



CZESŁAW MACHELSKI¹⁾
ROBERT TOCZKIEWICZ²⁾

OCENA PODATNOŚCI ZESPOLENIA NA PODSTAWIE WYNIKÓW BADANIA MOSTU DROGOWEGO POD OBCIĄŻENIEM SAMOCHODAMI

STRESZCZENIE. Skuteczność współdziałania belki stalowej z płytą betonową w dźwigarze zespolonym zależy w dużej mierze od rodzaju zastosowanych łączników. Stosowane obecnie powszechnie w mostowych konstrukcjach zespolonych łączniki sworzniowe skutkują podatnością współpracy belki stalowej z płytą betonową. W pracy przedstawiono wyniki badań autostradowego mostu zespolonego przez rzekę Wartę. Badany obiekt składa się z dwóch równoległych konstrukcji pięcioprzęsłowych. Każda z nich w przekroju poprzecznym utworzona jest z pięciu stalowych belek pełnościennych, zespolonych z płytą żelbetową przy użyciu łączników sworzniowych. Badania obiektu prowadzono pod obciążeniem stacjonarnym oraz zmieniającym położenie, czyli ruchomym. Ich celem była identyfikacja podatności zespolenia dźwigarów mostowych przy wykorzystaniu zaproponowanych, własnych wskaźników zespolenia, określanych na podstawie odkształceń jednostkowych zmierzonych na belkach stalowych. W interpretacji fizycznej wskaźniki te określają proporcje sił wewnętrznych w belce stalowej i zależą od charakterystyk geometrycznych przekroju poprzecznego dźwigara. W artykule przedstawiono wartości odkształceń oraz ugięć zarejestrowane w wybranych punktach pomiarowych konstrukcji. Wyniki badań, opisane z zastosowaniem przyjętych wskaźników, dają informacje o zakresach zmian podatności zespolenia w moście drogowym, powstałych pod obciążeniem samochodami.

¹⁾ dr hab. inż. – profesor w Zakładzie Dróg i Mostów Uniwersytetu Zielonogórskiego

²⁾ mgr inż. – Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej

1. WSKAŹNIKI PODATNOŚCI ZESPOLENIA

Klasykne badanie skuteczności połączenia stali i betonu w dźwigarze zespolonym, z zastosowaniem analizowanego typu łączników, realizowane jest na wycinku konstrukcji, w próbie czystego ścinania (*push-out test*). Pozwala ono na określenie sztywności połączenia [1, 2, 3], definiowanej jako stosunek siły T , działającej w styku połączenia, do wartości powstałego, wzajemnego przemieszczenia δ , jak we wzorze

$$c_z = \frac{T}{\delta} . \quad (1)$$

Im większy poślizg wywołuje dana siła, tym bardziej podatne jest połączenie. Wartość c_z zależy od wielu czynników geometrycznych i fizycznych [1, 2], mających charakter losowy. Ponieważ całkowitą sztywność zespolenia na długości odcinka dźwigara b zapewnia n łączników o charakterystyce c_z , wykorzystuje się zwykle wielkość

$$C_z = \frac{n \cdot c_z}{b} . \quad (2)$$

Na długości przeszła różnicuje się zazwyczaj liczbę łączników zespalających, dostosowując ją do obwiedni siły poprzecznej, a więc $C_z = C_z(x)$.

Wyniki badań wskazują na to, że C_z nie jest parametrem stałym. Jego wartość zależy od intensywności obciążenia oraz ulega redukcji wraz z liczbą jego cykli [1, 4, 5]. Dla zakresu obciążeń użytkowych, wywołujących wyężenie łączników nie przekraczające 60 - 80 % ich nośności charakterystycznej [6], wartość C_z można traktować jako stałą, niezależną od wielkości obciążenia.

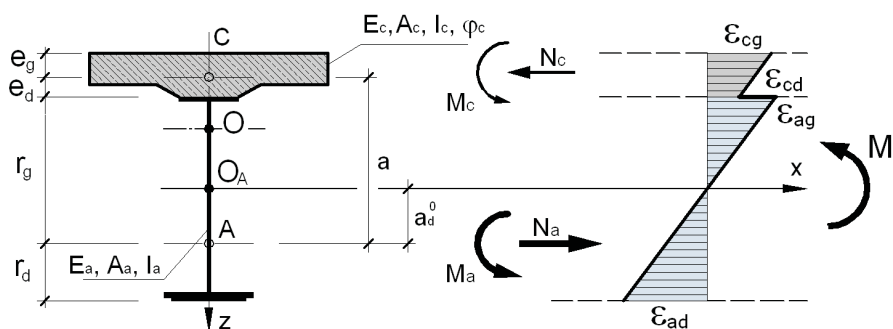
W badaniach in-situ mostowych konstrukcji zespolonych podatność zespolenia można określać na podstawie pomiaru odkształceń jednostkowych. Wówczas wskaźnik podatności połączenia [7] zdefiniowany na podstawie różnicy odkształceń w styku belki stalowej i płyty betonowej $\varepsilon_{ac} = \varepsilon_{ag} - \varepsilon_{cd}$, odniesionych do odkształceń ε_{ag} , jak na rys. 1, wyrażony jest we wzorze

$$\beta = \frac{\varepsilon_{ac}}{\varepsilon_{ag}} = \frac{\varepsilon_{ag} - \varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{ag}} . \quad (3)$$

Formalna łatwość obliczania β w praktyce obarczona jest znacznym błędem, spowodowanym małymi wartościami ε_{cd} (dla uzyskania wyraźnego kształtu wykresu przesunięto na rys. 1 oś obojętną z O do O_A).

Wskaźnik podatności zespolenia można zdefiniować również na podstawie składowych sił wewnętrznych w belce. Stosunek siły osiowej N_a oraz momentu zginającego M_a daje wskaźnik podatności zespolenia wyrażony jako [3]:

$$\mu = \frac{a \cdot N_a}{M_a} . \quad (4)$$



Rys.1. Oznaczenia charakterystyk geometrycznych, sił wewnętrznych i odkształceń w przekroju poprzecznym dźwigara
 Fig.1. Denotations of geometrical characteristics, strains and internal forces in a cross-section of a composite girder

Zasady rozkładu momentu zginającego M , w przekroju poprzecznym dźwigara, na siły odniesione do jego elementów składowych (M_a , N_a , M_c , N_c) przedstawiono w [1, 3, 8].

Związek pomiędzy wskaźnikami β oraz μ , wyprowadzony w [3], jest postaci:

$$\mu = \frac{a \cdot a_d \cdot A_a}{I_a} \cdot \frac{a - \beta \cdot r_g}{a - \beta \cdot a_d} \quad (5)$$

Oznaczenia charakterystyk fizycznych i geometrycznych oraz wymiarów elementów odniesionych do ich środków ciężkości przedstawiono na rys. 1. W (5) parametry geometryczne przekroju poprzecznego oblicza się ze wzoru [3]:

$$a_d = \frac{A_{c\varphi}}{A_a + A_{c\varphi}} a \quad (6)$$

gdzie

$$A_{c\varphi} = \frac{A_c}{1 + \rho\varphi_c} \frac{E_c}{E_a} \quad (7)$$

natomiast φ_c jest współczynnikiem pełzania, skorygowanym o współczynnik H . Trosta [1], przyjmowany zwykle jako $\rho = 0,80$. Gdy obciążenie jest doraźne (krótkotrwałe), wówczas $\varphi_c = 0$.

Z (5) można również otrzymać zależność odwrotną β od μ , ujętą we wzorze

$$\beta = \frac{a}{a_d} \cdot \frac{a \cdot a_d \cdot A_a - \mu \cdot I_a}{a \cdot r_g \cdot A_a - \mu \cdot I_a} \quad (8)$$

Można więc uważać, że obydwa wskaźniki podatności zespolenia są wzajemnie powiązane zależnościami geometrycznymi przekroju poprzecznego elementów składowych dźwigara.

Interesujące są charakterystyczne wartości jakie przyjmują obydwa wskaźniki. W przypadku, gdy brak jest zespolenia ($\mu = 0$), otrzymuje się

$$\beta_0 = \frac{a}{r_g} . \quad (9)$$

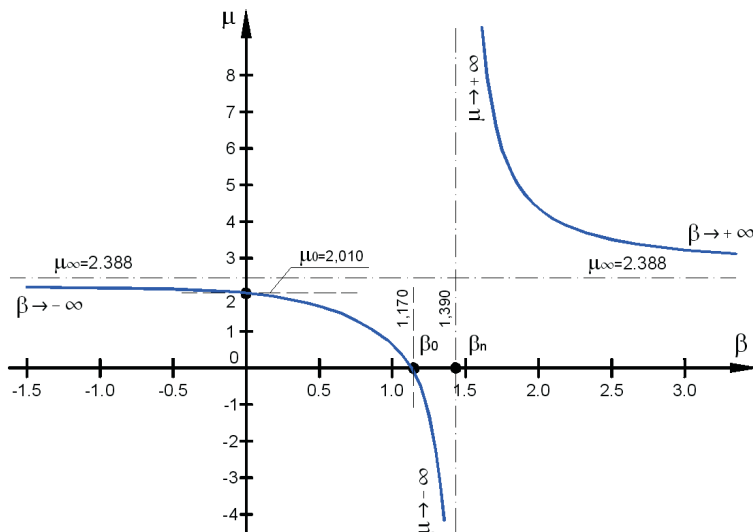
W sytuacji odwrotnej, przy pełnej zgodności odkształceń w styku, czyli dla zespolenia pełnego ($\beta = 0$), uzyskuje się z (5)

$$\mu_0 = \frac{a \cdot a_d \cdot A_a}{I_a} . \quad (10)$$

Z postaci funkcji $\mu(\beta)$, podanej w (5), wynika, że gdy $\beta = \beta_n = a / a_d$ występuje punkt osobliwy tej zależności z uwagi na czynnik $(a - \beta_n a_d)$. W granicy prawostronnej $\mu \rightarrow -\infty$, natomiast w granicy lewostronnej $\mu \rightarrow +\infty$. Kiedy $\beta \rightarrow \pm\infty$, otrzymuje się z (5) wartość

$$\mu_\infty = \frac{a \cdot r_g \cdot A_a}{I_a} . \quad (11)$$

Na rys. 2 sporządzono wykres zależności $\mu(\beta)$ dla charakterystyk geometrycznych podanych w tabl. 1, a więc dla dźwigarów pośrednich (B, C i D) analizowanego mostu i przekrojów poprzecznych w środku rozpiętości przęsła.



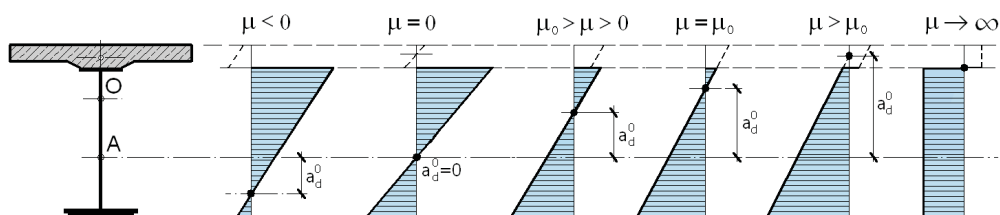
Rys.2. Wykres funkcji $\mu(\beta)$ dla analizowanego przekroju dźwigara mostu

Fig.2. Diagram of the function $\mu(\beta)$ for the analyzed cross-section of girder of the bridge

Tablica 1. Parametry geometryczne przekroju poprzecznego dźwigarów wewnętrznych
 Table 1. Geometrical parameters of the cross-section of interior girders

Element	A_c, A_a [m ²]	I_c, I_a [m ⁴]	e_g, r_g [m]	e_d, r_d [m]	E_c, E_a [MPa]
plyta pomostowa	1,054	0,0072	0,138	0,182	36 400
belka stalowa	0,0727	0,0403	1,064	0,756	206 000

Na rys. 3 przedstawiono wykresy odkształceń jednostkowych w przekroju poprzecznym dźwigara, dla charakterystycznych punktów i odcinków funkcji μ . W przypadku braku zespolenia ($\mu=0$), położenie osi obojętnej pokrywa się z osią bezwładności belki, czyli $a_d^0 = 0$, a dla zespolenia pełnego ($\mu = \mu_0$) otrzymuje się $a_d^0 = a_d$. Rozwiązania uzyskiwane dla $\beta > \beta_n$ z punktu widzenia fizycznego wydają się w praktyce nieprzydatne.



