XXIII konferencja naukowo-techniczna
szczecin-międzyzdroje, 23-26 maja 2007
awarie budowlane 2007
zapobieganie diagnostyka naprawy rekonstrukcje

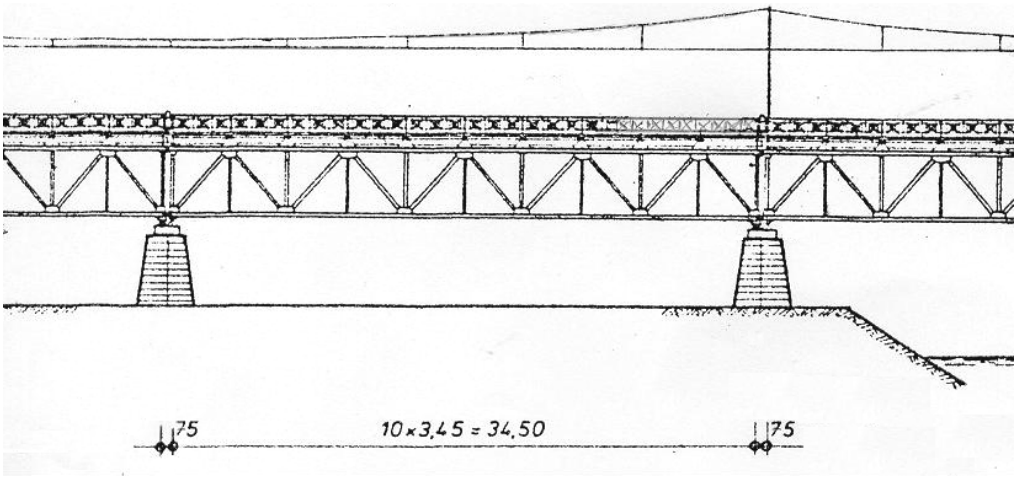
Mgr inż. Krzysztof GOLONKA, *inargo@web.de*
Krebs & Kiefer GmbH, Karlsruhe
doktorant Politechniki Śląskiej
Prof. dr inż. Andrzej AJDUKIEWICZ, *andrzej.ajdukiewicz@polsl.pl*
Politechnika Śląska

AWARIA ZMĘCZENIOWA I PRZEDŁUŻENIE UŻYTKOWANIA 100-LETNIEJ STALOWEJ ESTAKADY KOLEJOWEJ

FATIGUE DAMAGE AND EXTENTION OF USE OF 100-YEARS OLD STEEL RAILWAY BRIDGE

Streszczenie Dwutorowa estakada kolejowa jest w ciągłej eksploatacji przez ponad sto lat. Jest to duży nitowany obiekt, obejmujący 17 przęseł po 34,5m każde (patrz Rys. 1). Zdecydowano, że estakada będzie potrzebna jeszcze co najmniej przez pięć lat. Wskutek kilku uproszczeń projektowych i wykonawczych poważne uszkodzenia wystąpiły obecnie i zostały wykryte podczas rutynowego przeglądu przez rzeczoznawcę. Najważniejsze uszkodzenia były związane z wadliwym ułożyskowaniem dźwigarów, pominięciem wpływu rzeczywistych przemieszczeń – zwłaszcza od temperatury – na wytężenie konstrukcji oraz nagłą zmianą przekroju belek podłużnych. Większość uszkodzeń była wynikiem zmęczenia materiału we fragmentach połączeń. W pracy przedstawiono wyniki niektórych analiz i kilka szczegółów wzmocnień uszkodzonych części konstrukcji.

Abstract The two-track railway bridge has been continuously used for over hundred years. It is a long, riveted structure with 17 spans 34,5m each (see Fig.1). It was decided that the bridge will be necessary for five years at least. Due to some design and constructional simplifications the significant damages appeared presently and were revealed during routine expert investigations. The most important damages were connected with incorrect provide of girders with bearings, neglecting of actual displacement influences – particularly due to temperature – on the stresses in structure, and rapid changes in the cross-section of the longitudinal girders. Most of damages were the result of material fatigue in the local parts of connections. The report presents some results of analysis and few details of strengthening of damaged parts of the structure.



Rys. 1 Widok przęsła estakady (fragment rysunku z oryginalnego projektu)

1. Wprowadzenie

W 1901 roku wykonano w Niemczech, w okolicach Mannheim, dwutorową estakadę kolejową, składającą się z 17 pojedynczych przęseł (dla każdego toru osobno) o rozpiętości 34,5 m każde, stanowiącą łącznik pomiędzy wałem powodziowym oraz jednym z mostów przez Ren. Konstrukcję pojedynczego przęsła tworzy nitowany przestrzenny ustrój kratownicowy, wykonany ze stali niespawalanej, o granicy plastyczności 235 MPa.

