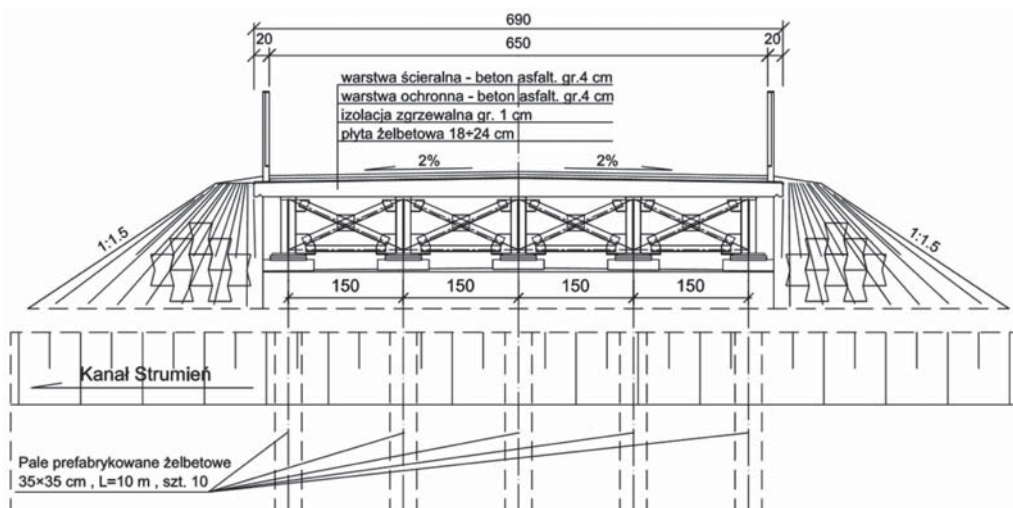
## Most w Czarzyźnie

W roku 1997, w wyniku dużych opadów deszczu, uległ zniszczeniu most w Czarzyźnie nad ciekim o nazwie Kanał

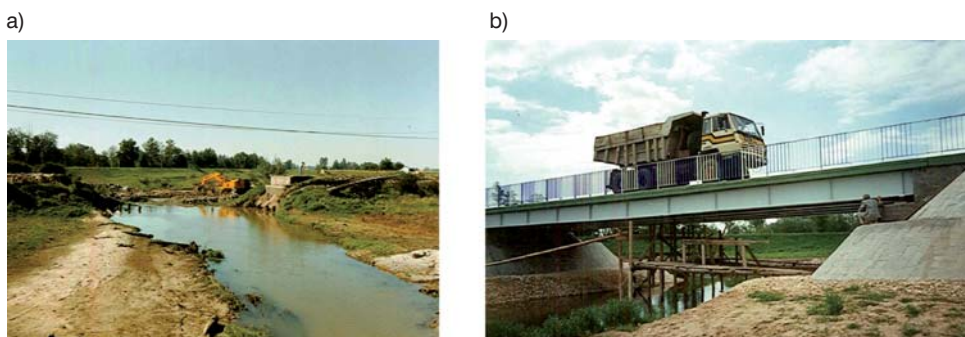
Projektowana nośność wg [1] to klasa obciążeń D, czyli dopuszczalna masa pojedynczego pojazdu nie może przekraczać 20 t. Most projektowano i budowano wg fazy pierwszej pracy dźwigara zespolonego. Mimo zastosowanej odwrotnej strzałki ugięcia, dla bystrego obserwatora jest dostrzegalny niewielki zwis dźwigarów głównych (fot. 9b).

W przekroju poprzecznym mostu zastosowano 5 dźwigarów z poprzecznicami kratowymi w rozstawie co 4,6 m. W celu usprawnienia i przyśpieszenia budowy mostu, pomost zaprojektowano z prefabrykowanymi płytami betonowymi, które były zespolone z dźwigarami łącznikami sztywnymi, przypominającymi niewysokie fragmenty rury o przekroju kwadratowym. W prefabrykatkach betonowych przewidziano otwory do połączenia z łącznikami. Przyczółki palowe są zatopione w gruncie. Tradycyjnie, w przyczółku pod każdym z dźwigarów mamy dwa wbijane pale/słupy żelbetowe. Na rysunku 6 widoczne jest inne kształtowanie pomostu. Płyta jest znacznie grubsza, brak jest też warstwy wyrównawczej kształtującej, poza dociskiem izolacji do pomostu, spadek daszkowy nawierzchni. Budowę mostu ukończono razem ze złożeniem dokumentacji zamiennej. Projektantem był Zbigniew Szepietowski.

