

## ZASTOSOWANIE ŁĄCZNIKÓW QUASI-SWORZNIOWYCH DO WZMACNIANIA PRZESEŁ MOSTÓW

Wojciech SIEKIERSKI  
Politechnika Poznańska

W referacie przedstawiono bieżący stan badań w zakresie zastosowania łączników quasi-sworzniowych do wzmocnienia przeseł belkowych utworzonych z belek stalowych i niewspółpracującej betonowej płyty pomostowej. Wzmocnienie polega na wprowadzeniu zespolenia bez konieczności stosowania spawania. Łącznikami quasi-sworzniowymi mogą być śruby sprężające, gwintowane pręty, kotwy i wkręty. Omówiono badania tych łączników prowadzone w ostatnich pięciu latach. Podano sformułowane w efekcie tych badań warunki szacowania ich nośności doraźnej i wytrzymałości zmęczeniowej. Przedstawiono przykłady zastosowań łączników quasi-sworzniowych do wzmocnienia istniejących przeseł mostowych. Przeanalizowano zgromadzone doświadczenia w świetle warunków praktycznego stosowania łączników quasi-sworzniowych do wzmocnienia przeseł mostowych przez wprowadzenie zespolenia belek stalowych z pierwotnie niezespoloną betonową płytą pomostu.

**Słowa kluczowe:** łącznik quasi-sworzniowy, most zespolony

### 1. WPROWADZENIE

Z reguły we współczesnych dźwigarach zespolonych typu stal-beton stosuje się łączniki sworzniowe z główką. Tylko ten rodzaj łączników, przeznaczony dla konstrukcji zespolonych typu stal-beton, został ujęty w systemie norm PN-EN [10]. Wymagania normowe stawiane tym łącznikom dotyczą ich nośności oraz odkształcalności. Spełnienie przez łączniki tzw. warunku ciągłości (przemieszczenie części betonowej względem stalowej nie mniejsze od 6 mm) uzasadnia założenie o niesprężystej redystrybucji ścinania w styku stal-beton, a tym samym umożliwia projektowanie konstrukcji w zakresie plastycznym.

Poza klasycznymi łącznikami sworzniowymi do budowy ustrojów zespolonych można stosować inne typy łączników, które bazują na podobnej idei: trzpień zamocowany do blachy stalowej i zakotwiony w betonie. Grupę tych łączników można określić mianem quasi-sworzniowych – bazują na idei trzpienia kotwionego w betonie, ale mocowanie do pasa belki stalowej pozbawione jest osłabienia w formie spoiny. Jako trzpienie stosuje się śruby sprężające, gwintowane pręty, kotwy i wkręty do betonu. Z ich pomocą można także wpro-

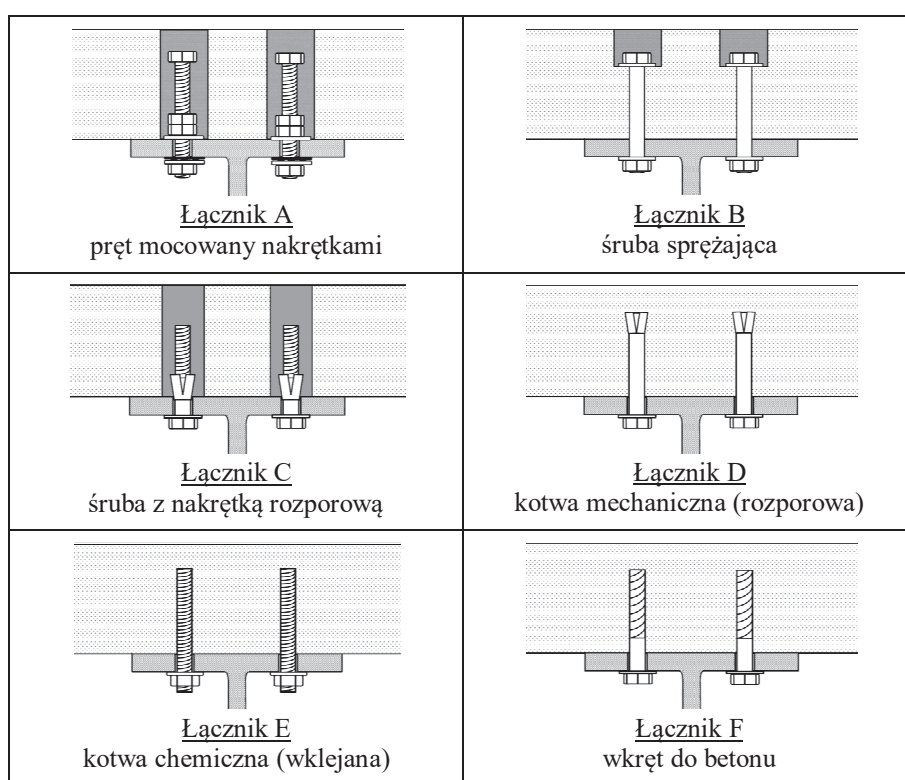
wadzać zespolenie belek stalowych z wcześniej niezespoloną, istniejącą płytą betonową pomostu.

Zagadnienia związane z zastosowaniem łączników quasi-sworzniowych w mostownictwie zaprezentowano w kolejnych rozdziałach niniejszej pracy.

