

PRZEBUDOWA MOSTU Z UWAGI NA SPORADYCZNE PRZEJAZDY NIENORMATYWNE¹

Czesław MACHELSKI, Maciej HILDEBRAND
Politechnika Wrocławska

W pracy rozpatruje się przypadek transportu drogowego o bardzo dużej masie i sytuacji o charakterze incydentalnym. Występuje ona sporadycznie w infrastrukturze komunikacyjnej miasta Płocka. Jest on trudny do realizacji z uwagi na ograniczone nośności użytkowe eksploatowanych obiektów mostowych. W wynikach analiz technicznych podanych w pracy i literaturze przedmiotu widoczne jest, że użytkowane obecnie mosty jak również konstrukcje współcześnie projektowane nie są i nie będą przystosowane do takich transportów. Do realizacji wyjątkowo ciężkich przewozów niezbędne są wzmocnienia (przebudowy) konstrukcji. W przykładzie podanym w pracy występuje specyficzny rodzaj konstrukcji o zmiennym schemacie statycznym podczas przejazdu. W sytuacji zwykłej eksploatacji konstrukcja przeszła pracuje w układzie projektowym, jako przeszło swobodnie podparte. Podczas przejazdu wyjątkowo ciężkiego pojazdu do przenoszenia obciążeń włączają się podpory pośrednie przebudowanego mostu. W podsumowaniu zwrócono uwagę na nieadekwatność administracyjnego określania nośności użytkowej mostów jako masy pojazdu dopuszczanego do przejazdu przez obiekt. Jest ona dalece nieprecyzyjna.

Słowa kluczowe: przebudowa mostu, transport nienormatywny, zmiany schematu statycznego.

1. NOŚNOŚĆ UŻYTKOWA MOSTÓW DROGOWYCH

Konstrukcje mostów projektuje się na maksymalne obciążenia zmienne, które mogą wystąpić podczas ich eksploatacji. Zwykle do takiej intensywności obciążeń pojazdami samochodowymi doprowadza się jedynie podczas badań odbiorczych. Maksymalne obciążenia zmienne mostu są odwzorowane w schematach i układach sił ujętych w normach obciążeń. W obliczeniach projektowych bierze się przy tym pod uwagę ograniczenia wytrzymałościowe podane w normach wymiarowania elementów konstrukcji.

Z normowym obciążeniem projektowym związana jest nośność mostu [6], określana dotychczas jako masa pojazdu dopuszczonego do ruchu np. 15, 20, 30,

¹ DOI 10.21008/j.1897-4007.2017.24.13

40, 50 (60) ton. Nie precyzuje się przy tym układu osi oraz nacisków na koła w zestawie. Zatem np. pojazd wojskowy Stanag 2021 o masie $Q = 150$ ton wielokrotnie przekracza podaną wcześniej masę (ciężary) normowe pojazdów umownych.



Rys. 1. Przejazd pojazdu specjalnego z turbiną przez most

W pracy rozpatruje się przypadek przejazdu pojedynczego, ciężkiego pojazdu specjalnego, jak na rys. 1 o masie całkowitej $Q = 637$ ton a więc około 20 krotnie większej od masy pojazdów dopuszczonych do ruchu po typowych mostach. Przy tym naciski na 18 osi wynoszą $P = 347$ kN a więc są mniejsze niż w pojeździe wojskowym Stanag 2021 ($P = 374$ kN). Nacisk na koła są w tym przypadku małe i wynoszą $P_k = 43,4$ kN.