Rys.3. Wykresy odkształceń w osi symetrii przekroju dźwigara, w funkcji wskaźnika μ
 Fig.3. Diagrams of strains in a cross-section of a girder, in dependence of the coefficient μ

W przypadku podatnego zespolenia zmienia się położenie osi obojętnej a_d^0 , jak na rys. 3. Wartość a_d^0 może być również podstawą do określenia wskaźnika μ zgodnie z zależnością [5]:

$$\mu = \frac{a \cdot a_d^0 A_a}{I_a} . \quad (12)$$

Wartość μ obliczona ze wzoru (12) przyjmuje więc dodatkową interpretację, w odniesieniu do podanej we wzorze (5), jako wskaźnik związany z ukształtowaniem przekroju poprzecznego dźwigara, tak jak wskaźnik β określony we wzorze (3). Związki pomiędzy β i μ , podane w (5) i (8) wynikają więc w sposób naturalny z geometrii dźwigara.

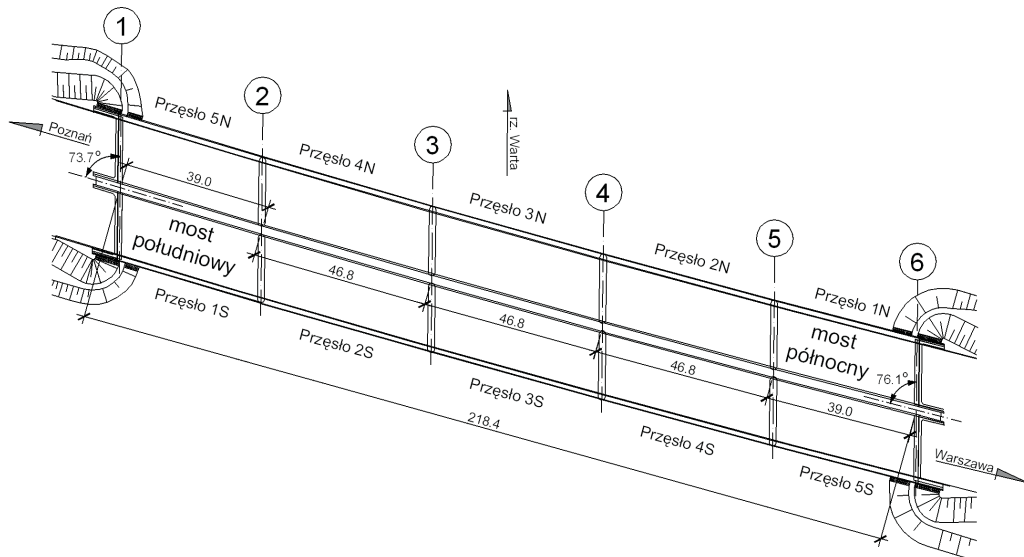
2. CHARAKTERYSTYKA BADAŃ KONSTRUKCJI

2.1. KONSTRUKCJA MOSTU

Wyniki badania dotyczą drogowego mostu MA 173 przez rzekę Wartę, w ciągu autostrady A2 (rys. 4). Stanowią go dwa niezależne obiekty o bliźniaczej konstrukcji: most w ciągu jezdni południowej (kierunek Warszawa) oraz północnej (kierunek Poznań), oznaczone w pracy odpowiednio jako *S* oraz *N*, jak na rys. 5.



Rys.4. Widok ogólny mostu przez rzekę Wartę w ciągu autostrady A2
Fig.4. General view of the bridge over the Warta river, Motorway A2



Rys.5. Oznaczenia przęseł i podpór obiektu
Fig.5. Denotations of spans and supports of the structure

Przekrój poprzeczny każdego mostu stanowi pięć pełnościennych belek wykonanych ze stali S355J2G3 (dawnej 18G2A), o wysokości średnika 1,72 m i rozstawie osiowym 3,70 m, współpracujących z żelbetową płytą pomostową o grubości 0,28 m, wykonaną z betonu dawnej klasy B40. Dźwigary stężono pełnościennymi poprzecznkami przeszłowymi i podporowymi o wysokościach wynoszących odpowiednio 0,80 m oraz 1,60 m. Ich rozstaw jest stały i wynosi 7,80 m. Współdziałanie płyty pomostowej z dźwigarami stalowymi zapewniają łączniki sworzniowe o długości $l = 120$ mm, średnicy $d = 22$ mm i zmiennym rozstawie na długości przęsła.

Podstawowe parametry techniczne każdej z konstrukcji są następujące:

- rozpiętości przęsła belki ciągłej pięcioprzęsłowej wynoszące:
 $39,00 + 46,80 + 46,80 + 46,80 + 39,00 = 218,40$ m;
- zmienny ukoś konstrukcji w zakresie $\alpha = 73,7^\circ \div 76,1^\circ$
 (obiekt w łuku poziomym o promieniu $R = 5\ 000$ m);
- całkowita szerokość mostu 17,65 m;
- przekrój użytkowy mostu: jezdnia o szerokości 14,30 m
 $(3,50 + 2 \cdot 3,75 + 3,30)$ oraz jednostronny chodnik o szerokości 0,90 m.

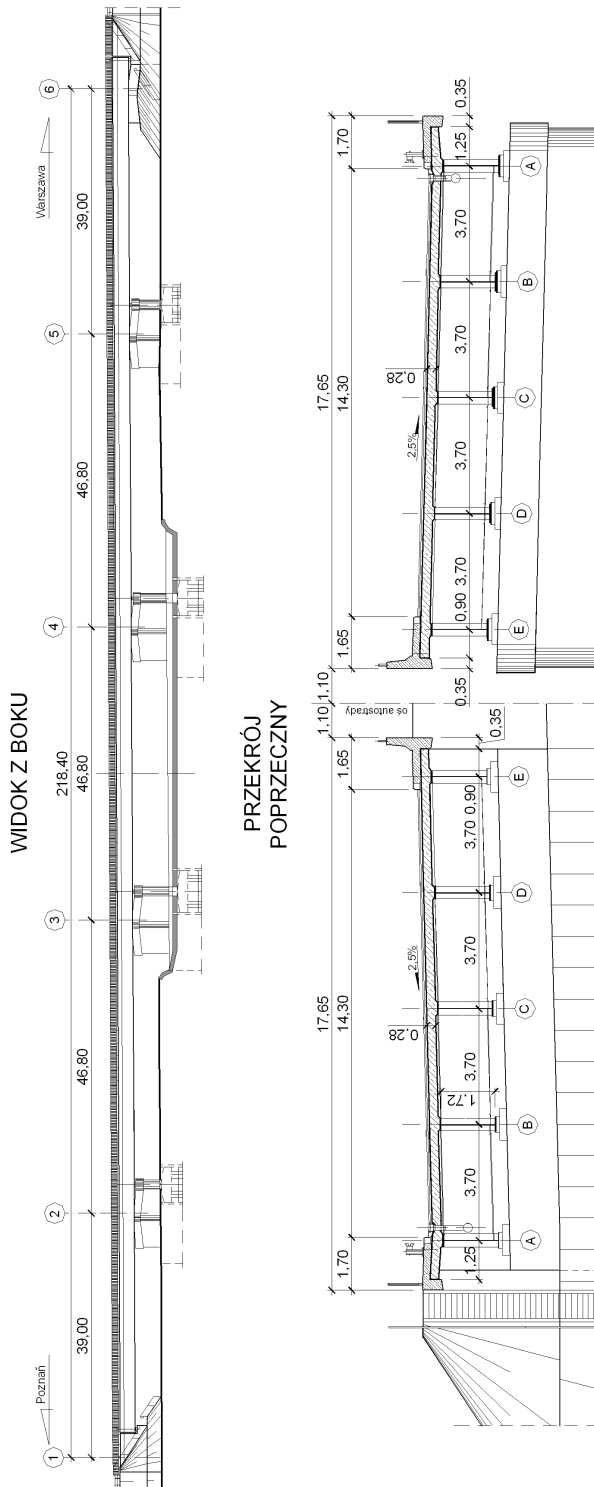
Ukształtowanie obiektu w przekroju poprzecznym i widok z boku przedstawiono na rys. 6.

2.2. BADANIA OBIEKTU

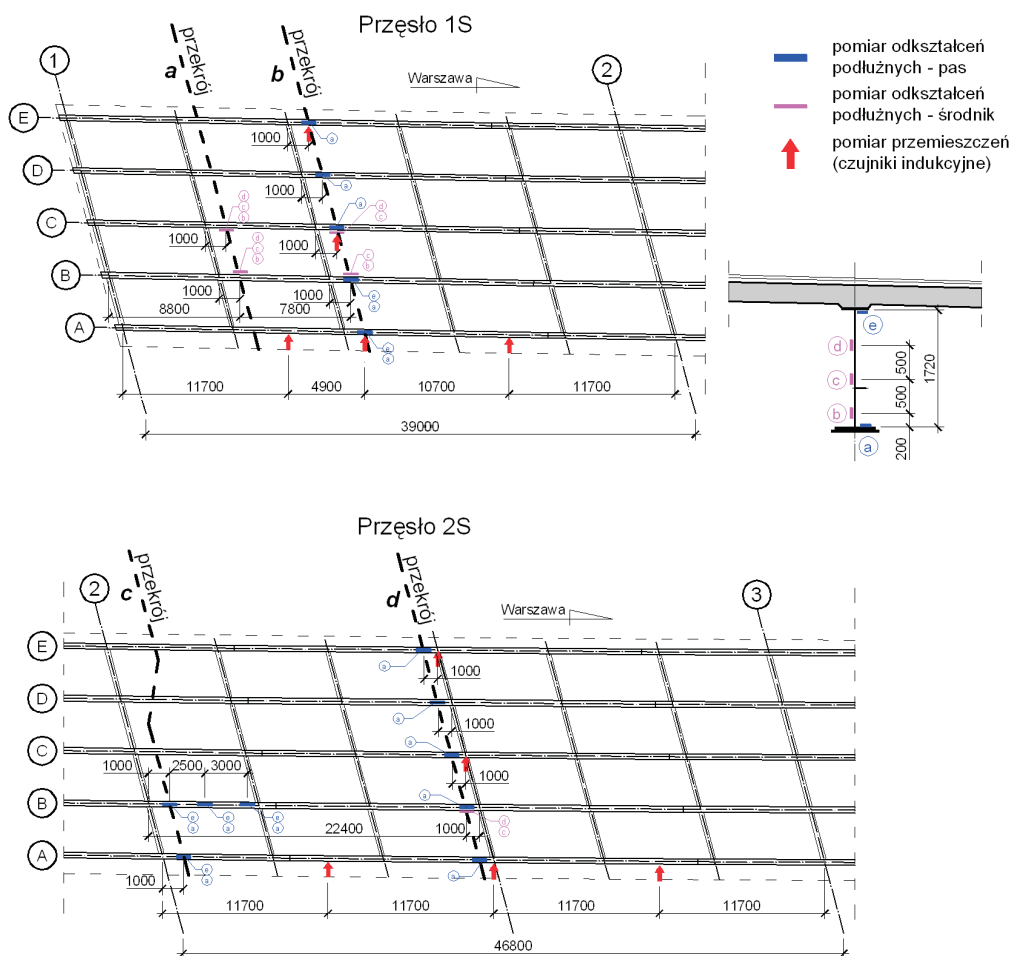
Baza pomiarowa

Celem badań mostu było sprawdzenie efektywności współpracy belek stalowych z płytą pomostową w dźwigarach zespolonych, ocena rzeczywistej sztywności połączenia tych elementów, jako decydujących o nośności użytkowej konstrukcji. Badania zostały przeprowadzone pod samochodowym obciążeniem statycznym. W trakcie pomiarów średnia temperatura powietrza wynosiła $12\ ^\circ\text{C}$ (most południowy) i $30\ ^\circ\text{C}$ (most północny). Zakres zmian temperatury w obydwu badaniach był podobny i wynosił $\Delta t = \pm 3\ ^\circ\text{C}$.