## 2. RODZAJE ŁĄCZNIKÓW QUASI-SWORZNIOWYCH

Wybrane przykłady łączników quasi-sworzniowych zestawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Rodzaje łączników quasi-sworzniowych



Wszystkie łączniki pokazane w tablicy 1 są montowane w istniejącej płycie betonowej. Łączniki A, B i C są montowane „od góry”, tj. od strony płyty betonowej i „od dołu”, tj. od strony belki stalowej, natomiast łącznik D, E i F – tylko „od dołu”.

W przypadku łącznika A w otwór w pasie wprowadza się („od góry”) odcinek gwintowanego pręta ograniczony parą nakrętek (dwie nakrętki mają za zadanie wzmocnienie strefy największych odkształceń). Dokręcenie dolnej nakrętki wywołuje siłę sprężającą, odpowiednią do nośności pręta. Po wprowadzeniu

sprężenia śruby otwór w płycie betonowej wypełnia się wysokowytrzymałą zaprawą niskoskurczową.

W przypadku łącznika B najpierw wykonuje się otwór o większej średnicy o określonej długości, a potem o mniejszej, przez pozostałą część płyty betonowej i górny pas belki stalowej. W otwór wprowadza się „od góry”, trzpień śruby. Dokręcenie dolnej nakrętki wywołuje siłę sprężającą, odpowiednią do nośności śruby. Po wprowadzeniu sprężenia część otworu o większej średnicy w płycie betonowej wypełnia się zaprawą niskoskurczową.

W przypadku łącznika C w wykonanym w płycie otworze mocuje się do górnego pasa belki odcinek gwintowanego pręta. Otwór wypełnia się wysokowytrzymałą zaprawą niskoskurczową.

W przypadku łącznika D wykonuje się otwór w pasie górnym belki i w płycie betonowej. W otworze umieszcza się kotwę rozporową – wprowadzenie sprężenia.

W przypadku łącznika E wykonuje się otwór w pasie górnym belki i w płycie betonowej. W otwór w płycie wkleja się (na żywicę iniekcyjną) gwintowaną kotwę chemiczną. Dokręcenie nakrętki wywołuje siłę sprężającą, odpowiednią do nośności kotwy wklejanej.

W przypadku łącznika F wykonuje się otwór w pasie górnym belki i w płycie betonowej, w którym umieszcza się wkręt do betonu.

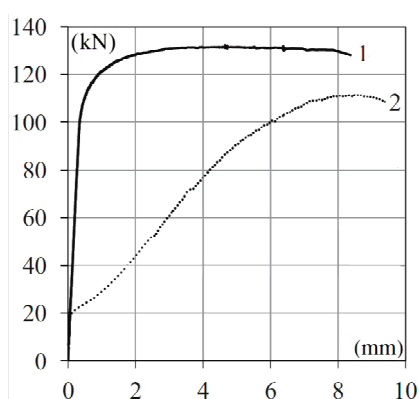
### 3. BADANIA ŁĄCZNIKÓW QUASI-SWORZNIOWYCH

Badania łączników quasi-sworzniowych udokumentowano m.in. w [1, 2, 3, 4, 7, 8]. Część z nich została podjęta w celu rozpoznania możliwości zastosowania tego typu łączników do montażu belek zespolonych z płytami prefabrykowanymi (jako alternatywa dla metod opisanych w [6]), część – ze względu na ocenę przydatności tych łączników do wzmocnienia niezespolonych ustrojów utworzonych ze stalowych belek i betonowej płyty – stropów budynków i przęseł mostów. Przeprowadzono badania próbek normowych (wg [10]), próbek własnego projektu oraz elementów konstrukcyjnych (belek zespolonych), w tym także w skali naturalnej.

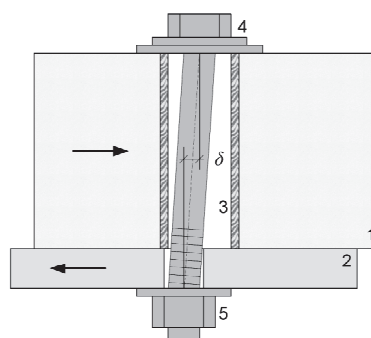
W artykule [7] opisano badania m.in. łączników C. Użyto śrub M20 klasy 8.8. Przeprowadzono badania próbek normowych oraz elementów belkowych, w kontekście rozpoznania możliwości wzmocnienia stropów w budynkach. Badane elementy belkowe miały rozpiętość 6 m. Sztywność łączników w początkowej fazie obciążenia próbek normowych była taka jak klasycznych łączników sworzniowych o podobnej średnicy. Nośność doraźna była około 15% większa. Jednak zarejestrowany poślizg nie spełnił warunku ciągłości. Zniszczenie połączenia miało charakter „kruchy” – następowało wskutek rozerwania betonu wokół nakrętki. Badanie belek wzmocnionych łącznikami C potwierdziło, że ich sztywność i nośności są nie mniejsze od podobnych belek z klasycznymi łączni-

kami sworzniowymi. Natomiast ich odkształcalność przed osiągnięciem nośności jest mniejsza w porównaniu z belkami zespolonymi z łącznikami klasycznymi.