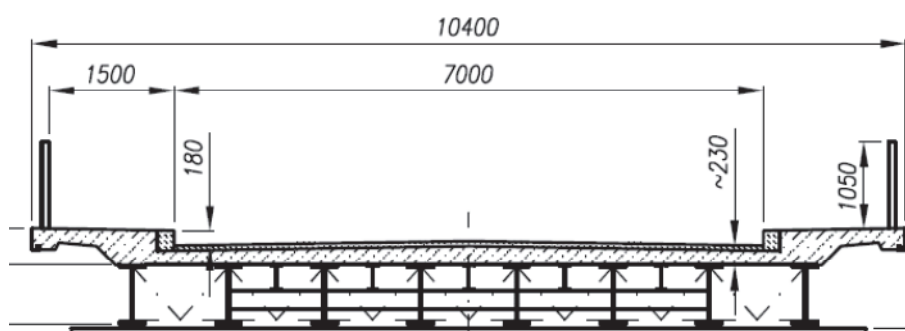
2. PIERWOTNA KONSTRUKCJA MOSTU

Omawiany w pracy obiekt znajduje się w ciągu ogólnie dostępnej ulicy miejskiej w Płocku. Ruch samochodowy na obiekcie jest słabo nasilony. Przez most wiedzie jedna z dróg do dużego zakładu produkcyjnego, do którego od czasu do czasu transportowane są elementy instalacji przemysłowych. Elementy te są dostarczane transportem kombinowanym, tj. drogą wodną (Wisła) oraz drogą lądową, od brzegu rzeki do miejsca docelowego, przez omawiany w pracy most.

Most o przekroju poprzecznym podanym na rys. 2 w stanie pierwotnym charakteryzował się następującymi parametrami technicznymi: przybliżona długość przęsła stalowego $L_o = 17,20$ m, rozpiętość teoretyczna przęsła $L = 16,80$ m, szerokość całkowita pomostu $B = 10,40$ m, szerokość użytkowa jezdni $B_j = 7,00$ m, szerokość użytkowa obustronnych chodników $B_{ch} = 2 \times 1,5$ m.

Konstrukcję przęsła mostu tworzy 8 belek stalowych HEB 700 o rozstawie $b = 1,15$ m. Belki są ze sobą stężone typowymi, lekkimi poprzecznicami kratowymi z kątowników. Pomost stanowi płyta żelbetowa o grubości około $t = 17$ cm, pogrubiona w rejonie chodników do około $t_{ch} = 40$ cm. Brak wyodrębnionych osobnych kap chodnikowych.

W stanie pierwotnym (projektowym) przęsło spoczywa na łożyskach dwóch masywnych przyczółków. Korpusy przyczółków są posadowione na prefabrykowanych drobnowymiarowych palach wbijanych.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny przęsła mostu

3. EFEKTY OBCIĄŻEŃ RUCHOMYCH

W związku z rozbudową pobliskiego zakładu przemysłowego wystąpiła konieczność dostarczenia drogą wodą turbiny gazowej o masie około $Q_t = 478$ ton. Turbina została przetransportowana drogą wodną do miejsca wyładunku na brzegu rzeki Wisły. Następnie do przewozu tego elementu drogą lądową zastosowano samojezdne (z własnym napędem) podwozie zestawione z dwóch pojazdów o 18 osiach i 144 kołach. Całkowita masa zespołu wraz z ładunkiem wynosiła około $Q = 637$ ton, a długość około $L_q = 29,6$ m i szerokości około $B_o = 5,6$ m. Nacisk na oś wynosił w tym pojeździe $P = 347$ kN a na koło $P_k = 43,4$ kN. Jednym z kluczowych elementów powodzenia akcji logistycznej była możliwość przejazdu przez opisany wyżej most.

Istotną kwestią jest ocena możliwości projektowania konstrukcji mostów średnich rozpiętości, jak w niniejszej pracy, przystosowanych do przenoszenia obciążeń podanych na rys. 1. W pracy [3] rozpatrywano możliwość przejazdu takiego pojazdu po moście o konstrukcji podwieszanej przez Wisłę w Płocku. W wyniku analiz wykazano, że ta konstrukcja, zaprojektowana na obciążenia klasy A [6] nie jest przystosowana do takiego przejazdu specjalnego, chociaż przenosi ona dwie kolumny (na obydwu jezdniach) pojazdów wojskowych Stagnag o masie $Q = 150$ ton.