Położenie torów przewidziano na wysokości górnych pasów kratownic. Bezpośrednio pod pomostem torowiska przebiegają belki podłużne, które przekazują siły na belki poprzeczne, połączone krzyżulcami, usytuowane w odstępach 3,45 m, zamocowane w górnych węzłach kratownic głównych. W roku 1931 wykonano wzmocnienia w górnej płaszczyźnie poziomej, wprowadzając dodatkowe krzyżulce.

W ramach rutynowej kontroli estakady w 2004 roku rzeczoznawca stwierdził wiele uszkodzeń, z których część zakwalifikowano do grupy IV, tj. do grupy uszkodzeń zagrażających ruchowi taboru kolejowego. Takiego rodzaju uszkodzenia wymagają natychmiastowej naprawy. W związku z tym, bezpośrednio po zakończeniu technicznej kontroli obiektu, biuro projektów *Krebs und Kiefer, Beratende Ingenieure GmbH, Karlsruhe* przystąpiło, na podstawie protokołu rzeczoznawcy oraz oględzin konstrukcji, do wstępnego ustalenia koncepcji naprawy.

Opierając się na sporządzonej inwentaryzacji szczegółowej oraz na opisach technicznych dokonano uzgodnień z przedstawicielami kolei. Ponieważ wykonanie naprawy konstrukcji miało być przeprowadzone przez komórkę techniczną należącą do zleceniodawcy (*DB Deutsche Bahn*), możliwe było szybkie uzgodnienie i bezpośrednie ustalenie sposobu naprawy oraz harmonogramu prac. Zleceniodawca zainteresowany był nie tylko doraźnymi działaniami umożliwiającymi dalsze użytkowanie obiektu, ale również zajęciem stanowiska biura projektów w odniesieniu do przyczyn wystąpienia uszkodzeń. W tym celu dokonano szczegółowej analizy obliczeniowej przestrzennego ustroju prętowego, odzwierciedlającego konstrukcję estakady. Zastosowano program RSTAB (autorstwa *Dlubal GmbH*).

2. Główne przyczyny wystąpienia uszkodzeń

W czasie projektowania obiektu, przed przeszło stu laty, operowano prostymi schematami statycznymi. Poszczególne elementy zostały obliczone jako statycznie wyznaczalne, bez uwzględnienia sztywnych węzłów (które *de facto* zostały wykonstruowane) oraz wzajemnej współpracy elementów w złożonym ustroju statycznym. W ten sposób przeprowadzone obliczenia nie wykorzystują zazwyczaj w pełni rzeczywistej nośności elementów i zawierają określone rezerwy. W niektórych jednak przypadkach takie uproszczenia nie pozwalają w pełni rozeznać pracy konstrukcji, co miedzy innymi doprowadziło do wystąpienia uszkodzeń w omawianym przykładzie.

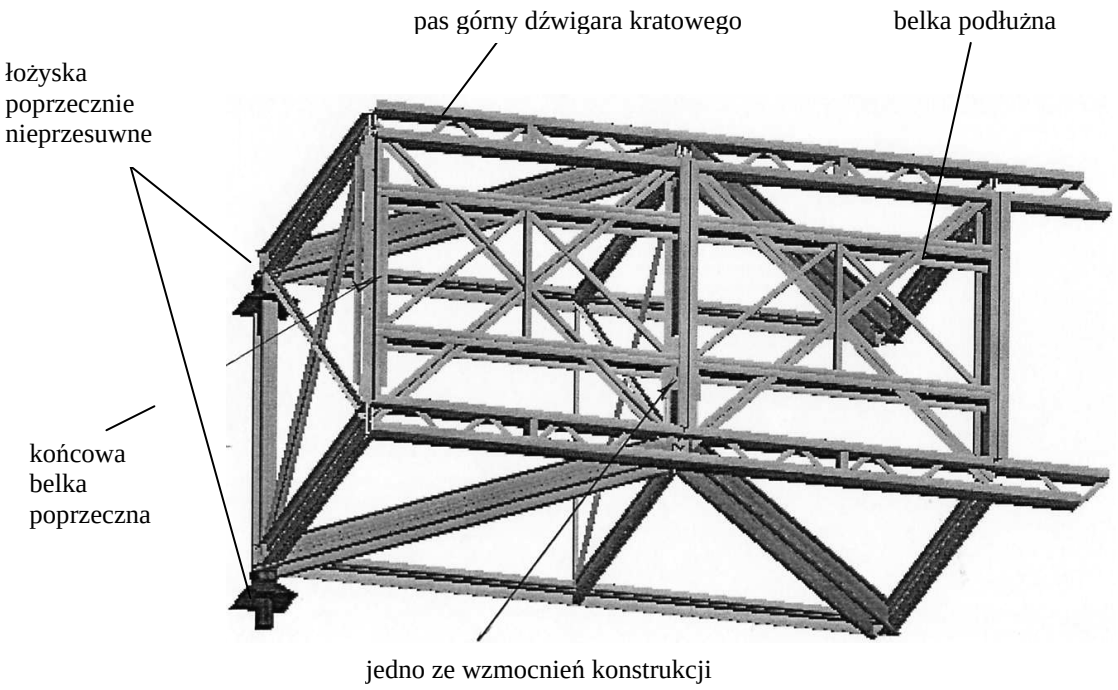
Na podstawie obecnych obliczeń, wykorzystując możliwości oprogramowania stwierdzono, że niektóre z uszkodzeń można przypisać następującym niekorzystnym rozwiązaniom konstrukcyjnym:

- **Wadliwy schemat łożyskowania**

  Wszystkie łożyska zaprojektowano jako nieprzesuwne w kierunku poprzecznym (Rys. 2). Obciążenia temperaturą spowodowały odkształcenia blach w węzłach podporowych.

- **Pominięcie wpływu przemieszczeń poziomych**

  Nieuwzględnienie wpływu zależności przemieszczeń od obciążenia taborem kolejowym na wytężenie elementów konstrukcji spowodowało nie ujęty w projekcie, wielokrotnie zmienny stan naprężeń. Tory usytuowano, jak wspomniano, w płaszczyźnie pasów górnych kratownic.



Rys. 2 Model konstrukcji w obszarze podporowym

Pod torami w linii szyn znajdują się belki podłużne, przekazujące obciążenia na poprzecznice i steżenia poprzeczne, oparte w węzłach kratownic (również na poziomie pasów górnych tych kratownic). Łożyska przęseł estakady umiejscowiono natomiast w linii pasów dolnych kratownic. Uwarunkowania geometryczne tak dobranego systemu powodują zginanie poprzecznic od obciążeń ruchem taboru. W szczególności narażone są poprzecznice skrajne, na końcach których występują ekstremalne przemieszczenia poziome (wzdłuż osi estakady), równe przemieszczeniom górnych węzłów kratownic.

W tym przypadku do uszkodzeń poprzecznic skrajnych przyczyniły się efekty zmęczeniowe. Obliczenia wykazały, że podczas przejazdu „normowego“ pociągu UIC 71 (nazwa modelu obciążeniowego według niemieckiej normy do czasu wprowadzenia obecnie w życie nowych przepisów DIN Fachbericht 101) maksymalny przyrost naprężeń stali zbliżony jest do jej granicy plastyczności.

- **Nagła zmiana przekroju w podłużnicy**

Trzecim istotnym błędem konstrukcyjnym było skokowe zróżnicowanie wysokości przekroju belek podłużnych. Zmiana sztywności wywołała zjawisko karbu i spowodowała uszkodzenia środnika poprzecznicy.

.

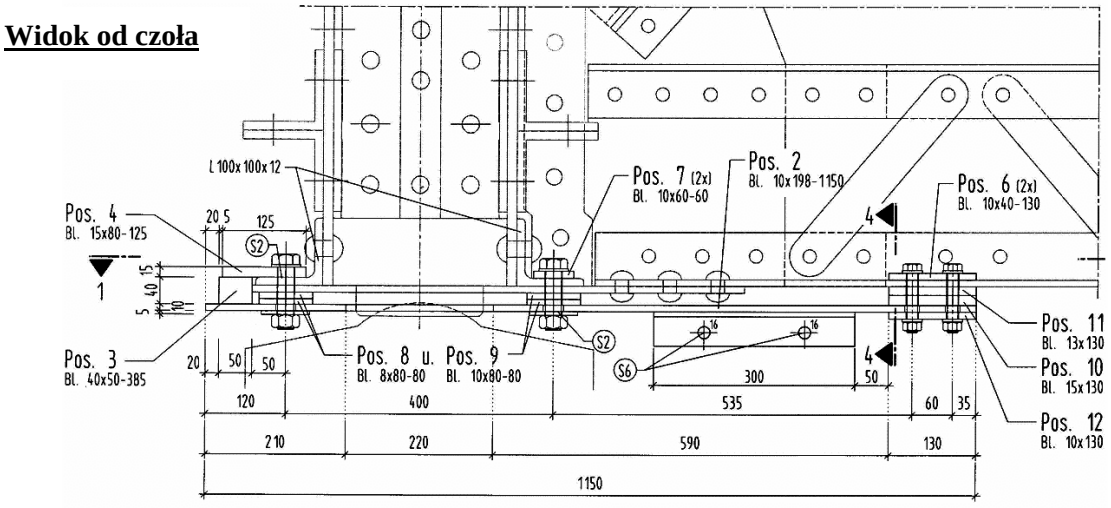
3. Zaprojektowane i przeprowadzone naprawy