W pracy [1] opisano badania normowych próbek z łącznikami B, z tą różnicą, że nakrętkę umieszczono w poziomej górnej powierzchni prefabrykowanej płyty betonowej. Badano wpływ przygotowania powierzchni styku stali i betonu na pracę zespolenia. Jako łączników użyto śrub sprężających M16 ze stali o wytrzymałości około 800 MPa, w których wywołano siłę sprężającą o wartości 70% siły nominalnej. Płyty betonowe do badań wykonano z betonu klasy C35/45. Z punktu widzenia wzmocnienia przez wprowadzenie zespolenia, interesujące jest porównanie wyników badań próbki ze śrubami sprężającymi i próbki z klasycznymi sworzniami o średnicy 19 mm – Rys. 2. Mniejsza sztywność łącznika B w porównaniu z klasycznym łącznikiem sworzniowym jest spowodowana różnicą średnicy oraz większą swobodą przemieszczeń trzpienia śruby w otworze (Rys. 3), który miał średnicę znacznie większą od średnicy trzpienia – do wykonania prefabrykatu zastosowano osłony otworów w formie rurek z tworzywa sztucznego o średnicy w świetle 25 mm. Na Rys. 2 widać, że łącznik osiągnął około 80% nośności klasycznego łącznika sworzniowego i spełnił normowy warunek ciągłości. Zniszczenie próbki nastąpiło wskutek ścięcia śrub.



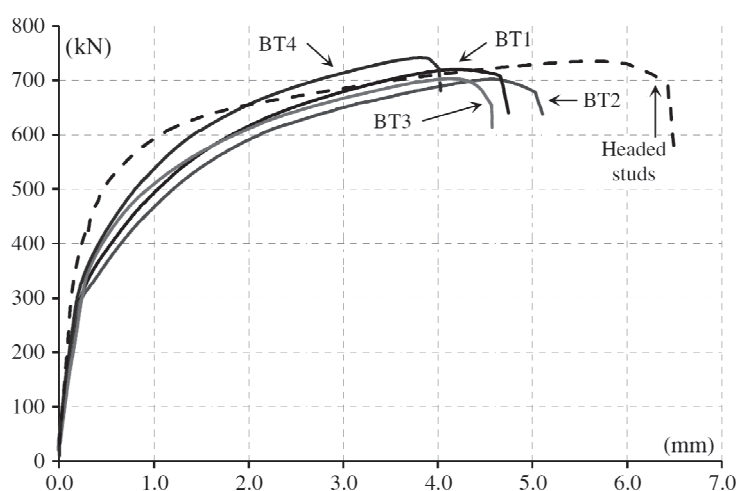
Rys. 2. Wykresy P- $\delta$  (siła rozwarstwiająca – poślizg) [1]: 1 – klasyczny łącznik sworzniowy, 2 – łącznik B (wg tabl. 1); oba łączniki o jednakowej średnicy



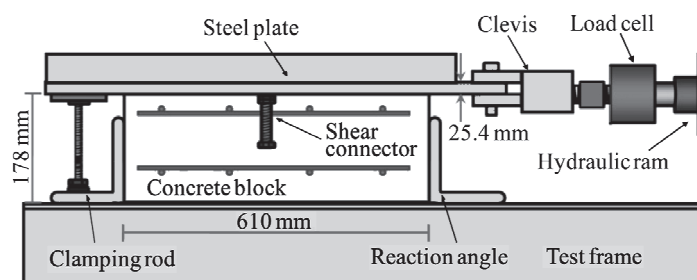
Rys. 3. Schemat pracy trzpienia śruby w otworze [1]: 1 – płyta betonowa, 2 – pas belki stalowej, 3 – osłona otworu z tworzywa sztucznego, 4 – śruba, 5 – nakrętka

W artykule [8] podano opis badań łączników A, ale z pojedynczą nakrętką po stronie płyty betonowej. Badano próbki normowe z czterema łącznikami ze śrub M16 klasy 8.8 na każdym pasie belki. Łączniki zostały osadzone w pasie belki stalowej w otworach o średnicy 17 mm, a potem zabetonowane we wspólnych gniazdach w uprzednio przygotowanych płytach betonowych wykonanych z betonu klasy C30/37. Wyniki badań porównano z wynikami badań próbek

normowych z klasycznymi łącznikami sworzniowymi o takiej samej średnicy (Rys. 4). Sztywność i nośność łącznika A i łącznika sworzniowego były podobne. Łącznik A nie spełnił warunku ciągłości. Zniszczenie wszystkich badanych próbek nastąpiło wskutek ścięcia śrub. W uzupełnieniu badań przeprowadzono analizę numeryczną pracy obu łączników wykorzystując zaawansowane modele numeryczne, których poprawność zweryfikowano wynikami badań.