Niżej rozpatrzono skuteczność dwóch grup obciążeń z porównaniem momentów zginających w środku rozpiętości dźwigarów głównych w analizowanym moście [3]. W ostatniej kolumnie tabl. 1 podano wartości porównawcze, które można traktować jako normowe [6] mnożniki obciążenia obliczone ze wzoru

$$\alpha_k = \frac{M}{M(PN, \alpha_k = 1)} \quad (1)$$

Tablica 1 Zestawienie wyników analizy porównawczej

Lp	Rodzaj obciążenia		M [kNm]	mnożnik	
1	normowe	PN [6] (klasa A)	565,9	1	
2		EN (Niemieckie)	677,2	1,20 (klasa A ⁺)	
3	pojazdy	2S [6]	Q = 30 ton	335,1	0,59 (klasa B)
4		2N2 [2]	Q = 45,3 ton	448,3	0,79 (klasa A)
5		Stanag [2]	Q = 150 ton	354,1	0,63 (klasa B)
6		Turbina [3]	Q = 637 ton	1075,3	1,90 (klasa 2A)

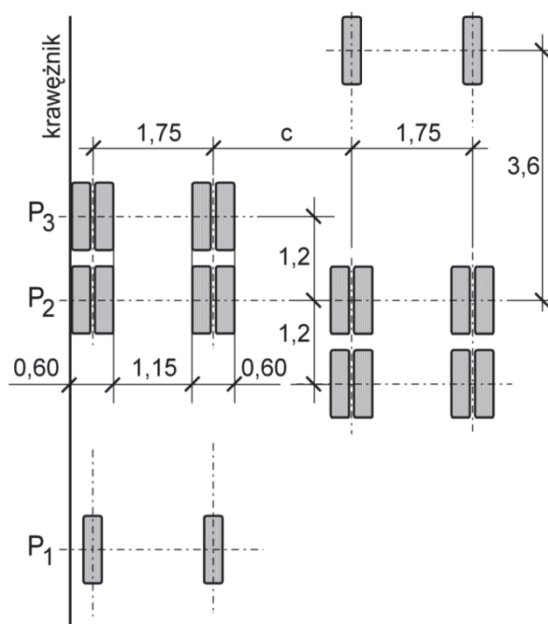
W obliczeniach przyjęto równomierny rozkład poprzeczny obciążenia na osiem dźwigarów. W poz. 1 przyjęto normowe obciążenie jezdni klasy A [6]. W przypadku PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1 (EN) założono współczynniki dostosowawcze stosowane w Niemczech (w Polsce trwają prace nad ich kalibracją). Wartości momentów obliczone dla EN skorygowano do PN w postaci współczynnika obciążeń $1,35/1,50 = 0,9$. W obciążeniach z poz. 1, 3, 4 tabl. 1 uwzględniono normowy współczynnik dynamiczny [6] o wartości

$$\varphi = \frac{270-L}{200} = 1,2675 \quad (2)$$

W schematach 3 i 4 przyjęto dwa samochody mijające się na moście, jak na rys. 3. Jako S oznaczono samochód normowy [6] o naciskach na osie $P_3 = P_2 = 120$ kN i $P_1 = 60$ kN z rozstawem osi $a_{23} = 1,2$ m i $a_{12} = 3,6$ m, jak na rys. 3. W przypadku czteroosiowego samochodu N2 [2] charakterystyki obciążenia są następujące: $P_4 = P_3 = 122,8$ kN oraz $P_2 = P_1 = 99,4$ kN z rozstawem osi $a_{34} = 1,35$ m, $a_{32} = 2,4$ m i $a_{12} = 1,95$ m.

Z porównania wartości mnożników zestawionych w ostatniej kolumnie tabl. 1 widoczne jest, że pojazd specjalny wyraźnie przekracza możliwości projektowe przewidywane zarówno w PN jak i EN. Największe obciążenia eksploatacyjne dwóch samochodów o masie łącznej 60 ton (2S), jak na rys. 3 i 83 tony (2N2) są czterokrotnie korzystniejsze niż obciążenie nienormatywne analizowane w niniejszej pracy. Zatem mosty współcześnie eksploatowane jak również projektowane w przyszłości nie są (i nie będą) przystosowane do przenoszenia

takich obciążeń. Tak jak w niniejszej pracy muszą być realizowane wzmocnienia [5] a nawet przebudowy konstrukcji.