W związku z wyszczególnionymi głównymi błędami konstrukcyjnymi, powtarzającymi się w całej konstrukcji, można spodziewać się powstawania kolejnych uszkodzeń podczas dalszego użytkowania konstrukcji. Przedsięwzięcia związane z naprawą uszkodzeń były działaniami doraźnymi, nie ukierunkowanymi na pełne usunięcie przyczyn, lecz na zapewnienie bezpiecznej eksploatacji w okresie najbliższych pięciu lat. Postępowanie takie uzasadnia fakt, że przewiduje się po roku 2010 wyburzenie starej i budowę nowej estakady.

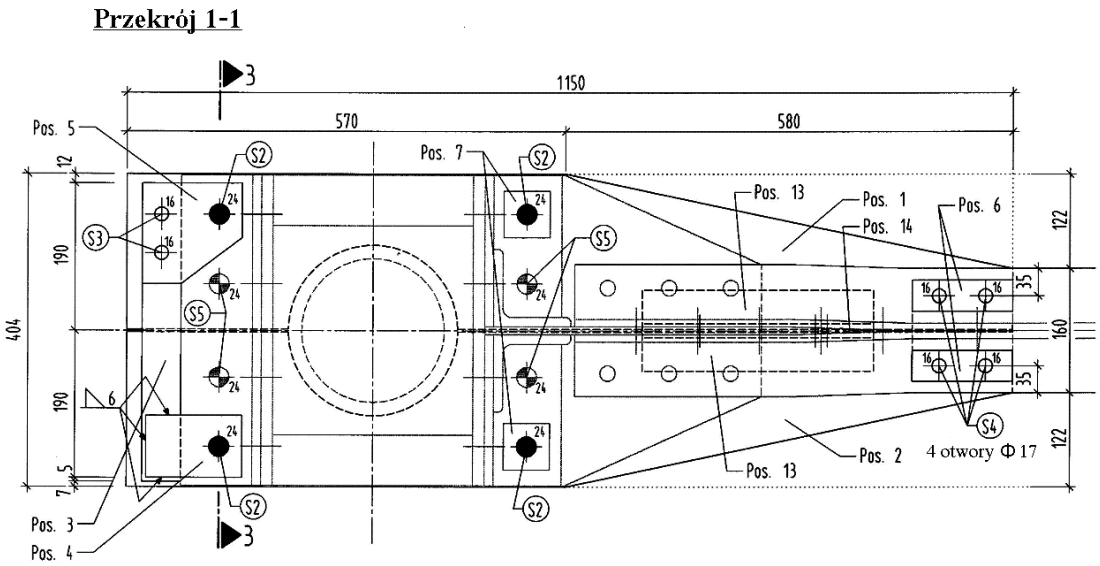
3.1. Naprawa uszkodzonych węzłów podporowych

Obydwa łożyska leżące w jednej osi są nieprzesuwne w kierunku poprzecznym. Węzły dźwigarów kratowych, w których przewidziano ułożyskowanie przęsła, są steżone lekką kratownicą o pasie dolnym w linii węzłów podporowych. Pas górny tego stężenia połączono ze słupkami dźwigarów kratowych. Obliczenia wskazują na znaczne wytężenia prętów tego stężenia oraz na znaczne kąty obrotu węzłów dźwigarów kratowych względem osi podłużnej (równoległej do osi estakady) w miejscach ułożyskowania, zapewne głównie pod wpływem obciążenia temperaturą. Efektem tego były plastyczne odkształcenia blach węzłowych, co umożliwiło penetrację wody w powstałe szczeliny pomiędzy blachami, a w konsekwencji zapoczątkowało ich korozję.

Naprawa wspomnianych uszkodzeń blach węzłowych polegała na zamocowaniu do nich dodatkowych blach od dołu (patrz Rys. 3 i 4, pozycje 1 i 2) za pomocą śrub wysokiej wytrzymałości oraz zastosowaniu odpowiednich stalowych płytek dystansowych. Blachy te mają za zadanie zabezpieczenie istniejących blach węzłowych przed odspojeniem od pozostałych elementów rozpatrywanych węzłów. W ramach naprawy węzłów podporowych przewidziano wymianę poluzowanych nitów na śruby wysokiej wytrzymałości (M24 10.9).