Rys. 4. Wykresy  $P_c$ - $\delta$  (całkowita siła rozwarstwiająca – poślizg) [8]: *Headed studs* – próbka z klasycznymi łącznikami sworzniowymi, *BT1*-*BT4* – cztery jednakowe próbki z łącznikami A (ze śrub sprężających); w obu przypadkach łączniki o jednakowej średnicy

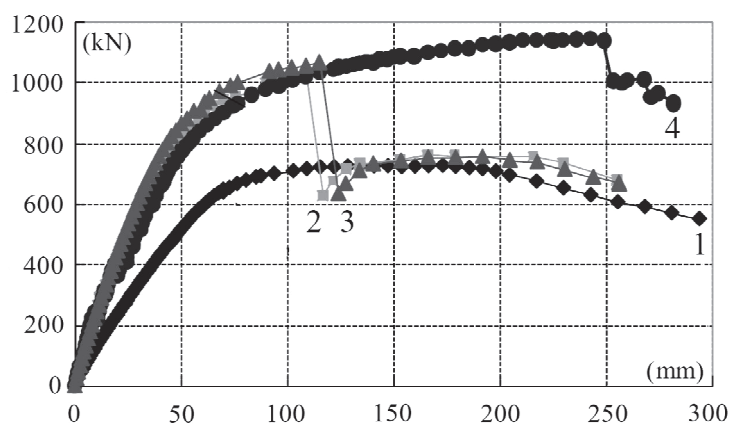


Rys. 5. Schemat badania bezpośredniego ścinania łącznika [3]: *Steel plate* – blacha stalowa, *Clevis* – połączenie przegubowe, *Load cell* – siłomierz, *Concrete block* – płyta betonowa, *Shear connector* – łącznik (A, B lub E), *Hydraulic ram* – siłownik, *Clamping rod* – uchwyt zapobiegający odrywaniu się blachy od płyty, *Reaction angle* – kątownik oporowy, *Test frame* – rama badawcza

W artykule [3] przedstawiono badania łączników A, B oraz E (trzy jednakowe próbki każdego rodzaju). Przeprowadzono je w konsekwencji programu pilotażowego opisanego w [2] (na jego podstawie zrezygnowano m.in. z kontynuowania badań łączników C ze względu na „kruchy” charakter mechanizmu zniszczenia takiego zespolenia). W ramach badań opisanych w [3] przeprowadzono „statyczne” próby wytrzymałościowe i badania zmęczeniowe. Wykonano próbki według własnego projektu, w celu przeprowadzenia badań bezpośredniego ścinania pojedynczych łączników (Rys. 5). Badane łączniki miały średnicę nominalną 22 mm. Wszystkie łączniki miały jednakową długość, 127 mm, i były wykonane ze stali o wytrzymałości na rozciąganie około 800 MPa. Wszystkie łączniki osadzano w blasze stalowej w otworach o średnicy 24 mm. Płyty betonowe do badań miały grubość 178 mm i zostały wykonane z betonu klasy C20/25. Otwory w płycie betonowej do osadzenia łączników A miały średnicę około 57 mm, otwory w płycie betonowej do osadzenia łączników B miały średnicę 25 mm (oraz 51 mm w górnej części, celu wprowadzenia łbów śrub), natomiast otwory w płycie betonowej do osadzenia łączników E miały 24 mm średnicy. Największą średnią sztywność w początkowej fazie pracy zarejestrowano dla łączników B (siły rozwarstwiającej przekazywane są w tym przypadku także przez tarcie powierzchni stalowej i betonowej wywołane sprężeniem śruby). W przypadku łączników A i B przy poziomie obciążenia odpowiadającym  $40 \div 50\%$  zarejestrowanej nośności obserwowano gwałtowny przyrost poślizgu spowodowany przemieszczeniem łącznika w otworze w blasze stalowej (w przypadku łączników E otwór w blasze stalowej wypełniała żywica iniekcyjna). Największą średnią nośność zarejestrowano podczas badań łączników B, o 20% mniejszą dla łączników A i o 40% mniejszą dla łączników E. Wszystkie badane łączniki spełniły normowy warunek ciągliwości, przy czym łączniki B z największym zapasem. Wszystkie próbki uległy zniszczeniu wskutek ścięcia łączników w płaszczyźnie styku blachy stalowej i płyty betonowej. Pomierzona wytrzymałość zmęczeniowa wszystkich badanych rodzajów łączników była znacznie większa od wytrzymałości zmęczeniowej klasycznych łączników sworzniowych o podobnych wymiarach. Wytrzymałość zmęczeniowa zarejestrowana dla łączników A i B była wyraźnie większa od wytrzymałości zarejestrowanej dla łączników E. Największą wytrzymałość otrzymano z badań łączników B, co – podobnie jak w przypadku sztywności – spowodowane było odmiennym sposobem przenoszenia sił rozwarstwiających (także przez tarcie).

W opracowaniu [4] udokumentowano badania belek zespolonych za pomocą łączników quasi-sworzniowych typu A, B i E takich jak w próbkach poddanych bezpośredniemu ścinaniu [3] oraz jednej belki z płytą niezespoloną. Płyty wykonano z betonu C20/25. Badano belki o rozpiętości teoretycznej 11,6 m obciążone siłą skupioną P w środku rozpiętości. W przypadku wszystkich belek zaprojektowano zespolenie częściowe odpowiadające 30% zespolenia pełnego, co obliczeniowo odpowiadało zwiększeniu nośności o około 47%. Łączniki rozmieszczono równomiernie wzdłuż belek. Zespolenie wprowadzono po wykonaniu