Na rys. 7 i rys. 8 podano rozmieszczenie i oznaczenia punktów bazy pomiarowej utworzonej w przęsłach odpowiednio: mostu południowego (*S*) i północnego (*N*). Do określenia pionowych przemieszczeń przęsła wykorzystano czujniki indukcyjne o bazie pomiarowej 100 mm. Wartości odkształceń w kierunku podłużnym dźwigarów mierzono w wybranych przekrojach dźwigarów głównych, w przęsłach *1N* i *2N* oraz *1S* i *2S* (przęsła skrajne i pośrednie – jak na rys. 5). W badaniach użyto tensometrów foliowych typu TFs-5 (naklejanych na belki stalowe) oraz tensometrów papierowych typu RL 300/50 naklejanych na dolną płaszczyznę płyty pomostowej (tylko w moście północnym). Wszystkie wyniki rejestrowano korzystając z zestawu do automatycznego przetwarzania i rejestracji pomiarów UPM 60 firmy Hottinger.



Rys.6. Widok z boku i przekroje poprzeczne przęsa analizowanego mostu
 Fig.6. View of the elevation and cross-sections of spans of the analyzed bridge



Rys.7. Baza pomiarowa w moście południowym S
 Fig.7. Location of instrumentation in the southern bridge S

Obciążenie stacjonarne

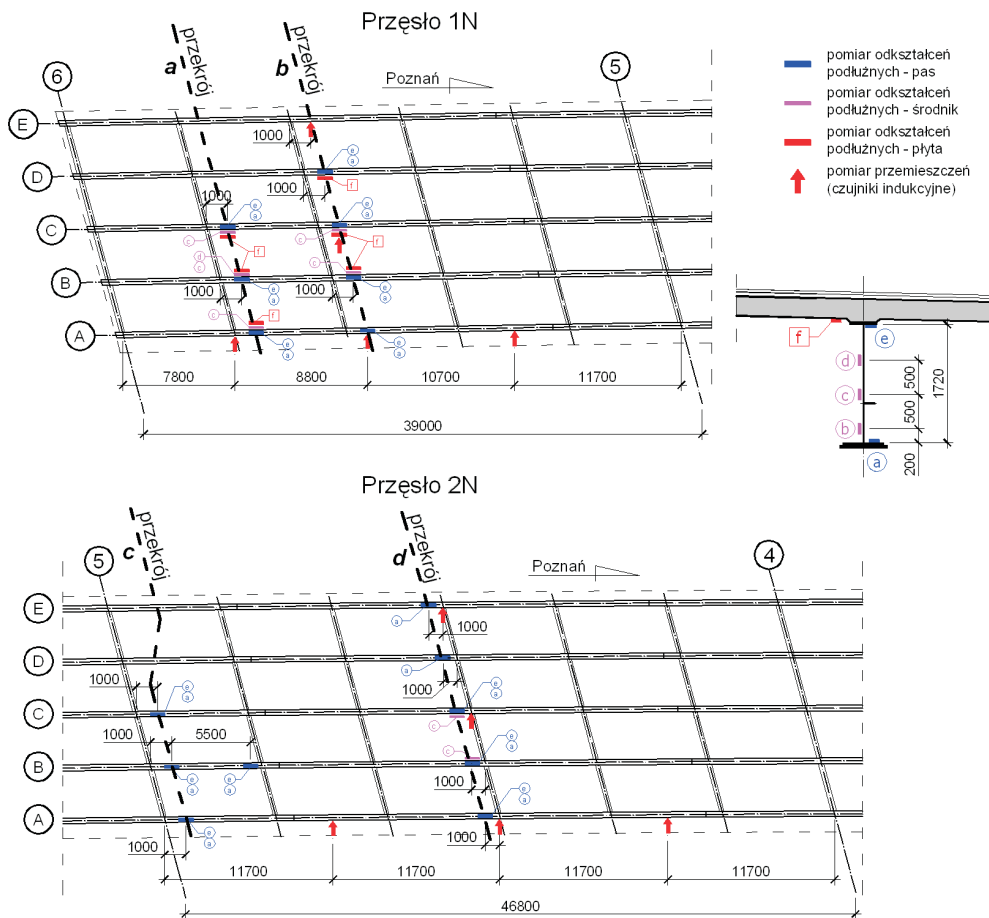
Do badań użyto czterosiowe samochody ciężarowe marki VOLVO FM 12. Uśrednione ciężary pojazdów dla badań obydwu mostów były bardzo zbliżone i wyniosły: ciężar całkowity 409 kN, nacisk osi tylnych 257 kN. Zrealizowano cztery (identyczne dla obu obiektów) schematy obciążeń, utworzone z 8 lub 12 samochodów, oznaczone jako:

- S-I, gdy ustawiono 6 samochodów na przęśle 1 i 6 samochodów na przęśle 3 (rys. 9);
- S-II, gdy ustawiono 6 samochodów na przęśle 2 i 6 samochodów na przęśle 4 (rys. 9);
- S-III, gdy ustawiono 4 samochody na przęśle 1 i 4 samochody na przęśle 2;
- S-IV, gdy ustawiono 4 samochody na przęśle 2 i 4 samochody na przęśle 3.

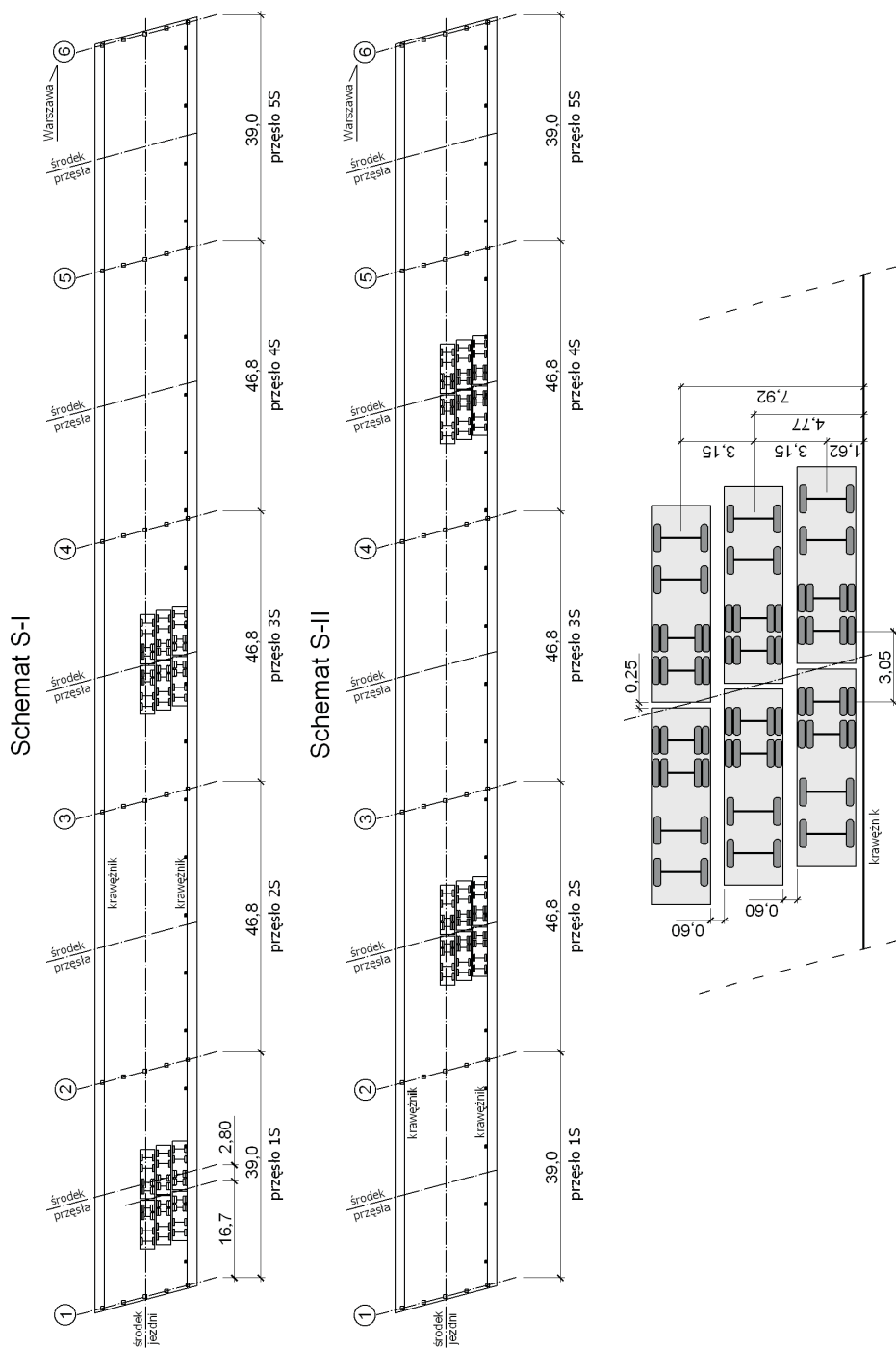
Na rys. 9 przedstawiono dwa wybrane schematy ustawienia samochodów (na obiekcie południowym), a na rys. 10 obciążenie mostu północnego, według schematu S-IV, w trakcie badań.

Obciążenie ruchome

Pomiar pod obciążeniem ruchomym zrealizowano po badaniach mostu pod obciążeniem stacjonarnym, wykorzystując jeden z wcześniej użytych samochodów. Realizacja zmian położenia obciążenia polegała na przejeździe samochodu wzdłuż osi jezdni na przęśle skrajnym, w położeniu, w przekroju poprzecznym mostu, jak na rys. 11. Prędkość średnia przejazdu była na tyle niewielka (3 - 4 m/min), że można założyć, iż oddziaływania dynamiczne samochodu na konstrukcję nie miały praktycznego znaczenia.