Rys. 3 Węzeł podporowy (widok)

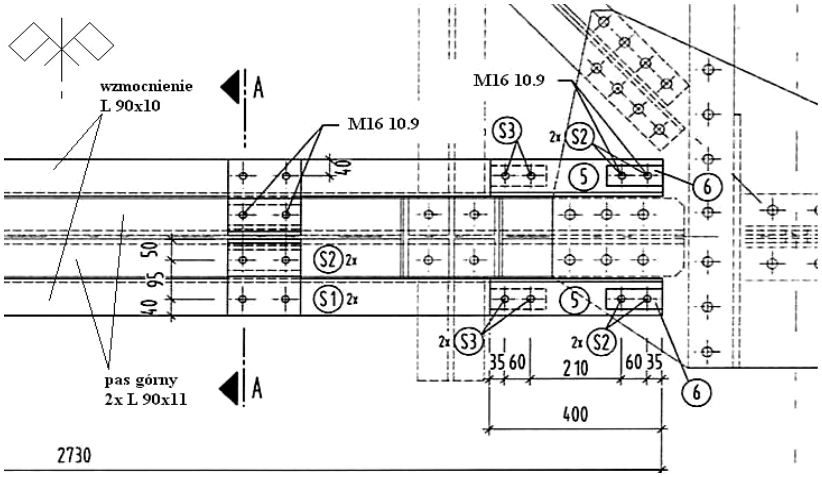


Rys. 4 Węzeł podporowy (rzut)

3.2. Naprawa uszkodzonych górnych pasów w skrajnych belkach poprzecznych

Pod wpływem obciążeń zmiennych dochodzi do znacznych przemieszczeń górnych skrajnych węzłów dźwigarów kratowych w stronę do wewnątrz ustroju. Belki podłużne ograniczają przemieszczenia poziome belek poprzecznych w węzłach wzajemnych połączeń. W związku z tym dochodzi do zginania poprzecznego belek poprzecznych. W większości przęseł estakady można zaobserwować pęknięcia pasów w skrajnych belkach poprzecznych w miejscach połączenia z dźwigarami kratownicowymi, tj. w miejscach, gdzie występują największe przemieszczenia poziome. Zaobserwowane uszkodzenia potwierdzają tu analizy teoretyczne.

W ramach naprawy przewidziano dodatkowe kątowniki leżące po obu stronach pasa górnego poprzecznicy. Kątowniki te zamocowano do rozpatrywanego uszkodzonego pasa dźwigara oraz do blach węzłowych dźwigarów kratownicowych (patrz Rys. 5). W ten sposób w pełni przywrócono stateczność, jak i sztywność poprzecznicy, będącej jednocześnie ryglem łączącym słupki podporowe dźwigarów kratownicowych, mającym również istotny wkład w przenoszeniu obciążeń poziomych.