plyty, w sposób odzwierciedlających wzmocnienie istniejącej konstrukcji niezespalonej. Na Rys. 6 pokazano zmianę obciążenia  $P$  każdej z belek w funkcji ugięcia w środku rozpiętości przęsła  $u_{L/2}$ . Sztywność trzech wzmocnionych belek była podobna do chwili utraty nośności przez łączniki. W przypadku belek z łącznikami A i E nastąpiło to przy podobnym poziomie obciążenia, a w przypadku belki z łącznikami B przy obciążeniu o około 10% większym. Wszystkie belki zachowały nośność w stanie granicznym ugięcia – w chwili utraty nośności przez łączniki A i E ugięcie odpowiednich belek odpowiadało 1/100 rozpiętości teoretycznej, a w przypadku belki z łącznikami B – 1/45 rozpiętości teoretycznej. Po utracie nośności przez łączniki A i E odpowiednie belki pracowały podobnie do belki pozbawionej zespolenia. Zastosowanie zespolenia spowodowało poprawę nośności belek o 41%, 47% i 57%, odpowiednio w przypadku łączników A, E i B.



Rys. 6. Wykres  $P$ - $u_{L/2}$  (siła-ugięcie) uzyskany z badań belek [4]: 1 – belka bez zespolenia, 2 – belka wzmocniona za pomocą łączników A, 3 – belka wzmocniona za pomocą łączników E, 4 – belka wzmocniona za pomocą łączników B

#### 4. NOŚNOŚĆ ŁĄCZNIKÓW QUASI-SWORZNIOWYCH

W pracy [2] opisano quasi-statyczne i zmęczeniowe badano m.in. łączników A, B, E i F o średnicy nominalnej trzpienia równej 19 mm. Na podstawie wyników badań zaproponowano oszacowanie nośności doraźnej pojedynczego łącznika w postaci:

$$P_k = 0,5 \cdot f_u \cdot A_s \quad (1)$$

gdzie:

$P_k$  – wartość charakterystyczna nośności łącznika quasi-sworzniowego,

$f_u$  – graniczna wytrzymałość materiału łącznika,

$A_s$  – czynne pole powierzchni przekroju łącznika.

W przypadku łączników A, B i E oszacowanie to dało wartość nośności o 10÷25% mniejszą w porównaniu z wartością uzyskaną z badań.

Badania łączników A, B i E opisane w [3] potwierdziły przydatność powyższego oszacowania także w przypadku łączników o nominalnej średnicy trzpienia równej 22 mm. Czynne pole powierzchni przekroju łącznika  $A_s$  przyjmowano tam w przybliżeniu jako równe 80% pola powierzchni obliczonego dla nominalnej średnicy trzpienia.

W przypadku obu programów badawczych [2, 3] do określenia nośności łączników stosowano próbę bezpośredniego ścinania. Mimo niskiej klasy betonu, z jakiego wykonane były płyty, mechanizm zniszczenia związany był zawsze z utratą nośności łącznika (ścięcie trzpienia).

Badane łączniki A, B i E spełniły warunek ciągłości co umożliwia projektowanie konstrukcji w zakresie plastycznym.

Warunki określające wytrzymałość zmęczeniową sformułowano na podstawie badań łączników A, B i E o średnicy 19 mm i 22 mm. Należy zwrócić uwagę, że ze względu na brak spoin wytrzymałość ta jest generalnie większa w porównaniu z klasycznymi łącznikami sworzniowymi.

W przypadku łączników A i B wytrzymałość zmęczeniową badano w zakresie liczby cykli od  $5 \times 10^4$  do  $5 \times 10^6$ . Wytrzymałość tą, wyrażoną zmianą naprężeń stycznych, określono jako równą 240 MPa.

W przypadku łączników E określono wytrzymałość zmęczeniową wyrażoną zakresem zmienności naprężeń stycznych  $\Delta\tau$  w funkcji logarytmu liczby cykli do zniszczenia N:

$$\Delta\tau = 536 - 60 \cdot \log(N)$$

Przy założeniu  $N = 2 \times 10^6$  zakres zmienności naprężeń stycznych odpowiada kategorii zmęczeniowej  $\Delta\tau_c$ :

$$\Delta\tau_c = \begin{cases} 240 \text{ MPa} & \text{jeżeli łącznik A lub B} \\ 158 \text{ MPa} & \text{jeżeli łącznik E} \end{cases} \quad (2)$$

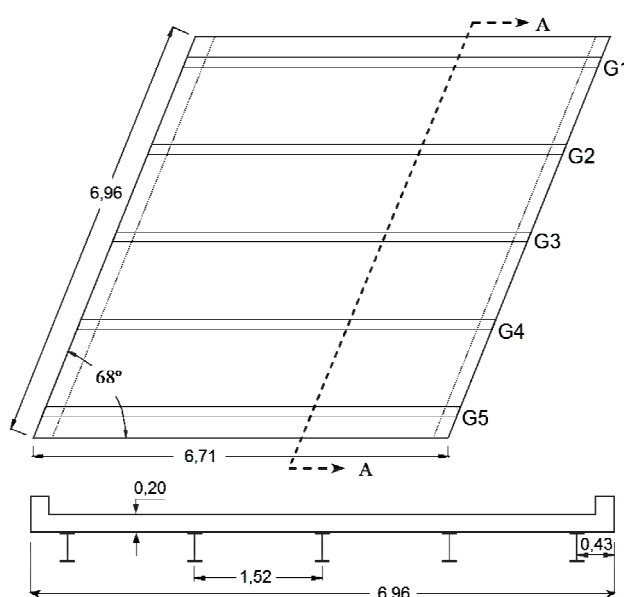
W przypadku klasycznych łączników sworzniowych norma PN-EN [11] zaleca przyjmować kategorię zmęczeniową, wyrażoną zakresem zmienności naprężeń stycznych, o wartości 90 MPa.