Rys.8. Baza pomiarowa w moście północnym N
 Fig.8. Location of instrumentation in the northern bridge N

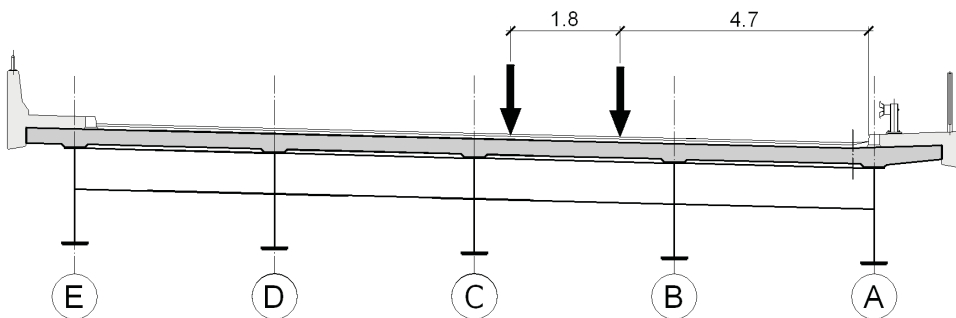


Rys.9. Schematy ustawienia samochodów S-I i S-II na moście południowym

Fig.9. Position of trucks during load cases S-I and S-II, southern bridge



Rys.10. Obciążenie samochodami mostu północnego w trakcie realizacji schematu S-IV
 Fig.10. Trucks located on the northern bridge during load case S-IV

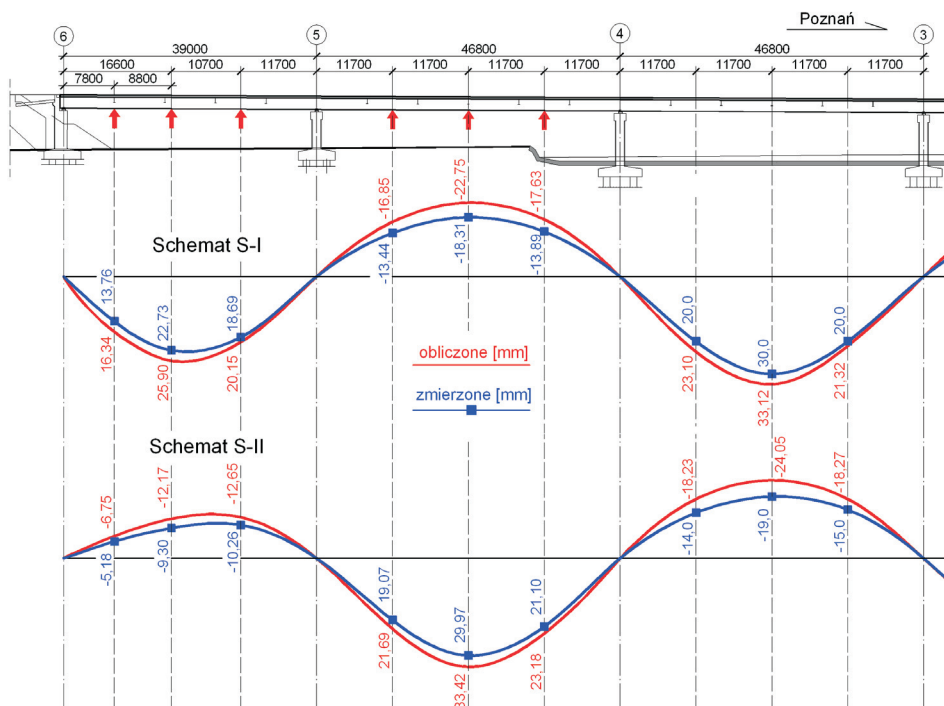


Rys.11. Położenie samochodu w przekroju poprzecznym mostu przy obciążeniu ruchomym
 Fig.11. Location of the truck on the bridge - movable load

3. WYNIKI BADAŃ

3.1. UGIĘCIA

Wartości ugięć zmierzonych oraz obliczonych dla dźwigara skrajnego *A* w przęsłach *1N*, *2N* i *3N*, od wybranych schematów obciążenia S-I i S-II, przedstawiono na rys. 12. Ugięcia obliczone uzyskano z modelu MES konstrukcji w postaci rusztu płaskiego wzmocnionego płytą, przy założeniu braku zarysowania płyty pomostowej. Takie założenie przyjęto, ponieważ podczas badań, jak i bezpośrednio po nich, nie zaobserwowano wystąpienia rys. Również otrzymane wykresy odkształceń w dźwigarach, w strefie przypodporowej, nie wskazują na zarysowanie betonu. Obliczenia wykonano dla dźwigarów bez uwzględnienia podatności zespolenia.

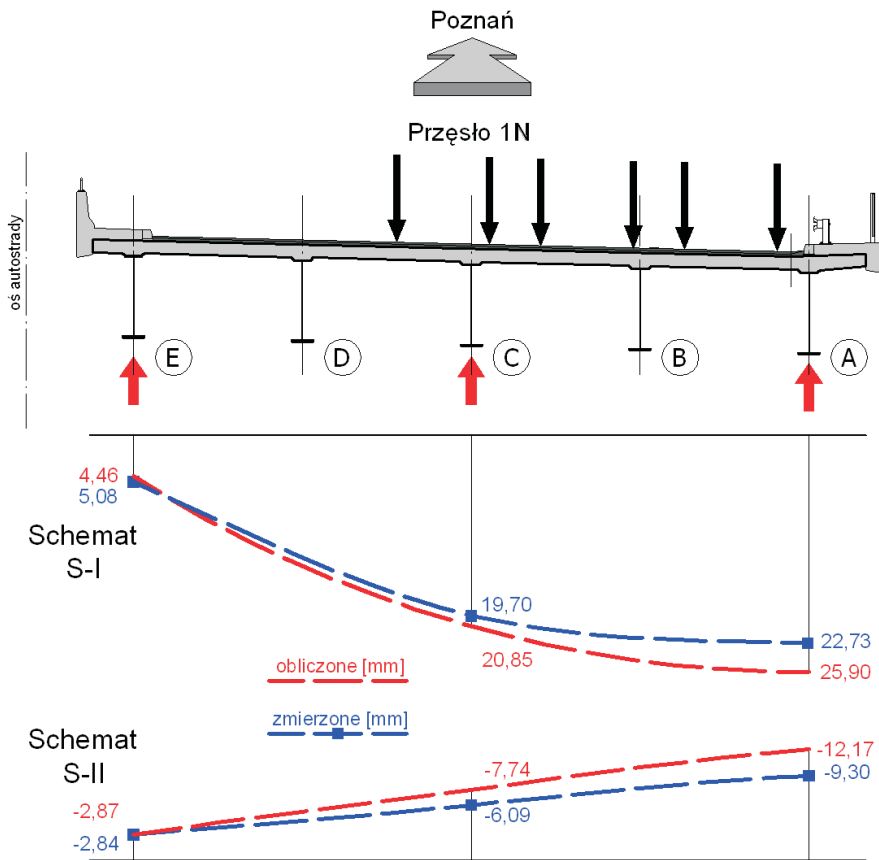


Rys.12. Linia ugięcia dźwigara skrajnego A, most północny, schematy S-I i S-II
 Fig.12. Deflection of the exterior girder A, northern bridge, load cases S-I and S-II

Na rys. 13 pokazano wykresy ugięć w przekroju poprzecznym b (jak na rys. 8) dla pręśła IN . Są one uzupełnieniem wyników podanych na rys. 12. Wykresy i wartości ugięć otrzymane dla pręśła bliźniaczej konstrukcji południowej są bardzo zbliżone i dlatego nie zostały przedstawione w pracy. Podane na rysunkach wartości ugięć otrzymane w badaniach (część sprężysta) są wartościami ustabilizowanymi po 30 minutowym działaniu pełnego obciążenia na konstrukcję.

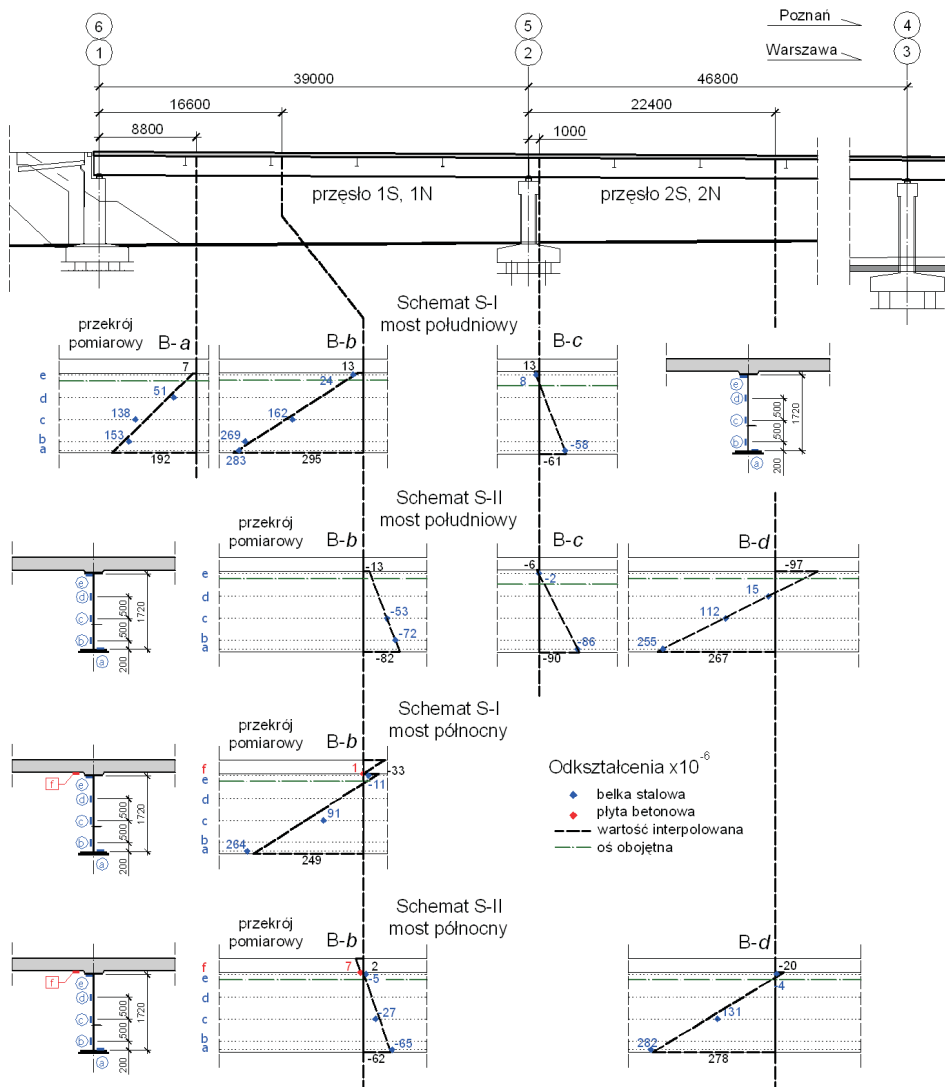
3.2. ODKSZTAŁCENIA

Na rys. 14 - 16 porównano wykresy odkształceń w przekrojach pomiarowych pręśła skrajnych i pośrednich obu badanych konstrukcji. Są to wartości odkształceń zarejestrowane po przynajmniej 30 minutowym działaniu pełnego obciążenia, przed rozpoczęciem odciążania konstrukcji. Na rys. 14 przedstawiono wartości odkształceń w dźwigarze B , wybranym do szczegółowego badania. Na nim zlokalizowano największą liczbę przekrojów i największą liczbę punktów pomiarowych na wysokości dźwigara. Przebieg odkształceń na wysokości belki stalowej określono na podstawie przeprowadzonej interpolacji, dopasowując linię prostą do otrzymanych z badań wartości metodą najmniejszych kwadratów. W sytuacji, gdy mierzono odkształcenia na powierzchni dolnej płyty pomostowej podano również wykresy w tym elemencie przekroju dźwigara z przewidywanym przebiegiem na wysokości płyty.