Rzut

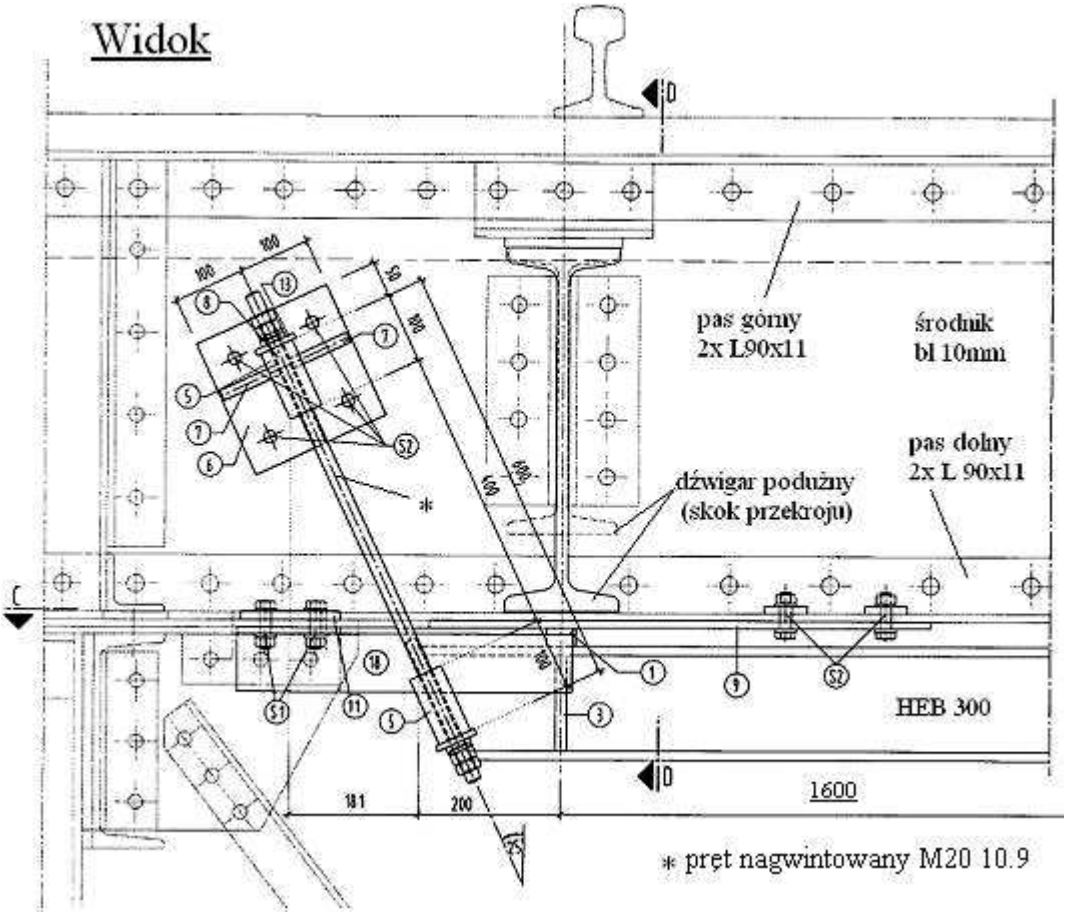
Rys. 5 Wzmocnienie pasa górnego

3.3. Naprawa uszkodzonego pasa dolnego w belce poprzecznej

Niektóre z belek poprzecznych są lokalnie dotknięte zaawansowaną korozją. Pasy dolne tych belek wykonano z dwóch kątowników L 90x11, które przynitowane są do środnika oraz na koncach do blach węzłowych. W jednym z dźwigarów doszło do pęknięcia półki jednego z kątowników pasa dolnego. Powodem tego była korozja oraz efekty zmęczeniowe. Jako wzmocnienie zastosowano tu podwieszony dwuteownik szerokostopowy HEB 300 (patrz Rys. 6). Dwuteownik ten styka się z uszkodzonym dźwigarem poprzecznym w linii belek podłużnych poprzez podkładki dystansowe wykonane z blachy. Aby zapewnić skuteczność zastosowanego rozwiązania, uaktywniono ten dwuteownik przez sprężenie nagwintowanych prętów podwieszenia ze stali wysokiej wytrzymałości. Następnie przyspawano do łączników podwieszenia kątowniki L100x12, po czym zdemontowano pręty sprężające, jako że przepisy kolei niemieckiej nie zezwalają na stosowanie sprężenia przy wzmacnianiu stalowych konstrukcji mostów. W istocie sprężenie wpłynęło tu na pracę ustroju, przy czym pręty sprężające zastąpiono elementami ze stali S 355 o dużo większej sztywności niż pręty sprężające. Tak więc, z formalnego punktu widzenia dostosowano się do obowiązujących przepisów, nie rezygnując całkowicie z efektu sprężenia.

Przy doborze odpowiedniego dwuteownika kierowano się zasadą, że maksymalne wytężenie uszkodzonej, wzmocnionej przez podwieszony dwuteownik, belki poprzecznej powinno być mniejsze niż wytężenie nieuszkodzonej belki poprzecznej.

Tą regułą kierowano się we wszystkich przypadkach wzmacniania uszkodzonych elementów konstrukcji estakady. W ten sposób wyeliminowano, jako niemiarodajne, wzmocnione elementy z dalszych rozważań teoretycznych dotyczących analizy zmęczeniowej.



Rys. 6 Wzmocnienie belki poprzecznej (stan montażowy)