## 5. PRZYKŁADY WZMACNIANIA PRZESEŁ MOSTÓW

Łączniki quasi-sworzniowe zastosowano do wzmocnienia czterech istniejących przęseł mostowych [5, 9], w tym: po jednym przęśle za pomocą łączników A i B oraz dwa przęsła za pomocą łączników E. We wszystkich przypadkach wprowadzono częściowe zespolenie belek stalowych z pierwotnie niezespoloną płytą betonową (stopień zespolenia interpretowano jako proporcję liczby zastosowanych łączników do liczby łączników potrzebnych do pełnego zespolenia). Liczbę łączników do zastosowania określono na podstawie analizy pracy przekroju



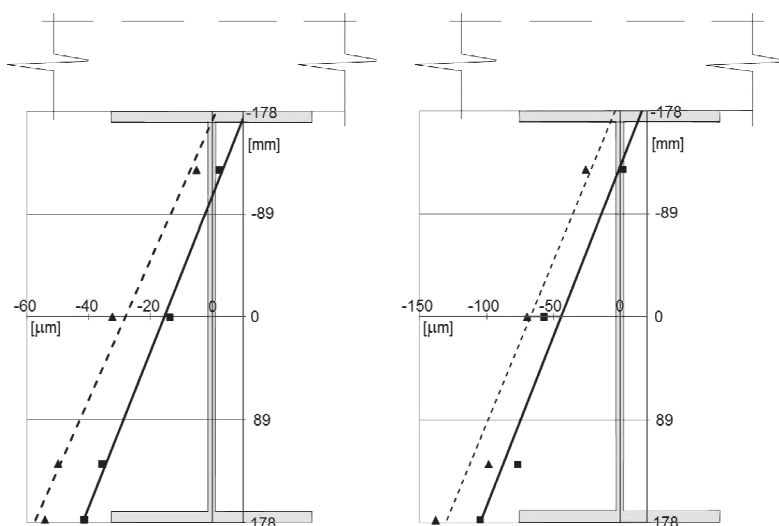
zespoleonego w zakresie plastycznym. W przypadku pełnego zespolenia nośność łączników musi być co najmniej równa nośności płyty lub nośności belki, zależnie od tego, która z nich jest mniejsza. W przypadku częściowego zespolenia nośność łączników jest mniejsza od obu wymienionych nośności i decyduje o nośności przekroju zespolonego. W celu poprawy efektywności zespolenia łączniki przewidziano w strefach przypodporowych.



Rys. 7. Schemat przęsła drogowego wzmacnionego przez zespolenie belek i płyty pomostu [9]; G1÷G5 – symbole belek stalowych

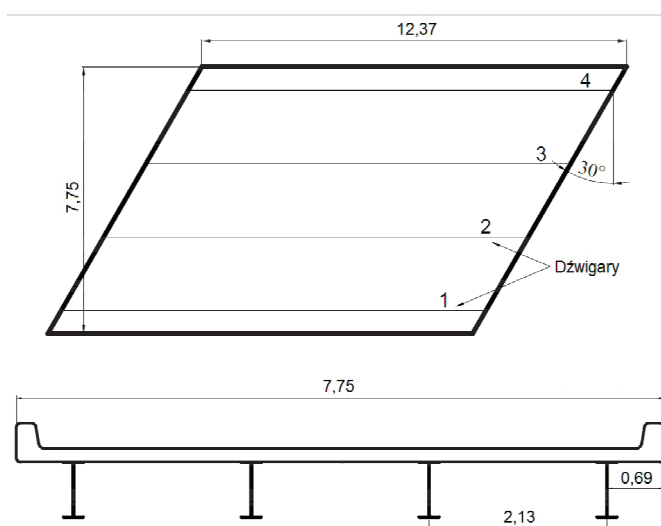
W pracy [9] opisano wzmocnienie przęsła mostu drogowego w ukosie. Przęsło utworzono z czterech belek W14×30 ( $H=352$  mm,  $b_f=171$  mm) i niezspolonej płyty betonowej o grubości 21 cm. Schemat przęsła w planie i w przekroju poprzecznym pokazano na rysunku 7. W celu wprowadzenia zespolenia zastosowano łączniki E o średnicy 22 mm. Zaprojektowano zespolenie częściowe odpowiadające 71% zespolenia pełnego. Łączniki rozmieszczono nierównomiernie wzdłuż przęsła, zmniejszając ich rozstaw w sąsiedztwie podpór.