Rys. 3. Położenie dwóch samochodów normowych 2S [6] mijających się na moście

4. PRZEBUDOWA KONSTRUKCJI MOSTU

Z uwagi na sporadyczne przejazdy pojazdów specjalnych o dużej masie konieczna była przebudowa analizowanego mostu. Po przebudowie [1] most charakteryzuje się następującymi parametrami technicznymi: rozpiętość teoretyczna przęsła środkowego $L_2 = 13,1$ m, oraz krótkich przęseł skrajnych o rozpiętościach $L_1 = 1,4$ m i $L_3 = 2,3$ m. Pomiędzy dźwigarami głównymi, równoległe do nich występują dodatkowe stalowe podłużnice, jak na rys. 4. Ich zadaniem jest wzmocnianie pomostu w związku z dużą liczbą kół pojazdów nienormalatywnych przejeżdżających przez obiekt.

Ogólny wygląd konstrukcji mostu po wykonaniu jego przebudowy przedstawiono na rysunkach 4 i 5. Pomiędzy przyczółkami występuje rozpora wykonana z dwóch rur stalowych, której celem jest przyjęcie obciążeń poziomych. Schemat ramowej podpory pośredniej podano na rys. 6.



Rys. 4. Widok spodu przęsła



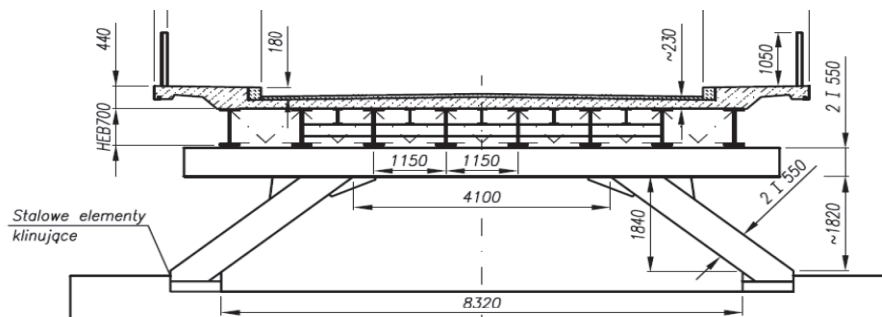
Rys. 5. Most w widoku od strony dolnej wody

W konstrukcji mostu zaprojektowano następujące zmiany [1]:

- pomost pod jezdnią wzmocniono dodatkowymi podłużnicami, jak na rys. 4,
- pomiędzy przyczółkami wybudowano dodatkowe dwie podpory pośrednie, jak na rys. 6 na odrębnych fundamentach palowych,
- przyczółki zostały wzajemnie rozparte stalowymi rurami, jak na rys. 5.

Zatem pod obciążeniem specjalnym przęsło spoczywa na przyczółkach oraz na dodatkowych podporach pośrednich, stalowych, o schemacie ramowym. Na podporach pośrednich są specjalne, drobnowymiarowe łożyska styczne z pakietów blach i płaskowników. Podczas obciążeń eksploatacyjnych (o małym ciężarze) przęsło nie ma kontaktu z dodatkowymi podporami, gdyż nad nimi wystę-

puje luz około 2 mm. Wobec tego dodatkowe podparcie jest skuteczne dopiero przy znacznych obciążeniach użytkowych.