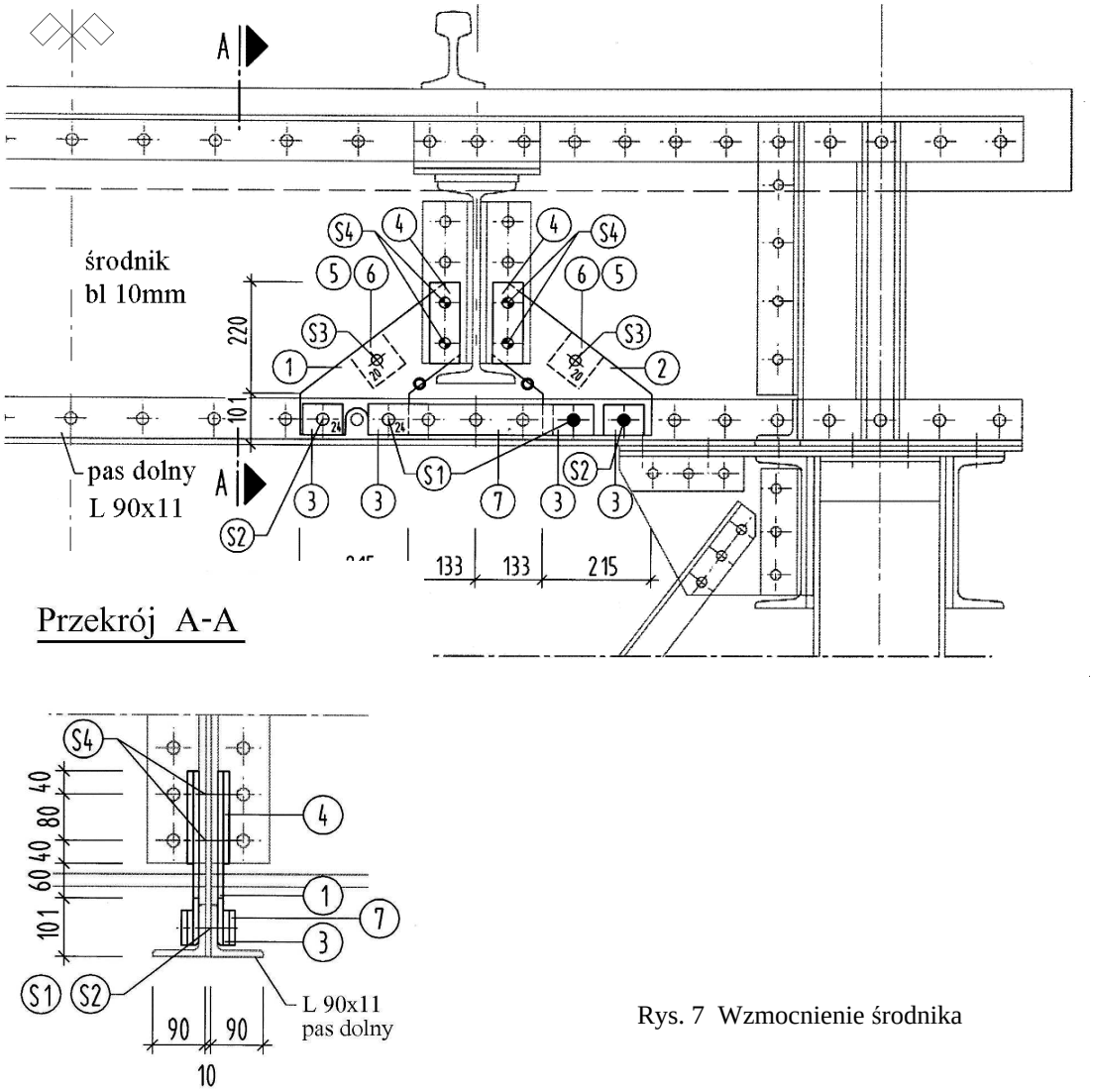
3.4. Naprawa uszkodzonego środnika belki poprzecznej.

Innym uszkodzeniem, spowodowanym wspomnianym efektem zginania przekroju belki poprzecznej w kierunku poziomym, jest pęknięcie środnika tej belki w miejscu połączenia z dolnym pasem belki podłużnej. Przemieszczenia układu konstrukcyjnego powodują poprzeczne zginanie środnika w wyniku obciążeń zmiennych. Jednoznacznie mamy tu do czynienia z efektami zmęczeniowymi. Przyrost naprężeń zastępczych w środniku dochodzi w tym przypadku również do granicy plastyczności materiału.

Koncepcja naprawy polegała na “otoczeniu” uszkodzonego miejsca środnika nowym materiałem oraz wykonaniu otworów na obydwu końcach pęknięcia, co miało na celu uniknięcie koncentracji naprężeń powodujących dalsze rozprzestrzenianie się uszkodzenia. Po obydwu stronach środnika belki poprzecznej, w obszarze uszkodzonego miejsca, zamocowano za pomocą śrub wysokiej wytrzymałości dodatkowe blachy łączące pas dolny belki poprzecznej z elementami połączenia z belką podłużną (patrz Rys. 7, pos. 1 i 2).

Ponadto blachy te zamocowano do środnika stosując przekładki dystansowe (Rys 7, poz. 6), co znacznie zwiększyło ich stateczność.

Obliczenia wzmocnionego elementu wykonano na dwa sposoby: w pierwszym przyjmując model prętowy (program RSTAB), a w drugim przypadku model bazujący na MES (program Sofistik). W obydwu przypadkach potwierdziła się skuteczność zastosowanego rozwiązania.