Przed i po wykonaniu wzmocnienia przeprowadzono badania przęsła pod próbnym obciążeniem. Mierzono m.in. odkształcenia dźwigara środkowego (G3) w  $1/2$  i  $1/4$  jego rozpiętości. Wybrane pomierzone odkształcenia zestawiono na rysunku 8. Widoczne jest przesunięcie osi obojętnej po wzmocnieniu ku górze świadczące o tym, że wzrósł udział płyty w przenoszeniu obciążeń. Położenie osi obojętnej przed wzmocnieniem wskazuje na współpracę płyty pomostowej z belką. Jest to możliwe dzięki adhezji i tarcia na styku belek i płyty pomostu.



Rys. 8. Wyniki pomiarów odkształceń dźwigara G3 (Rys. 7), w  $\frac{1}{4}$  (po lewej) i w  $\frac{1}{2}$  (po prawej) rozpiętości: linia ciągła (kwadraty) – przed wzmocnieniem, linia przerywana (trójkąty) – po wzmocnieniu [9]

W opracowaniu [5] podano raport ze wzmocnienia trójprzęsłowego mostu drogowego. Trzy ukośne swobodnie podparte przęsła zostały utworzone z dwuteowych dźwigarów belkowych W26x85 ( $H=657$  mm,  $b_f=241$  mm) i niewspółpracującej betonowej płyty pomostu o grubości 20 cm – schemat przęsła w planie i w przekroju poprzecznym pokazano na rysunku 9.

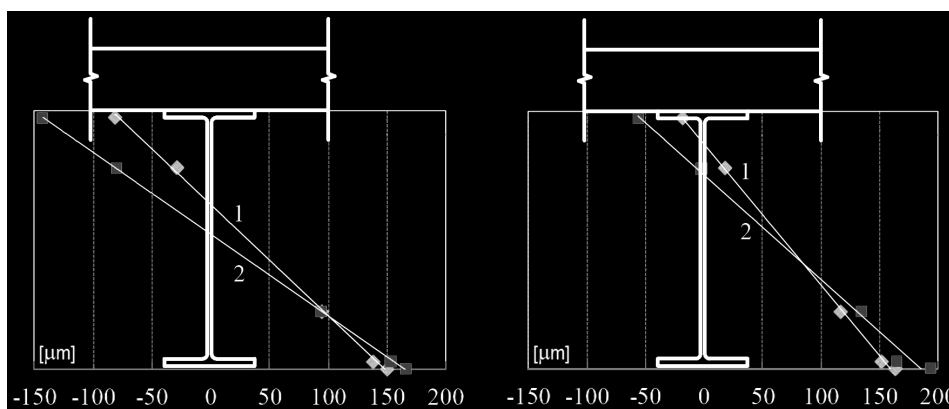


Rys. 9. Schemat przęseł drogowych wzmocnionych przez zespolenie belek i płyty pomostu [5]

Do wzmocnienia każdego z przęseł zastosowano inny rodzaj łączników quasi-sworzniowych: A, B i E – wszystkie o średnicy 22 mm. Wcześniej przeprowadzono badania laboratoryjne bezpośredniego ścinania tych łączników [3] oraz badania laboratoryjne belek wzmocnionych za ich pomocą [4]. We wszystkich trzech przęsłach zaprojektowano zespolenie odpowiadające 50% zespolenia pełnego, co obliczeniowo odpowiadało zwiększeniu nośności o 55%. Łączniki rozmieszczono nierównomiernie wzdłuż przęsła, zmniejszając ich rozstaw w sąsiedztwie podpór.

Przed i po wykonaniu wzmocnienia przeprowadzono badania pod próbnym obciążeniem przęsła przeznaczonego do wzmocnienia za pomocą łączników E. Mierzono m.in. odkształcenia belek stalowych nr 1 i 2 (rys. 9) w środku ich rozpiętości. Wybrane wyniki pomiarów pokazano na Rys. 10.

Przed wzmocnieniem zaobserwowano, że dźwigary, szczególnie skrajne, pracowały jak częściowo zespolone, prawdopodobnie dzięki adhezji i tarcia. Różnicę w położeniu osi obojętnych dźwigarów nr 1 i 2 przed wzmocnieniem widać na rysunku 10 (po lewej). Po wzmocnieniu oś obojętna wszystkich dźwigarów przesunęła się w kierunku płyty betonowej. Autorzy opracowania określili stopień zespolenia belki stalowej i płyty betonowej uzyskany po wprowadzeniu zespolenia za pomocą łączników E (kotew wklejanych) jako „znaczący”.



Rys. 10. Wyniki pomiarów odkształceń dźwigarów nr 1 i 2 (Rys. 9) w połowie rozpiętości: przed wzmocnieniem (po lewej) i po wzmocnieniu (po prawej) pod jednokowym obciążeniem (w opisie wykresów podano numery dźwigarów) [5]

## 6. PODSUMOWANIE

W referacie zaprezentowano bieżące badania łączników quasi-sworzniowych tj. takich, które bazują na idei trzpienia zamocowanego do blachy stalowej i zakotwionego w betonie, jednak ich montaż nie wymaga spawania. Spośród dostęp-

nych łączników najlepiej rozpoznany są łączniki ze śruby sprężającej, gwintowanego pręta oraz kotwy chemicznej. Wszystkie trzy wymagają wywiercenia otworów w pasie belki stalowej. Dodatkowo dwa pierwsze wymagają wykonania otworów w płycie pomostowej „od góry”.