Rys.13. Przemieszczenia dźwigarów w przekroju poprzecznym b przęsła 1N
 Fig.13. Deflections of girders for the cross-section b, span 1N

Na rys. 15 i rys. 16 porównano wykresy odkształceń w badanych dźwigarach, odpowiednio w przęsłach 1S i 1N przy obciążeniu wg schematu S-I oraz w przęsłach 2S i 2N przy obciążeniu wg schematu S-II. Pomimo niemal identycznych obciążeń i bliźniaczej konstrukcji mostów, uwagę zwracają znacznie różnice wartości i rozkładów odkształceń w odpowiadających sobie dźwigarach obiektów S i N. Przekroje pomiarowe oznaczono jak na rys. 7 i rys. 8, a więc pierwsza litera (duża) oznacza dźwigar, natomiast druga (mała) przekrój przęsła. Rozkład odkształceń w przekroju B-b przęsła 1S mostu południowego (por. rys. 7) wskazuje na większą sztywność dźwigara (znacznie wyższe położenie osi obojętnej) w porównaniu z analogicznym przekrojem B-b dźwigara przęsła 1N. Odwrotnie jest w przypadku belki C w przęsle 1S (przekrój C-b), której rzeczywiste położenie osi obojętnej, znacznie poniżej osi bezwładności określonej z obliczeń, wskazuje na znacznie mniejszą sztywność zespolenia tego dźwigara w przekroju, niż dźwigara mostu północnego.



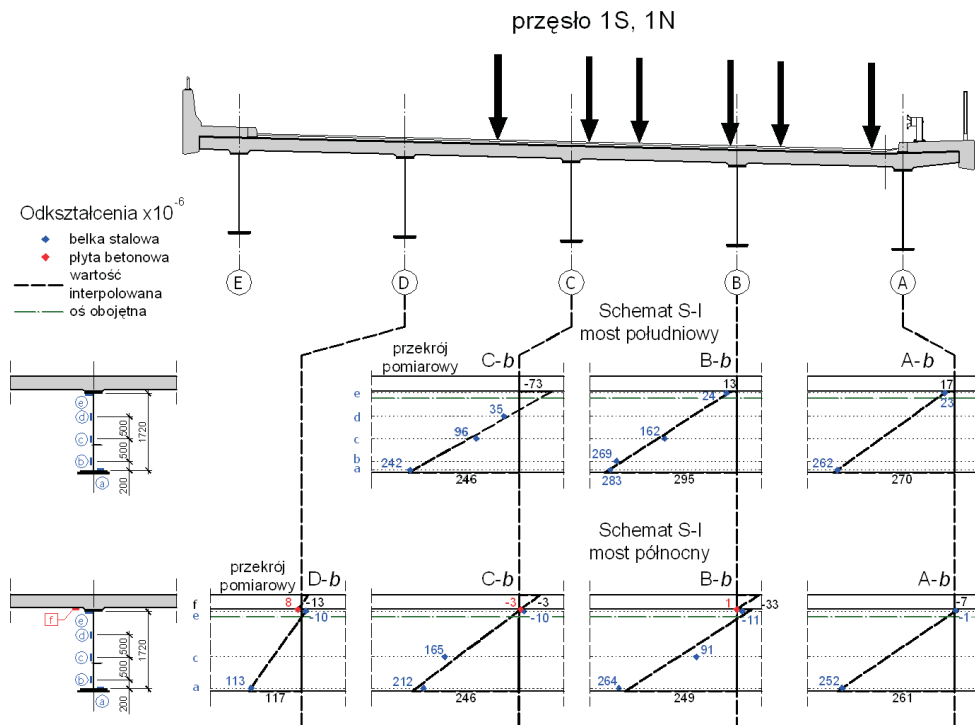
Rys.14. Porównanie odkształceń w dźwigarze *B*, dla schematów obciążenia S-I i S-II
 Fig.14. Comparison of strains in girder *B* for load cases S-I and S-II

W przypadku przęseł 2*S* i 2*N* (rys. 16) możliwe jest porównanie rozkładów odkształceń jedynie w przekrojach *B-d*. Pomimo podobnych wartości odkształceń na krawędziach dolnych dźwigarów, znaczne różnice można zaobserwować w położeniu osi obojętnych i wartościach odkształceń na krawędzi górnej belki stalowej. Mniejszej sztywności zespolenia w pobliżu rozpatrywanego przekroju pomiarowego należy się tutaj spodziewać w belce *B* mostu południowego.

W większości przypadków zmierzone wartości odkształceń w belkach stalowych mogą świadczyć o pełnej współpracy obu części przekroju zespolonego. Z reguły położenie osi obojętnej przekroju znajduje się powyżej położenia osi określonej dla

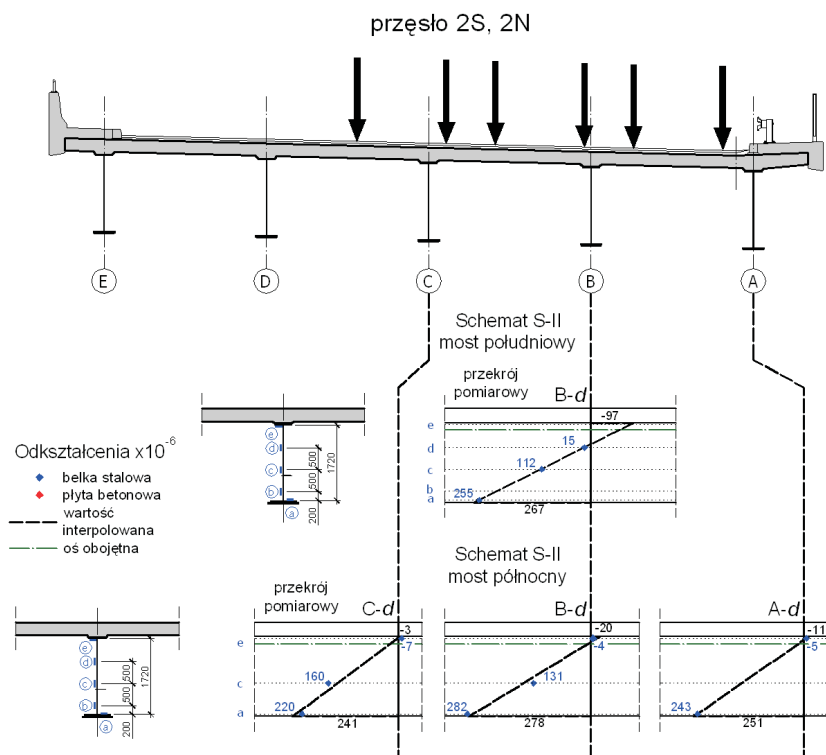
przekroju o pełnym zespoleniu. Dla niektórych schematów obciążeń i punktów pomiarowych zmierzone wartości odkształceń świadczą o mniejszej od zakładanej sztywności przekroju w określonych schematach obciążenia. Niższe od zakładanego położenie osi obojętnej może więc być lokalnym efektem podatności zespolenia.

Na położenie osi obojętnej mają wpływ również elementy niekonstrukcyjne, takie jak w analizowanym przypadku: izolacja, nawierzchnia jezdni, kapy chodnikowe. Nie uwzględnia się ich przy określeniu położenia osi bezwładności, wyznaczonej na podstawie charakterystyk geometrycznych i fizycznych przekroju poprzecznego.

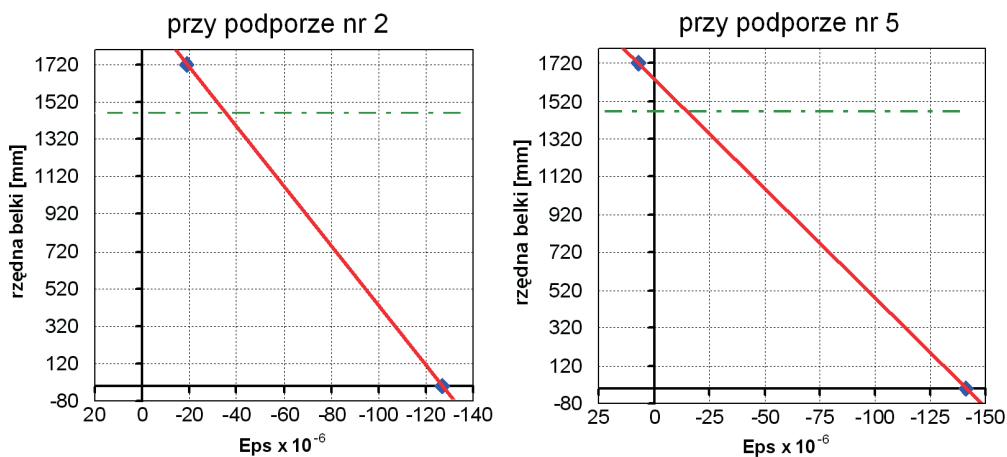


Rys.15. Porównanie odkształceń w przęsłach 1S i 1N dla schematu obciążenia S-I
Fig.15. Comparison of strains in spans 1S and 1N for load case S-I

Jak przytoczono wyżej, w czasie badań nie stwierdzono zarysowania płyty pomostowej. Na rys. 17 przedstawiono wykresy odkształceń w belkach stalowych, w strefie przypodporowej (podpora nr 2 mostu południowego i podpora nr 5 mostu północnego), sporządzone na podstawie wyników otrzymanych z badań. Rzędna przekroju poprzecznego belki B-c na wykresach została odniesiona do dolnej krawędzi środka (rzędna 0 mm). Linia przerywaną zaznaczono oś bezwładności przekroju zespolonego (dla pełnego zespolenia, bez uwzględnienia wpływu elementów wyposażenia), a punktami zaznaczono wartości odkształceń otrzymane z badań. Z podanych wykresów wynika, że dla schematu obciążenia S-III, powodującego powstanie największego podporowego momentu zginającego, w analizowanych przekrojach nie występuje zarysowanie płyty pomostowej. Świadczy o tym położenie osi obojętnej na wykresach odkształceń.



Rys.16. Porównanie odkształceń w przęsłach 2S i 2N dla schematu obciążenia S-II
 Fig.16. Comparison of strains in spans 2S and 2N for load case S-II



Rys.17. Porównanie odkształceń w dźwigarze B przy podporze nr 2 i nr 5 dla schematu obciążenia S-III
 Fig.17. Recorded strains for girder B, near the supports 2 and 5 for load case S-III

4. PODATNOŚĆ ZESPOLENIA PRZY OBCIĄŻENIU STACJONARNYM

Dla zrealizowanych ustawień obciążeń dokonano pomiarów wartości odkształceń w dźwigarach. Na ich podstawie możliwe było znalezienie położenia rzeczywistej osi obojętnej (punkt O_A – jak na rys. 1) w analizowanych przekrojach konstrukcji, w porównaniu do wyznaczonego na podstawie geometrii przekroju punktu O . Wartości wskaźników zespolenia obliczono dla określonej wartości a_d^0 ze wzoru (12).

W tablicy 2 i tablicy 3 zestawiono obliczone wskaźniki zespolenia μ w wybranych przekrojach pomiarowych mostu południowego i północnego (por. rys. 7 i rys. 8), dla analizowanych schematów obciążeń. Wartości te podano dla pełnego obciążenia konstrukcji w danym schemacie. Odniesiono je do wartości wskaźnika μ_0 obliczonego ze wzoru (10).