Rys. 6. Przekrój poprzeczny mostu z konstrukcją podpory pośredniej



Rys. 7. Widok podparcia pośredniego z podkładkami

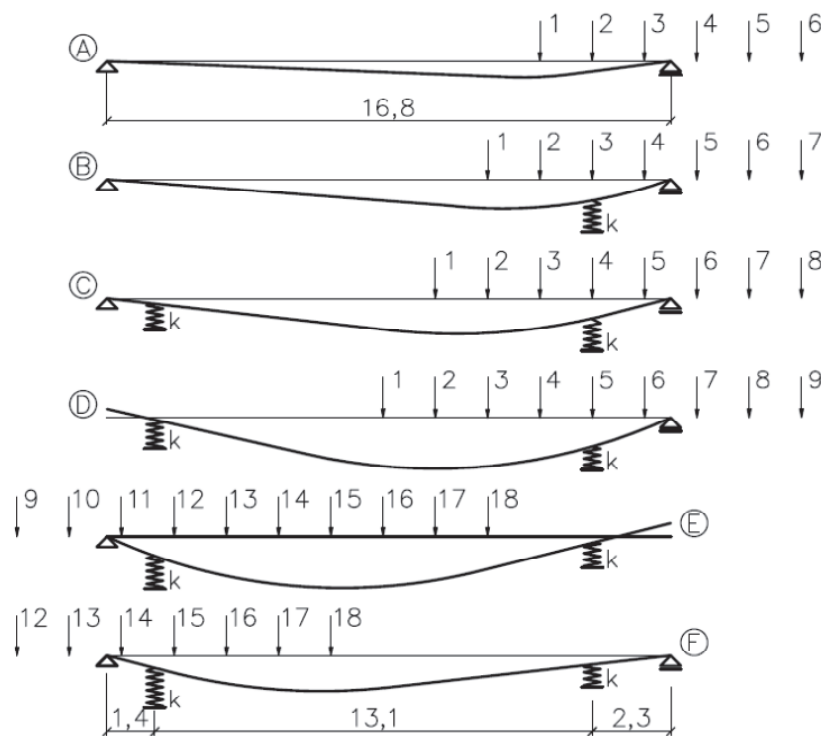
Podpory pośrednie zostały wykonane z kształtowników stalowych tworzących schemat ramowy, jak na rys. 6. Pale podpór pośrednich usytuowano poza obrysem przęsła. Pomiędzy przyczółkami występuje rozpóra wykonana z dwóch rur stalowych, której celem jest przyjęcie sił poziomych, pochodzących od obciążeń naziomu za przyczółkiem. Z uwagi na złożony schemat pracy konstrukcji mostu przed każdym przejazdem nienormalatywnym jest niezbędna ocena stanu technicznego (przeгляд szczegółowy [8]) z analizą statyczno-wytrzymałościową elementów obiektu.

5. MODELE KONSTRUKCJI PRZĘŚLA MOSTU

5.1. Obciążenia eksploatacyjne

Konstrukcję mostu w stanie początkowym, przed wykonaniem wzmocnienia można kwalifikować jako układ płytowo-belkowy, w rzucie prostokątny o schemacie dźwigarów głównych w postaci belki swobodnie podpartej o rozpiętości $L = 16,8$ m. Taki model przęsła jest właściwy w przypadku obciążeń eksploatacyjnych o małej intensywności np. samochodów osobowych. W wyniku przebudowy utworzono konstrukcję o schemacie statycznym belki trzyprzęsłowej o rozpiętościach: $L_1 = 1,4$ m, $L_2 = 13,1$ m, $L_3 = 2,3$ m, jak na rys. 8. W przypadku większych obciążeń np. grupą samochodów ciężarowych położonych w części środkowej (jak na rys. 3) właściwym modelem przęsła jest schemat statyczny w postaci belki o rozpiętości L_2 ze wspornikami o długościach L_1 oraz L_3 .

5.2. Przejazd obciążenia nienormalywnego



Rys. 8. Zmiany schematu statycznego dźwigara głównego podczas przejazdu

W przypadku większych obciążeń np. podczas przejazdu nienormalywnego, właściwym modelem przęsła jest schemat z więziami jednostronnymi, czyli

układ o zmiennym schemacie statycznym przedstawiony na rys. 8. W pierwszej fazie obciążenia (A) występuje schemat dźwigara głównego jako belki swobodnie podparte. W kolejnych fazach (B i C) aktywne stają się dodatkowe podparcie na, traktowanych jako podatne ramowych. Kolejne położenia pojazdu realizowane jest w schematach przejściowych (D i E) - występuje brak kontaktu przęsła z podporami stałymi na jednym przyczółku. Chronologicznie po pełnym schemacie (F) następuje odwrócony schemat (B) a następnie (A).