Rys. 7 Wzmocnienie środnika

4. Oszacowanie dalszego okresu użytkowania

Po zaprojektowaniu wzmocnień uszkodzonych elementów konstrukcji następnym zadaniem było oszacowanie możliwego okresu dalszego użytkowania obiektu według wytycznych przepisów kolei niemieckich (Ril 805). Oszacowanie to przeprowadzono w stosunku do nieuszkodzonych elementów konstrukcji, takich jak: pasów dźwigarów kratowych, krzyżulca stężenia podporowego oraz belek podłużnych i poprzecznych pomostu. Wybrano z każdej grupy najbardziej wytężone elementy. Miarodajna okazała sie belka podłużna (najsłabsze ogniwo konstrukcji), której możliwość dalszego użytkowania oszacowano na 7 lat. Wynik ten przesądził o liczbie lat dalszego użytkowania całego obiektu. Okazał się on jednak w obliczu przepisów warunkiem niewystarczającym.

W przypadku uzyskania wyniku poniżej 15 lat wymagane są bowiem dodatkowe obliczenia „dotkniętych" tym postanowieniem elementów konstrukcji, bazujące na teorii mechaniki zniszczenia. Metoda ta polega na założeniu, że w czasie dalszego użytkowania konstrukcji można spodziewać się wystąpienia kolejnych uszkodzeń, kwalifikujących się do

grupy IV (zagrożenie ruchu). Następnie dla wszystkich rozpatrywanych elementów konstrukcyjnych przyjmuje się odpowiedni „model zniszczenia” z odpowiednich tablic zawartych w przepisach Ril 805. W przypadku belki było to pęknięcie (o długości 4 cm) półki jednego z kątowników pasa dolnego. Ostateczne obliczenia przeprowadza się na modelu statycznym, w którym odpowiednio uwzględnione zostały osłabione elementy. W wyniku tego, w związku z redystrybucją sił wewnętrznych spowodowaną zmianami sztywności elementów, uzyskuje się nowy „obraz” stopnia wytężenia konstrukcji. Bazując na tak uzyskanych wynikach oraz stosując odpowiednie wzory określa się maksymalne przedziały czasu między kolejnymi kontrolami obiektu przez rzeczoznawcę. Dla belki podłużnej uzyskano wynik sześciu miesięcy, czyli najmniejszy możliwy, jaki dopuszcza wspomniany zbiór przepisów kolei niemieckich.

Po kolejnej ekspertyzie procedura ta jest powtarzana i jeśli zachodzi potrzeba, wzmacnia się (czy też wymienia na nowe) uszkodzone elementy. Przeprowadza się analizę zmęczeniową konstrukcji oraz określa się czas dalszego użytkowania (o ile jest to jeszcze możliwe) wraz z ustaleniem maksymalnych przedziałów czasu między kontrolami.

5. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej analizy wytrzymałościowej oraz zmęczeniowej rozpatrywanej konstrukcji estakady można wywnioskować, że oczekiwania normowe z końca XIX wieku co do czasu użytkowania tego rodzaju objektów (100 lat), okazały się – być może nieco przypadkowo – całkiem słuszne. Eliminując bowiem uszkodzenia wynikające z błędów konstrukcyjnych oraz niedostatecznej ochrony przeciwkorozyjnej można byłoby użytkowanie tego objektu jeszcze znacznie przedłużyć.

Analiza pozwoliła zwrócić uwagę na to, że nawet w na pozór prostych układach statycznych nie można sprowadzać analizy obliczeniowej wyłącznie do pojedynczych elementów konstrukcji, pomijając ich wzajemną współpracę w całym ustroju w zakresie sił i przemieszczeń.

W zamieszczonym przykładzie, te pierwotnie nie całkiem rozpoznane efekty okazały się decydujące przy oszacowaniu dalszego możliwego okresu użytkowania.

Przeprowadzona analiza zmęczeniowa bazowała na wytycznych Ril 805 kolei niemieckich, odnoszących się do istniejących mostów stalowych (o wieku powyżej 6 lat).

Projektowanie nowych mostów, estakad, wiaduktów stalowych itp. regulują w Niemczech aktualnie przepisy normowe DIN Fachbericht 101 (obciążenia) oraz DIN Fachbericht 103 (mosty stalowe).

Ważnym elementem projektowania stała się analiza zmęczeniowa oparta na funkcji określającej zależność maksymalnej zmiany stanu naprężeń w elemencie konstrukcyjnym od liczby cykli obciążeniowych wywołujących te zmiany. Na podstawie danych inwestora, czy też przyszłego użytkownika określa się liczbę prognozowanych cykli obciążeniowych na przestrzeni okresu użytkowania.

Następnie oblicza się zmiany naprężeń w rozpatrywanym elemencie wywołane normowym schematem obciążeniowym. W końcu porównuje się uzyskane wyniki z wartościami granicznych naprężeń wynikających z funkcji „zmęczeniowej”. Wydaje się, że takie procedury oceny możliwego okresu użytkowania w mostach stalowych powinny stać się powszechne zarówno dla istniejących, jak i nowych obiektów także w naszym kraju.