Tablica 2. Wartości wskaźników zespolenia μ – most południowy S
Table 2. Values of the coefficients of connection μ – southern bridge S

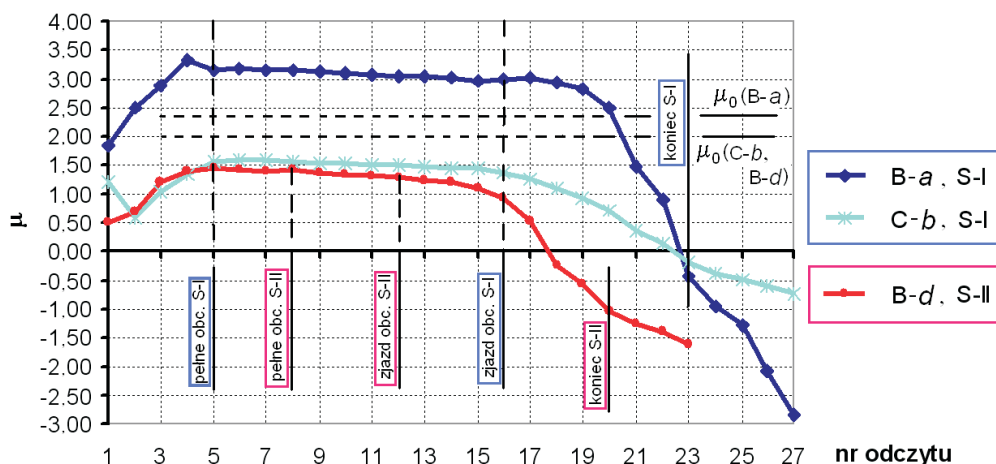
Przęsło	Przekrój	Wskaźnik	Schemat obciążenia			
			S-I	S-II	S-III	S-IV
1S	B - a	μ	2,961	–	14,81	–
		μ_0	2,372			
	A - b	μ	2,672	–	0,714	–
		μ_0	1,910			
	C - b	μ	1,456	3,139	19,87	9,11
		μ_0	2,010			
2S	B - c	μ	1,667	2,167	2,692	1,079
		μ_0	1,568			
	B - d	μ	–	1,286	–	0,370
		μ_0	2,010			

Na rys. 18 i 19 przedstawiono zmiany wartości tego wskaźnika w zależności od etapu obciążania przęseł obu badanych konstrukcji, w wybranych punktach pomiarowych (por. rys. 7 i 8), dla dwóch schematów obciążenia. Na rysunkach zaznaczono punkt początkowy i końcowy pełnego obciążenia obiektów w danym schemacie oraz punkt zjazdu ostatniego pojazdu z mostów. Charakterystyczna jest stabilizacja wskaźników przy pełnym obciążeniu konstrukcji, przy czym w każdym z rozpatrywanych punktów pomiarowych można zaobserwować niewielkie obniżanie się ich wartości. Tym samym proporcjonalnie nieznacznie zmienia się położenie osi obojętnej przekroju zgodnie z zależnością (10). Po rozpoczęciu odciążania przęseł następuje spadek wartości wskaźników i związana z nim wyraźna zmiana położenia osi obojętnej przekroju, jak

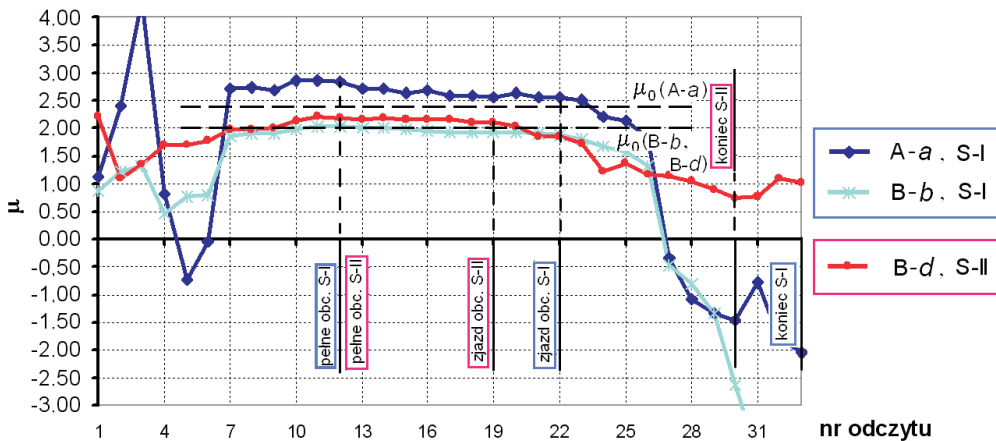
również rozkładu odkształceń jednostkowych na wysokości dźwigara. Proces ten można wiązać z działaniem sił osiowych powstałych w wyniku oporów na łożyskach przesuwnych. Przypadek ten zilustrowano na rys. 20. Powstanie dodatkowej siły H powoduje zmianę wykresu odkształceń w przekroju poprzecznym blachownicy. Położenie osi obojętnej (H) podlega zmianie, w zależności od zwrotu siły osiowej i momentu zginającego. W rozpatrywanym na rys. 20 przykładzie (przekrój A-a), dla uzyskania parametru bezwymiarowego na osi rzędnych, siłę H pomnożono przez stałą wartość a .

Tablica 3. Wartości wskaźników zespolenia μ – most północny N
 Table 3. Values of the coefficients of connection μ – northern bridge N

Przęsło	Przekrój	Wskaźnik	Schemat obciążenia			
			S-I	S-II	S-III	S-IV
1N	A - a	μ	2,567	–	–	–
		μ_0	2,372			
	B - b	μ	1,903	2,388	1,824	3,729
		μ_0	1,910			
2N	A - d	μ	1,667	2,167	2,692	1,079
		μ_0	2,010			
	B - d	μ	–	2,116	–	1,396
		μ_0	2,010			



Rys.18. Przebiegi czasowe wartości wskaźników μ , most południowy
 Fig.18. Time paths of the coefficient μ values, southern bridge



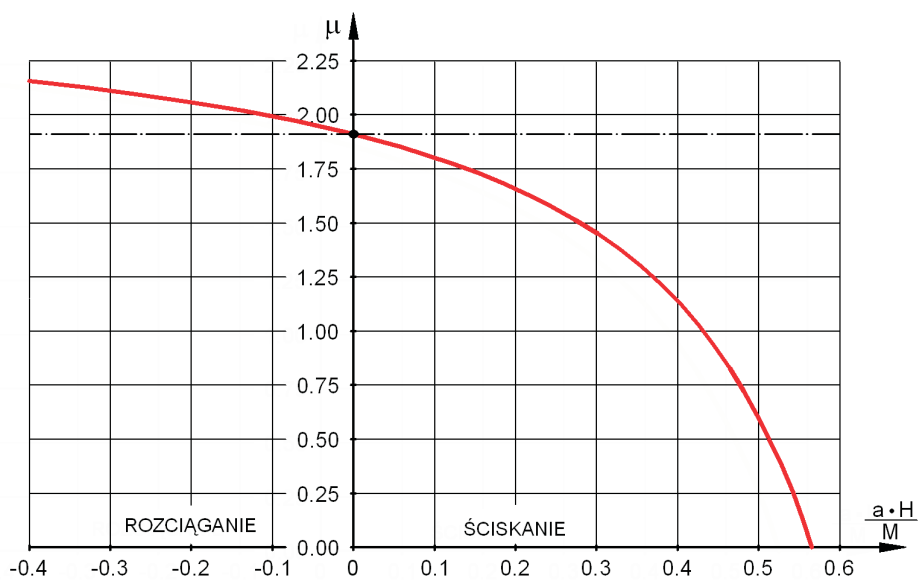
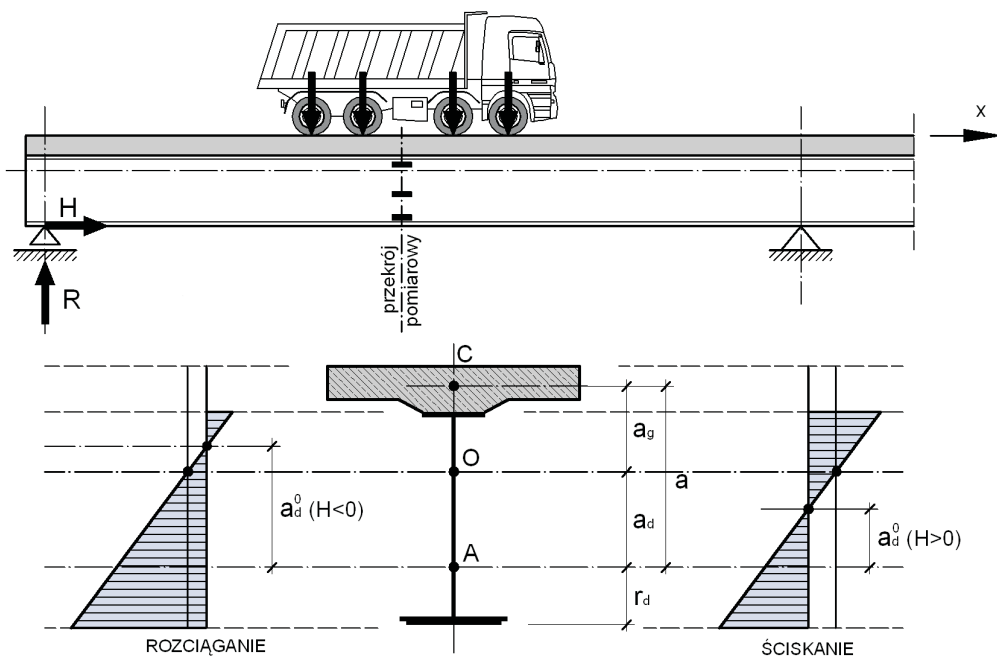
Rys.19. Przebiegi czasowe wartości wskaźników μ , most północny
 Fig.19. Time paths of the coefficient μ values, northern bridge

Działanie siły osiowej zmienia układ odkształceń na wysokości dźwigara, a tym samym może w istotny sposób wpływać na otrzymywane wartości wskaźnika μ . Nawet w przypadku pełnego zespolenia ($\mu = \mu_0$) można otrzymać z badań wynik $\mu \neq \mu_0$. Największe różnice wartości μ powstają, gdy obciążenie obiektu wywołuje małe wartości M w odniesieniu do wartości aH .

W tabelicy 4 porównano wartości wskaźników zespolenia μ dla odpowiadających sobie, wybranych przekrojów obu konstrukcji, dla schematów obciążeń S-I i S-II przy pełnym obciążeniu konstrukcji.

Tablica 4. Porównanie wskaźników zespolenia μ w obu badanych konstrukcjach
 Table 4. Comparison of the coefficients of connection μ for both tested structures

Przekrój	Przęsło	Wskaźnik	Schemat obciążenia	
			S-I	S-II
A - b	1S	μ	2,672	–
	1N	μ	2,283	2,562
	1	μ_0	1,910	
B - b	1S	μ	2,577	–
	1N	μ	1,903	2,388
	1	μ_0	2,010	
C - b	1S	μ	1,456	2,477
	1N	μ	2,326	2,759
	1	μ_0	2,010	
B - d	2S	μ	–	1,286
	2N	μ	–	2,116
	2	μ_0	2,010	

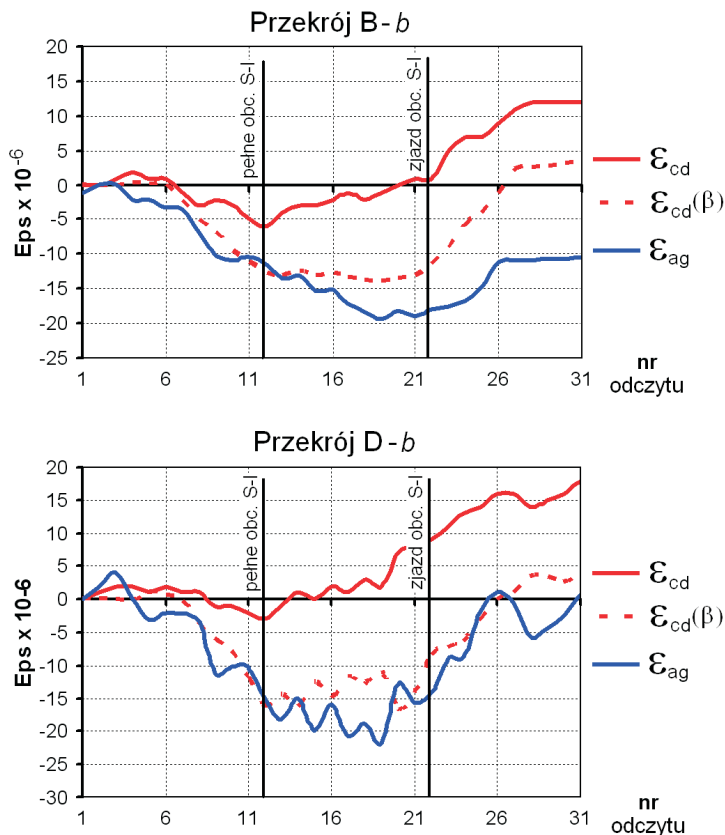


Rys.20. Wpływ oporów na łożyskach na oszacowanie wskaźnika μ
 Fig.20. Influence of load resistance on bearings on estimation of the coefficient μ