Najobszerniejsze z dotychczas przeprowadzonych badań poświęcono łącznikom A, B i E. Badano łączniki o nominalnych średnicach trzpienia 19 i 22 mm, osadzone w płytach o grubości około 20 cm z betonu klasy C20/25. Przeprowadzono badania bezpośredniego ścinania na próbach z pojedynczymi łącznikami, badania próbek normowych [10] oraz badania belek swobodnie podpartych w skali naturalnej. W porównaniu z klasycznymi łącznikami sworzniowymi o podobnych wymiarach wymienione łączniki quasi-sworzniowe miały podobną lub mniejszą sztywność i nośność doraźną oraz większą wytrzymałość zmęczeniową. Wszystkie badane łączniki spełniły normowy warunek ciągłości [10]. Mimo stosunkowej niskiej klasy betonu płyty nośność zespolenia zależała od nośności łączników.

Technologia wzmacniania przęseł mostowych poprzez wprowadzenie zespolenia belek stalowych z pierwotnie niezespoloną betonową płytą pomostu opisanymi wyżej metodami ma pewne ograniczenia:

- liczba łączników możliwa do zastosowania w przekroju poprzecznym jest ograniczona wymiarami górnego pasa belki – w przypadku przęseł krótkich (jak opisane [5, 9]) możliwe jest zastosowanie jednego (niesymetrycznie) lub dwóch łączników,
- efektywność wzmocnienia może być ograniczona nośnością zbrojenia płyty pomostu; wymagana może być jego inwentaryzacja wraz z określeniem jego lokalizacji,
- w przypadku łączników, które wymagają wiercenia otworów w płycie „od góry” konieczne jest dłuższe zamknięcie ruchu na obiekcie, a po wykonaniu wzmocnienia odtworzenie nawierzchni i izolacji,
- sposób osadzenia i konstrukcja większości łączników ogranicza efektywność zespolenia ze względu na poślizg, gdy siły rozwarstwiające przekroczą opory tarcia w styku beton-stal, tj. pod obciążeniem użytkowym.

W kontekście wymienionych mankamentów, spośród podanych rodzajów łączników, szczególnie atrakcyjne wydają się być kotwy chemiczne. Żywica iniekcyjna, wypełnia otwór zarówno w płycie betonowej jak i w blasze stalowej, co ogranicza możliwość przemieszczania się trzpienia w otworze w blasze stalowej. Dzięki temu zespolenie takie pracuje przy ograniczonym poślizgu. Wytrzymałość zmęczeniowa tych łączników jest o około 75% większa od wytrzymałości zmęczeniową klasycznych łączników sworzniowych. Zaletą tych łączników jest także sposób ich montażu – bez naruszania nawierzchni i izolacji. Skracają czas zamknięcia mostu w celu osadzenia kotew.

**LITERATURA**

1. Chen Y.-T., Zhao Y., West J. S., Walbridge S., Behaviour of steel–precast composite girders with through-bolt shear connectors under static loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 103 (2014), 168–178.
2. Kayir H., Methods to Develop Composite Action in Non-Composite Bridge Floor Systems: Fatigue Behavior of Post-Installed Shear Connectors, MS Thesis, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, University of Texas at Austin, USA, 2006.
3. Kwon G., Engelhardt M.D., Klingner R.E., Behavior of post-installed shear connectors under static and fatigue loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 2010, 532–541.
4. Kwon, G., Engelhardt, M., Klingner, R., Strengthening bridges by developing composite action in existing non-composite bridge girders, *Structural Engineering International*, 4/2009, 432–437.
5. Kwon G., Engelhardt M. D., Klingner R. E., Implementation Project: Bridge Strengthening through the Use of Post-Installed Shear Connectors, Center for Transportation Research at The University of Texas at Austin, March 2009.
6. Łagoda G., Łagoda M., Stosowanie prefabrykacji w mostach zespolonych, *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, styczeń-luty 2011, 34–36.
7. Pathirana S.W., Uya B., Mirza O., Zhub X., Strengthening of existing composite steel-concrete beams utilising bolted shear connectors and welded studs, *Journal of Constructional Steel Research* 114, 2015, 417–430.
8. Pavlović M., Marković Z., Veljković M., Budevaca D., Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests, *Journal of Constructional Steel Research* 88, 2013, 134–149.
9. Peris A., Harik I., Innovative retrofit for upgrading reinforced concrete decks on non-composite steel girder bridges, 36th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, August 14-16, 2011.
10. PN-EN 1994-1:2008. Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
11. PN-EN 1994-2:2010. Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.

**APPLICATION OF QUASI-STUD CONNECTORS  
TO STRENGTHENING OF BRIDGE SPANS****Summary**

Current research programmes concerning application of quasi-stud connectors to strengthening of steel-concrete non-composite beams are presented. Strengthening is achieved by introduction of steel-concrete composite action without necessity of welding studs. The following may be applied as quasi-stud connectors: high strength friction grip bolts, threaded bars, anchors and screws. Tests of the connectors carried out during past five years are discussed. Methods of assessment of the connectors bearing capacity and fatigue strength are summarised. Examples of application of the connectors to bridge

span strengthening are given. Gathered experience is analysed in the view of practicality of the connectors application to bridge span strengthening by introduction of steel-concrete composite action.