<sup>1</sup> Cabaret, Liza Minnelli and Joel Grey



Rys. 6. Przekrój poprzeczny mostu w Czarzyźnie, [cm]

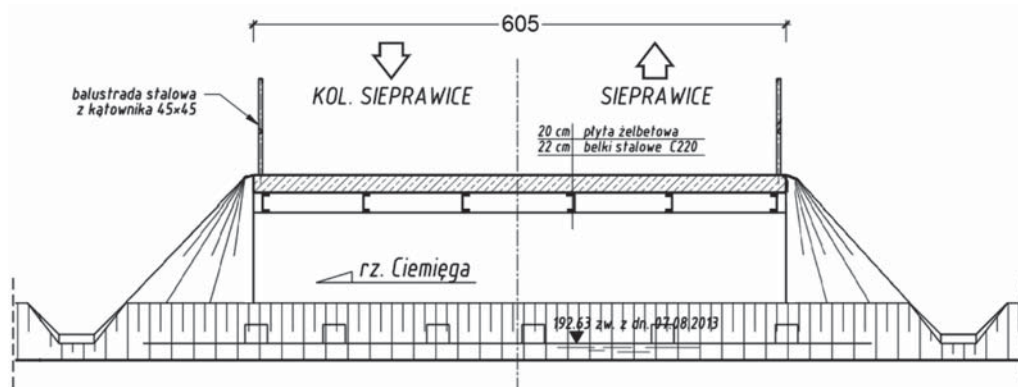


Fot. 9. Most w Czarzyźnie: a) widok na ocalały przyczółek, który został rozebrany, b) próbne obciążenie przęsła (fot. A. Leniak)

## Most w Sieprawicach nad rz. Ciemięgą

Brak jest jakiegokolwiek dokumentacji projektowej do tego mostu. Obiekt po prostu istnieje od wielu lat. Jest usytuowany w ciągu drogi wewnętrznej koło Sieprawic, gmina Jastków.

Wynik przeliczenia nośności wg [1] klasyfikuje most w grupie nośności znacznie poniżej klasy E, tj. klasy dopuszczającej ruch pojazdów o maksymalnej masie 15 t.



Rys. 7. Most w Sieprawicach, przekrój poprzeczny przy przyczółku, inwentaryzacja; [cm]

Długość ustroju nośnego  $L = 8,8$  m (rys. 7). Rozpiętość teoretyczna to  $L_t = 7,8$  m. Konstrukcja pomostu to płyta żelbetowa o grubości 20 cm zespolona z sześcioma dźwigarami stalowymi ceowymi o wysokości 220 mm, w rozstawie co 1,2 m. Nie zastosowano poprzecznic.

O ile podpory mostu są wykonane prawidłowo to obraz ustroju nośnego, pokazany na fotografiach 10, bardzo źle świadczy o wykonawcy i utrzymaniu obiektu.

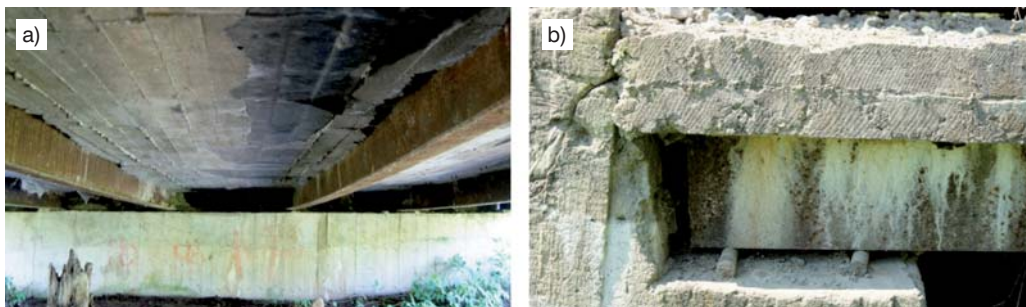
Brak stężeń poprzecznych skutkuje zwichrzeniem belek ceowych, płyta betonowa od góry nie jest izolowana i brak na niej nawierzchni. Skorodowane powierzchniowo belki stalowe nigdy nie były zabezpieczone powłokami malarskimi. Jednakże spód płyty nie jest zarysowany.

Dopóki most służył ruchowi lokalnemu obejmującemu samochody osobowe i maszyny rolnicze dopóty nic specjalnego się nie zdarzało. Jednakże podczas budowy obwodnicy Lublina S17 w 2012 r., droga była

wykorzystywana przez wykonawcę do transportu kruszywa. W celu odciążenia mostu zamontowano konstrukcję odciążającą typu Daglezja (fot. 11), co umożliwiło ruch samochodów o nominalnym ciężarze 240 kN.

Tylko napiętymi terminami wykonania kolejnych zadań budowlanych można wytłumaczyć pozostawienie drewnianych klocków pod ustrojem konstrukcji odciążających. Przez ponad tydzień most uginał się razem z konstrukcją odciążającą o około 5 cm, co przekraczało normowy stan

graniczny użyteczności ponad dwukrotnie. Szczęśliwie drewniane klocki w porę usunięto, a po roku zdemontowano konstrukcję odciążającą. Wizja lokalna nie wykazała znacznych zarysowań, co pokazuje, że przy niskiej sztywności na ścinanie, praca płyty żelbetowej w stanie membranowym wspomaganym wiotkimi dźwigarami ma znaczny zapas wytrzymałości w stanie granicznym użyteczności, właśnie na zarysowanie.