W trakcie badań mostu północnego mierzone były również odkształcenia w kierunku podłużnym na dolnej krawędzi płyty pomostowej, w punktach pomiarowych pokazanych na rys. 8. Na rys. 21 przedstawiono wykresy zmiany wartości odkształceń w styku belki stalowej oraz płyty (przekroje dźwigarów *B-b* i *D-b*) w czasie ustawiania samochodów, przy pełnym obciążeniu przęsła *IN* oraz w trakcie jego odciążania. Kolejne etapy badania obiektu w rozważanym schemacie S-I zaznaczono na rysunku 21. Linie ciągłe przedstawiają wartości odkształceń zmierzonych na krawędzi górnej belki stalowych ε_{ag} oraz na dolnej płaszczyźnie betonu płyty pomostowej ε_{cd} , jak na rys. 1. Linia przerywaną oznaczono wartości odkształceń $\varepsilon_{cd}(\beta)$ obliczone na podstawie wskaźników β , przy wykorzystaniu związku (8), z zależności

$$\varepsilon_{cd}(\beta) = (1 - \beta) \varepsilon_{ag} \quad (13)$$

Określono je więc wykorzystując położenie osi obojętnej przekroju, a tym samym na podstawie odkształceń zmierzonych jedynie na belkach stalowych. Wartości odkształceń $\varepsilon_{cd}(\beta)$, wynikają więc bezpośrednio z założeń przyjętych w modelu zagadnienia zespolenia podatnego dźwigara zespolonego [3].



Rys.21. Odkształcenia w styku stali i betonu w trakcie realizacji schematu obciążenia S-I
Fig.21. Strains in steel-concrete interface during load case S-I

Na rysunku 21 widoczna jest zgodność przebiegów odkształceń w płycie zmierzonych i wyznaczonych z (13). Zbliżony kształt obu wykresów otrzymano w przypadku dźwigara *B*. Różnica odkształceń w styku materiałów ε_{cd} zaistniała pod wpływem przyłożonego obciążenia pozostaje w tym przekroju również po całkowitym odciążeniu obiektu, co może wynikać z opóźnionych odkształceń powstałych w połączeniu. W dźwigarze *D* wartości zmierzone odkształceń w płycie różnią się znacząco od $\varepsilon_{cd}(\beta)$ obliczonych na podstawie odkształceń pomierzonych w stali. Należy zaznaczyć, że ze względu na małe wartości odkształceń, wynikające z położenia styku w pobliżu osi obojętnej przekroju, otrzymane wyniki mają jedynie charakter orientacyjny i są trudne do jednoznacznej interpretacji. Szczególnie na wartości otrzymane przy niewielkich stanach wyężenia konstrukcji i po jej odciążeniu mogą w istotny sposób wpływać takie czynniki, jak zmiany temperatury i siły oporów na łożyskach.

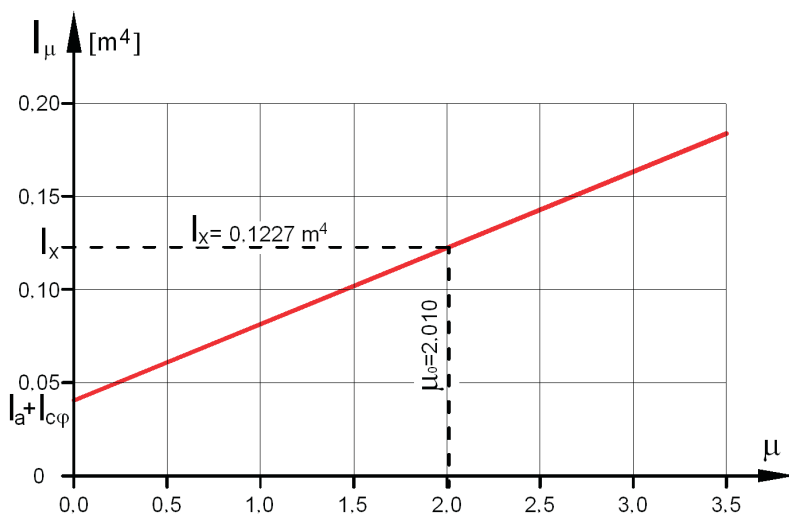
Ugięcia przęśla a podatność zespolenia

Podatność zespolenia powoduje zmniejszenie momentu bezwładności przekroju dźwigara wg zależności [3]:

$$I_{\mu} = (1 + \mu)I_a + I_{c\varphi} \quad (14)$$

Zmiana I_{μ} jest zatem proporcjonalna do wartości wskaźnika podatności zespolenia μ , jak na wykresie podanym na rys. 22, gdzie rozpatruje się przekrój dźwigarów pośrednich w środku rozpiętości przęśel badanej konstrukcji. Dla zespolenia pełnego otrzymuje się wzór

$$I_x = (1 + \mu_0)I_a + I_{c\varphi} = I_a + a a_d A_a + I_{c\varphi} \quad (15)$$

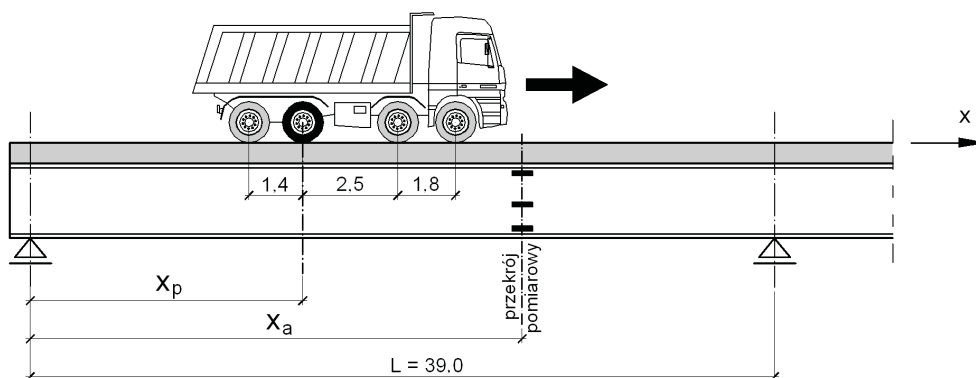


Rys.22. Zmiana momentu bezwładności dźwigara zespolonego w funkcji wskaźnika μ
Fig.22. Change of girder's moment of inertia versus the coefficient μ value

Ocena podatności zespolenia, na podstawie ugięcia dźwigara zespolonego badanego obiektu, jest trudna do ustalenia. Podatność może bowiem pojawiać się tylko na pewnych odcinkach dźwigarów i dotyczyć niektórych belek przęsł, będąc efektem lokalnym o charakterze losowym. Świadczą o tym otrzymane w trakcie badań wartości odkształceń. Wyniki analiz numerycznych [3, 5] wskazują na to, że sztywność dźwigara zespolonego $E_a I_\mu$ zależy również od położenia obciążenia na belce. Zwiększenie sztywności dźwigarów w wyniku współdziałania elementów niekonstrukcyjnych (np. kap chodnikowych, nawierzchni) powoduje, iż ugięcia zmierzone podczas badań są mniejsze niż obliczone przy założeniu zespolenia pełnego, a efekty podatności trudne do identyfikacji. Wykresy przedstawione na rys. 12 i 13 mogą sugerować, że w analizowanym obiekcie nie występuje podatność zespolenia jako zjawisko globalne dla całej konstrukcji, jak również zarysowanie płyty pomostowej w obszarze podpór pośrednich [9].

5. PODATNOŚĆ ZESPOLENIA PRZY OBCIĄŻENIU RUCHOMYM

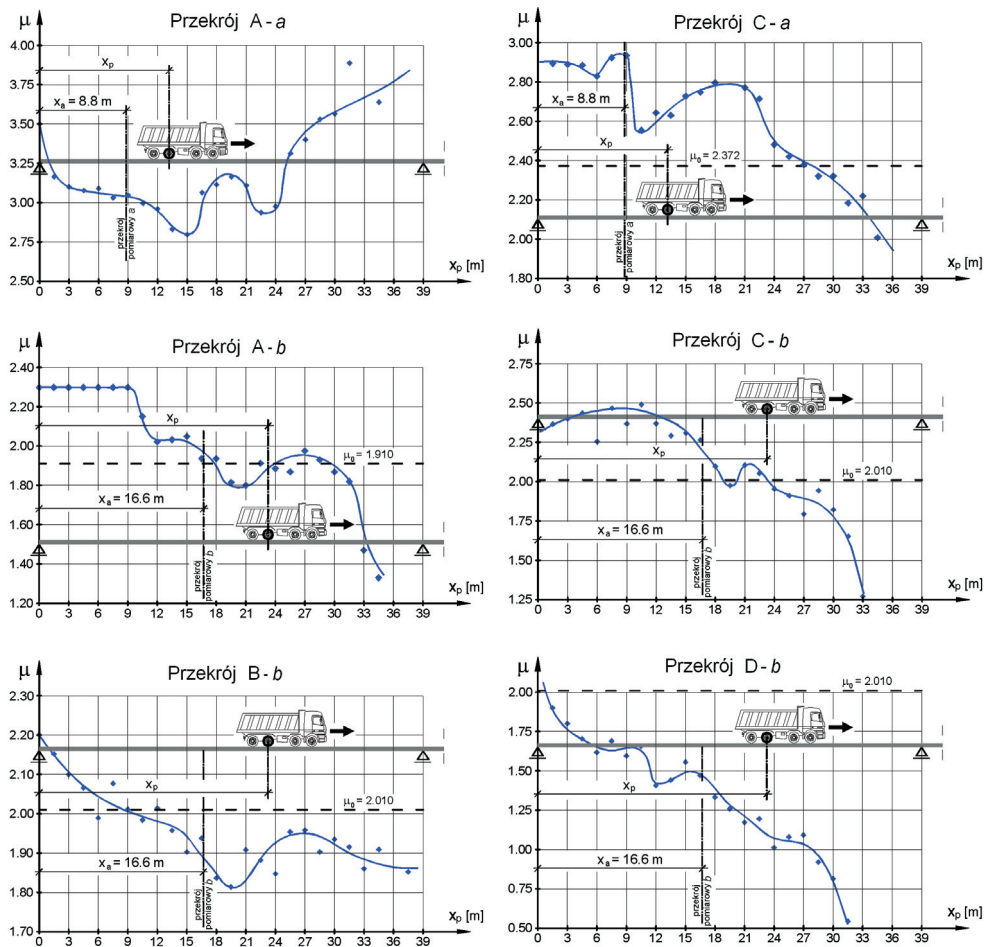
Obciażenie ruchome konstrukcji polegało na przejeździe samochodu wzdłuż osi jezdni na przęśle skrajnym, w położeniu jak na rys. 11 i 23. Na rys. 24 podano przykładowe wyniki obliczeń, uzyskane na podstawie pomiarów w czasie badań mostu północnego. Oznaczenia analizowanych przekrojów są identyczne jak na rys. 8, a więc pierwsza litera oznacza dźwigar, natomiast druga przekrój przęsła skrajnego IN (przekrój a , gdy $x_a = 8,80$ m oraz b gdy, $x_a = 16,60$ m). Wyniki odniesiono do wartości μ_0 obliczonej według (10).