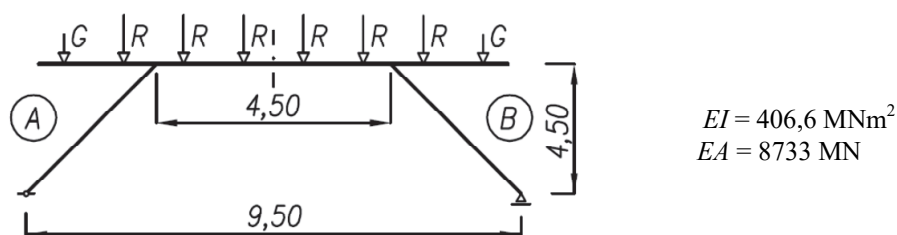
W przypadku dodatkowych stalowych podpór powodujących zwiększenie nośności użytkowej obiektu modelowane są one jako podatne podpory pośrednie w schemacie przedstawionym na rysunku 8 w belce trzyprzęsłowej. Podatność jest efektem występowania stalowej konstrukcji podpory, a przede wszystkim sposób podparcia ramy na fundamencie.

Na rys. 9 przedstawiono dwa schematy statyczne podparcia podpory ramowej. Rama typu **A** (po lewej stronie rysunku 9) jest układem statycznie niewyznaczalnym z (obustronnym) podparciem przegubowym nieprzesuwalnym na fundamencie. W przypadku ramy typu **B** (po prawej stronie rysunku 9) występuje możliwość przemieszczeń poziomych na jej podparciu po jednej stronie. Schematy podpór **A** lub **B** mają duży wpływ na sztywność podparcia k obliczoną na podstawie schematu podanego na rys. 9. W analizowanym przypadku wynika ona ze skuteczności klinowania, (por. rys. 6). W przypadku schematu A sztywność podparcia k , jak na rys. 8 wynosi

$$k = \frac{P}{w} = \frac{4 \cdot 514,8}{3,97} = 518,4 \text{ kN / mm} \quad (3)$$

W sytuacji gdy klinowanie podparcia jest nieskuteczne występuje schemat **B**, wówczas sztywność podparcia k , redukuje się do wartości

$$k = \frac{P}{w} = \frac{6 \cdot 514,8}{120,7} = 25,6 \text{ kN / mm} \quad (4)$$



Rys. 9. Schemat statyczny i reakcje z przęsła na podpory pośrednie

Z porównania wartości k podanych wyżej wynika, że jedynie schemat podparcia **A** jest skutecznym rozwiązaniem. W przypadku wystąpienia schematu

podparcia typu **B** sztywność k jest za mała, aby spełniać wymogi koncepcji wzmocnienia konstrukcji mostu.

5.3. Ocena bezpieczeństwa przejazdu

W obliczeniach przyjęto brak zespolenia belki HEB 700 z betonem płyty pomostowej. Wobec tego, przy pełnym obciążeniu przęsła otrzymano maksymalne ugięcie $w = 30,7$ mm. Wskaźnik ugięcia wynosi

$$\omega = \frac{w}{L_2} = \frac{30,68}{13100} = \frac{1}{427} \quad . \quad (5)$$

W obliczeniach ugięcia we wzorze (5) uwzględniono obciążenia zmienne w przęśle środkowym i stałe na wspornikach gdyż w schemacie (E) podanym na rys. 8 przestaje być skuteczne podparcie na przyczółku.