Fot. 10. Most w Sieprawicach: a) widok płyty i dźwigarów od spodu, b) tożysko



Fot. 11. Konstrukcja odciążająca: a) widok z boku, b) widok z poziomu jezdni

## Wnioski

Czas mostów zespolonych na dźwigarach INP przemianą, na pewno w przypadkach mostów o średniej długości. Stosowanie rozwiązań konstrukcyjnych przyczółków i filarów z pali wbijanych też. Natomiast w dalszym ciągu istnieje potencjalnie ich zastosowanie w przypadkach mostów małych o długościach do 15 m, przy czym zazwyczaj będą to raczej dźwigary stalowe typu HEB. Trzeba też wziąć pod uwagę konkurencyjność mostów płytowych z belek prefabrykowanych typu Kujan.

Popularne w budownictwie kolejowym mosty w systemie *filler*, [15], w drogownictwie nie są stosowane, ale także w ich przypadku bezkonkurencyjna jest belka HEB.

Mosty opisane w artykule to obiekty w ciągach dróg powiatowych, które na ogół nie są obciążone znacznym ruchem samochodowym. Z drugiej strony obiekty mostowe na tych drogach, tak samo jak i same drogi, są w większości w złym stanie technicznym, co jest powodowane niewystarczającymi nakładami na ich utrzymanie. W tym kontekście, przyszłość mostów wieloprzęsłowych, takich jak opisywane mosty w Borowicy, Chlewiskach i Kijanach, wymaga niezależnej koncepcji techniczno-ekonomicznej. Ich stan techniczny jest na poziomie niepokojącym lub niedostatecznym, zdarzają się sytuacje katastrofy budowlanej. W planowaniu nakładów finansowych podejmowanie decyzji o kosztownym remoncie jest równie trudne jak decyzja o zamknięciu istniejącego mostu i budowie nowego. Ze względu na strukturę zarządzania drogami i mostami, wyrażającą się przez przyznawanie środków finansowych, decyzje nie zapadają na poziomie zarządów dróg powiatowych, tj. na tym poziomie, który bezpośrednio odpowiada za stan obiektów, co utrudnia tworzenie perspektywy na okres 20–30 lat.

W zakresie teorii mostów zespolonych, przy wieloletnim braku normy do mostów zespolonych, podręczniki akademickie, normy niemieckojęzyczne, brytyjskie i francuskie, a także publikowane referaty konferencyjne wypełniły wiedzę o projektowaniu i badaniu mostów zespolonych, co można uznać za sukces ośrodków akademickich.

## Bibliografia

- [1] PN-85/S-10030, Obiekty mostowe. Obciążenia
- [2] Koreleski J., Zespolone konstrukcje mostowe, PWN, Warszawa-Kraków, 1967
- [3] Rzyżyński A., Wołowicki W., Skarzewski J., Karlikowski J., Mosty stalowe (rozdział 7.), PWN, Warszawa – Poznań 1984
- [4] Kędziński B., Postęp techniczny w mostownictwie, WKiŁ, Warszawa, 1972
- [5] Furtak K., *Mosty zespolone*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1999
- [6] Wołowicki W., Karlikowski J., Madaj A., *Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Zasady projektowania*. Politechnika Poznańska, Poznań 2000
- [7] Fröhlich H., Einfluss des Kriechens auf Verbundträger, *Der Bauingenieur*, 24, 1949, S. 300–307
- [8] Newmark N.M., Siess C.P., Viest I.M., *Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction*, Proceedings of the Society of Experimental Stress Analysis, 9 (1), 1951, pp. 75-92
- [9] Błaszkwiaak St., *Einfluß des Kriechens beim Stahl-Vollwand-Verbundträger, erfaßt durch  $n(\varphi) = E_s/E_{b\varphi}$* . Bautechnik, 35, 1958, S. 96
- [10] Trost H., *Zur Berechnung von Stahlverbundträgern im Gebrauchszustand auf Grund neuerer Erkenntnisse des viskoelastischen Verhaltens des Betons*. *Der Stahlbau*, H. 11, 1968, S. 321
- [11] Sattler, K., *Theorie der Verbundkonstruktionen - Band 1. Theorie*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1959
- [12] Karaś S., *O metodzie Courbona*, *Drogownictwo*, 5/2011, s. 172-176
- [13] Karaś S., *Bridge stiffness of partially-integrated composite concrete-steel beam*, Konferencja Naukowo-Techniczna *Mosty Zespolone*, Kraków, 2009, 247-258
- [14] Johnson R.P., Buckby R.J., *Composite structures of steel and concrete*, Vol. 2, London, 1979, p. 355
- [15] PN-EN 1994-2 Eurokod 4 - Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych - Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów
- [16] Karaś S., *History of Sustainable Bridge Solutions*, Chapter 1, *Structural Bridge Engineering*, InTech, 2016, DOI: 10.5772/63461, 1-24
- [17] PN-66/B-02015 Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania
- [18] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie sposobu numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom (Dz.U. z 2005 r. Nr 67, poz. 582)
- [19] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 2: Obciążenia ruchome mostów