Rys.23. Oznaczenia położenia obciążenia ruchomego względem analizowanego przekroju
Fig.23. Denotations of position of movable load on the girder

Przedstawione na rys. 24 wyniki, w postaci zmian wartości wskaźników μ , mają zróżnicowane przebiegi. W przypadku dźwigara skrajnego A i przekroju a widoczny jest duży wpływ współdziałania kapy chodnikowej – wartości μ znacznie przekraczają charakterystyczną granicę $\mu_0 = 2,372$. Dla przekroju b tego samego dźwigara wykresy $\mu(x_p)$ są zbliżone do uzyskanych w innych przekrojach dźwigarów pośrednich.

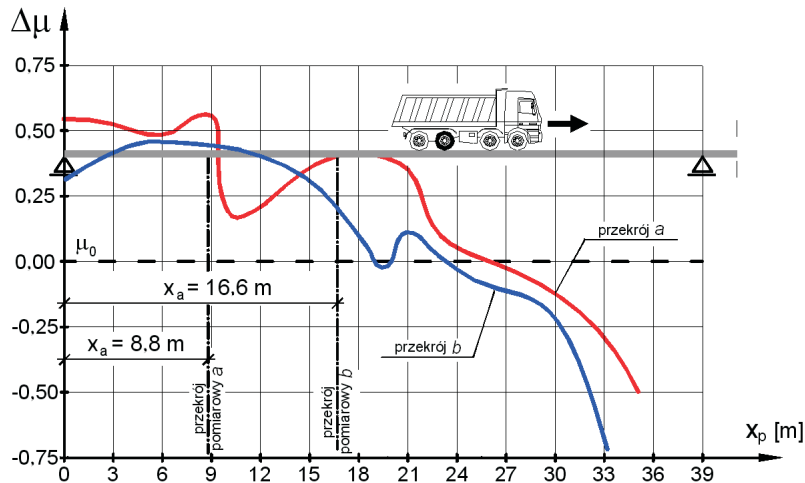
Wyniki dla dźwigara pośredniego C i przekroju *a* w przeważającej części wykazują również zależność $\mu > \mu_0$, a dopiero gdy $x_p > 27$ m relacja wcześniejsza ulega zmianie.



Rys.24. Zmienność wskaźnika $\mu(x_a, x_p)$ w moście północnym
Fig.24. Variability of the coefficient $\mu(x_a, x_p)$ - northern bridge

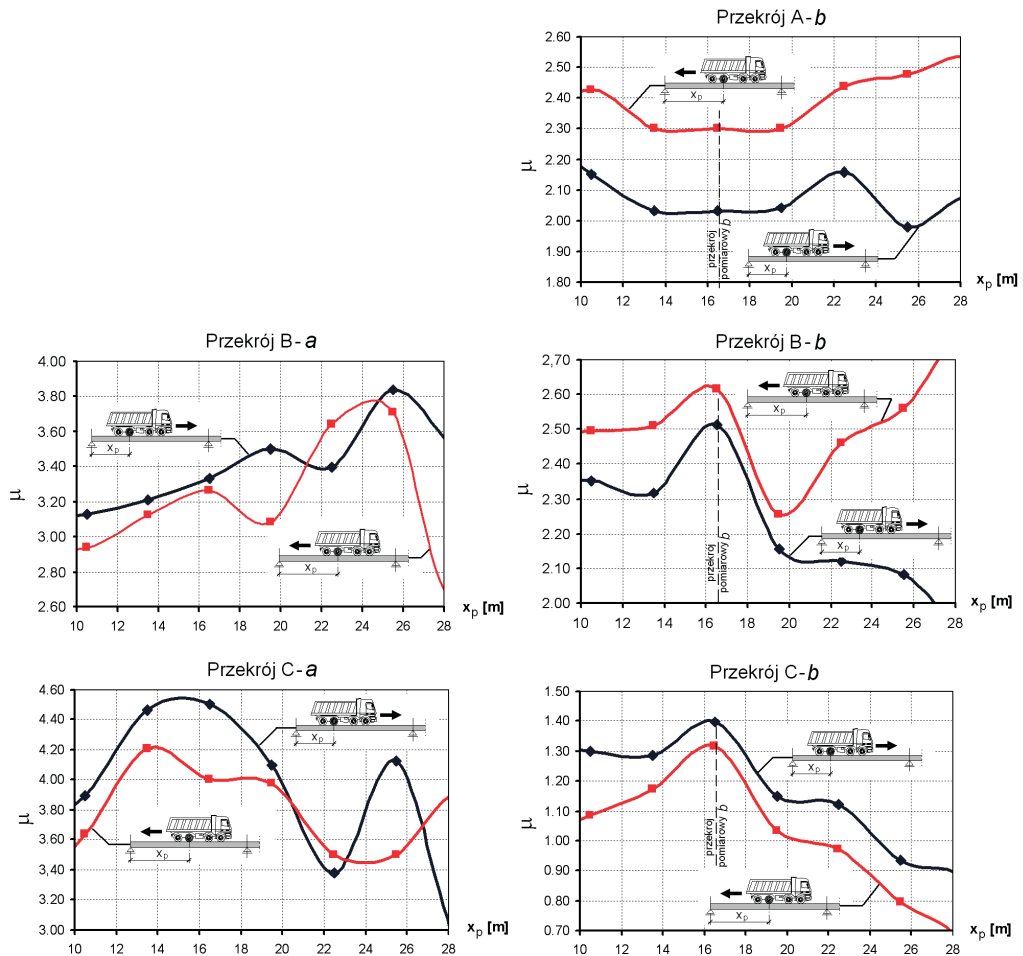
W wykresach $\mu(x_p)$ sporządzonych dla przekroju *b* w dźwigarach pośrednich można zauważyć podobieństwo. Gdy samochód znajduje się w pobliżu skrajnej podpory, zachodzi relacja $\mu > \mu_0$, a więc oś obojętna położona jest powyżej osi bezwładności obliczonej dla zespolenia pełnego. W obszarze środkowym ustawienia samochodu zachodzi zwykle relacja odwrotna $\mu < \mu_0$. W przypadku dźwigara pośredniego D wartości rzędnych wykresu spełniają relację $\mu < \mu_0$ na całej długości przęsła. Widoczne falowania $\mu(x_p)$ są wynikiem lokalnego oddziaływania obciążenia na dźwigar.

Na rys. 25 porównano dwa wykresy utworzone wcześniej, dla tego samego dźwigara C , w przekrojach a oraz b . W celu porównawczym przyjęto jednakową linię odniesienia obydwu wykresów o wartości $\mu_0(C-a) = 2,372$ oraz $\mu_0(C-b) = 2,010$, a na osi pionowej podano $\Delta\mu$. Na utworzonych w ten sposób wykresach widoczny jest podobny przebieg ogólny. Znaczne różnice występują w obszarze bezpośredniego obciążenia.



Rys.25. Porównanie wartości wskaźników μ w przekrojach C-a i C-b mostu północnego
Fig.25. Comparison of values of the coefficient μ in sections C-a and C-b (northern bridge)

Badania przeprowadzone na moście północnym zrealizowano w podobny sposób również na obiekcie południowym. Jednak w tym przypadku po przejeździe pierwotnym (do przodu) następował przejazd wtórny, powrotny. W ten sposób powstały dwa wykresy dla każdego analizowanego przekroju. Otrzymane wyniki tych badań podano na rys. 26. Rzędne $\mu(x_p)$ można porównać, bowiem obciążenie mostu jest identyczne przy przejeździe pierwotnym i wtórnym. Kształty wykresów sporządzone dla tych samych punktów pomiarowych są podobne, ale przesunięte względem siebie. Podobne zjawisko zaobserwowano w badaniach przemieszczeń stalowej konstrukcji gruntowo-powłokowej [10]. W tym jednak przypadku nie udało się ustalić prawidłowości tworzenia się funkcji $\mu(x_p)$.



Rys.26. Zmienność wskaźnika $\mu(x_a, x_p)$ w moście południowym
 Fig.26. Variability of the coefficient $\mu(x_a, x_p)$ - southern bridge

6. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz można sformułować następujące wnioski.

W przypadku zespolonych konstrukcji mostowych, podatność połączenia zwykle nie jest uwzględniana w obliczeniach projektowych, pomimo stosowania łączników sworzniowych. Badania prowadzone na obiektach wybudowanych wykazały występowanie tego zjawiska, a stosowane dotąd mierniki podatności zespolenia okazały się mało skuteczne w przypadku pomiarów na obiektach rzeczywistych. Do identyfikacji podatności zespolenia zaproponowano wskaźniki μ i β określone na podstawie wykresów odkształceń jednostkowych w wybranych punktach przekroju belek stalowych [3, 5, 7].

Przedstawione wyniki badań ilustrują zakres zmian podatności zespolenia w badanym moście drogowym, powstałym od obciążenia pojazdem stacjonarnym oraz pojazdem ruchomym.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Furtak K.*: Mosty zespolone. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa – Kraków 1999
- [2] *Łagoda M.*: Podatność zespolenia w konstrukcjach mostowych. Prace IBDiM, nr 2/80, Warszawa 1980
- [3] *Machelski Cz., Toczkiwicz R.*: Podatność zespolenia mostów stalowych z betonową płytą po-mostową. Drogi i Mosty, nr 3/2005, 37-76
- [4] *Gattesco N., Giuriani E.*: Experimental study on stud shear connectors subjected to cyclic loading, Journal of Constructional Steel Research, **38**, No. 1, 1996, 1-21
- [5] *Machelski Cz., Toczkiwicz R.*: Effects of connection flexibility in steel-concrete composite beams due to live loads. Archives of Civil and Mechanical Engineering, **VI**, No. 1, 2006, 65-86
- [6] *An L., Cederwall K.*: Push out tests on studs in high strength and normal strength concrete. Journal of Constructional Steel Research, **36**, 1996, 15-29
- [7] *Machelski Cz.*: Efekty podatności zespolenia w przęsłach drogowych pod obciążeniem rucho-mym, Drogownictwo, nr 7/1998, 210-212
- [8] *Karlikowski J., Sturzbecher K.*: Mosty stalowe. Mosty belkowe i zespolone. Przewodnik do ćwiczeń projektowych, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2003
- [9] *Madaj A.*: Doraźna nośność i sztywność na zginanie zespolonych belek stalowo-betonowych. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2005
- [10] *Machelski Cz., Michalski B.*: Odkształcenia mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych. Drogi i Mosty, nr 2/2005, 91-110

IN SITU EVALUATION OF CONNECTION FLEXIBILITY IN A ROAD BRIDGE DUE TO LIVE LOADS

Abstract

In the case of composite girders, the mechanical connectors are the elements being responsible for an effective cooperation of both parts of the composite section. At present welded stud shear connectors, which do not provide full interaction of a beam and a slab, are commonly used in steel-concrete bridges. In the paper the results of in situ load tests of a motorway steel-concrete composite bridge over the Warta river are presented. The bridge consists of two parallel continuous five-span structures. In the cross-section the structure has five steel girders connected with reinforced concrete deck slab, with use of welded shear studs. Effects of static and movable load tests are taken into account in the paper. The aim of the tests is identification of connection flexibility of the structure. The proposed connection coefficient μ based on the values of strains measured in bridge beams is used. The values of strains in several cross-sections of the girders and span deflections for different load cases measured during the load testing of the bridge are shown. The values of strains are used to give an indication of the behavior of the bridge, and to determine values of the coefficients characterizing the degree of composite action of the girders.