Wartość momentu zginającego w przekroju $x = 6,0$ m od podpory dodatkowej od strony przęsła L_1 , przy przyjęciu schematu statycznego belki swobodnie podpartej ze wspornikami wynosi $M = 1146$ kNm. Naprężenie normalne w belce stalowej HEB 700 w przypadku braku zespolenia wynosi

$$\sigma = \frac{1,1462}{0,00734} = 156,2 \text{ MPa} \quad . \quad (6)$$

5. PODSUMOWANIE

Analizowany przypadek może być kolejnym głosem w dyskusji o nośności użytkowej mostów, określanej jako masa pojazdów dopuszczonych do bezpiecznego przejazdu przez most. Przypadek rozpatrywany w pracy jest jaskrawym przykładem rozbieżności pomiędzy normową nośnością użytkową mostu a jego możliwościami rzeczywistymi. Wskazują na to ciężary pojazdów oraz mnożniki zestawione w tabl. 1. Zatem obecne rozumienie nośności użytkowej mostów i jej ustalanie ma wyłącznie znaczenie administracyjne.

Analizowany w pracy przykład przebudowy mostu w celu uzyskania nośności dostosowanej do przeprowadzenia transportu specjalnego jest złożony. W fazie eksploatacyjnej analizowana konstrukcja pracuje według zasad przewidzianych w projekcie (pierwotnym). Dopiero podczas przejazdu pojazdu o wyjątkowo dużym ciężarze zaczynają być użyteczne dodatkowe podpory pośrednie. Schemat konstrukcji staje się zmienny w zależności od położenia pojazdu, a także w zależności od przygotowania obiektu do przejazdu nienormatywnego (obecność stalowych elementów blokujących przemieszczenia). Taka sytuacja wymaga szczegółowego przeglądu obiektu przed wjazdem pojazdu [8]. Rozważyć należy także stopień wykorzystania nośności konstrukcji oraz przemieszczenia, (skutkujące nawet jej potencjalnym miejscowym uszkodzeniem – ale bez

istotnego zagrożenia bezpieczeństwa przejazdu). W takich sytuacjach zarządca mostu oraz przedsiębiorstwo transportowe powinny wcześniej być ostrzeżeni o ewentualnej konieczności naprawy mostu po akcji przewozowej.

LITERATURA

1. Hotłoś. Z., *Most przez rzekę Brzeźnicę w ciągu ul. Kazimierza Wielkiego w Płocku, Projekt wzmocnienia mostu - Obliczenia dodatkowe na obciążenie wyjątkowe 516 ton*. Pracownia Projektowa Zbigniew Hotłoś, Płock 2007.
2. Machelski C., *Ruchome obciążenia obiektów mostowych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2015.
3. Machelski C., Hildebrand M., *Duże obciążenia dużego mostu*. Konf. WDM, Wrocław 29-30listopad 2016, 525–532, 2016.
4. Machelski C., Hildebrand M.: *Estimation of influences on a cable-stayed bridge on the basis of force changes in the stays recorded by Monitoring System*. Journal of Civil Structural Health Monitoring 5:1–9, 2015.
5. Machelski C., Onysyk J., Prabucki P.: *Wzmocnienie mostu zespolonego ze względu na przejazd nienormatywny*. VIII Sem. Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów. Poznań, 9-10.06.1998, 89–96, 1998.
5. Norma PN-85/S-10030 – *Obiekty mostowe. Obciążenia*.
6. Norma PN-82/S-10052 – *Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie*.
7. *Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich*, GDDKiA, Warszawa 2011.

RECONSTRUCTION OF THE BRIDGE DUE TO INCIDENTAL OVERSIZED HEAVY LOADS

Summary

Extremely heavy oversized transport is considered in the paper. Such oversized loads appear incidentally along the road network. Approval for such transports is difficult to gain due to the restrictions of load capacity of bridges. The results of the analyses involved in the paper as well as results accessible in the references show that old bridges and new ones as well are not ready to bear such oversized loads. The reinforcements or reconstructions of structural elements are indispensable as presented in the paper. The case studied in the paper is a specific one because static system of the bridge is changeable. During ordinary service the span is supported by both abutments only, but when extraordinary transport goes through the bridge it is supported also by two additional intermediate piers. The final remark refers to the administrative misunderstanding of the load capacity of the bridge which is based on the total weight of a vehicle allowed to pass the bridge. Such definition of the load capacity is far imprecise.

