

STAN AWARYJNY WIADUKTU DROGOWEGO W ZABRZU

BOGUSŁAW JAREK, e-mail: bjarek@pk.edu.pl

MAREK PAŃTAK

MARIUSZ HEBDA

Politechnika Krakowska

Streszczenie: Bardzo istotnym ze względów bezpieczeństwa użytkowników jest poznanie przyczyn powstawania uszkodzeń obiektów, prowadzących do ograniczenia lub nawet wyłączenia ich z użytkowania, zwłaszcza gdy do takiego stanu rzeczy przyczyniają się błędy w sposobie utrzymania czy też prowadzenia napraw i remontów bieżących nie uwzględniających rodzaju konstrukcji. W rozdziale tym opisano stan techniczny stalowego nitowanego wiaduktu drogowego z pomostem z blach nieckowych wypełnionych betonem i dokonano analizy przyczyn, które doprowadziły do stanu awaryjnego obiektu. Za główną przyczynę powstania stanu awaryjnego wiaduktu należy uznać brak odpowiedniego zabezpieczenia obiektu przed penetracją wody, w tym braku reakcji na pojawiające się podczas przeglądów okresowych objawy zawilgocenia konstrukcji. Dodatkowo pierwotnych przyczyn można doszukiwać się w koncepcji adaptacji projektu wiaduktu drogowego z chodnikami dla potrzeb przeprowadzenia wyłącznie ruchu samochodowego.

Słowa kluczowe: wiadukt drogowy, korozja, przyczółek, stan awaryjny, uszkodzenia, przeciążenie, przegub gerbera, blachy nieckowe, konstrukcja nitowana

1. Wstęp

Stan techniczny obiektów drogowych, szczególnie w ciągu dróg krajowych, jest bardzo istotny zarówno ze względów bezpieczeństwa użytkowników, jaki i ze względów komunikacyjnych i transportowych. Dlatego też bardzo istotnym jest poznanie przyczyn powstawania uszkodzeń obiektów prowadzących do ograniczenia lub nawet wyłączenia ich z użytkowania. Zwiększający się ruch drogowy i rosnący udział pojazdów ciężkich niewątpliwie zwiększa ryzyko szybszego niszczenia konstrukcji, na który w praktyce nie ma się wpływu, jednak najczęściej do tego stanu rzeczy przyczyniają się również błędy w sposobie utrzymania czy też prowadzenia napraw i remontów bieżących nie uwzględniających rodzaju konstrukcji czego przykładem może być opisany poniżej obiekt.



Rys. 1. Widok wiaduktu od strony ul. Tarnopolskiej

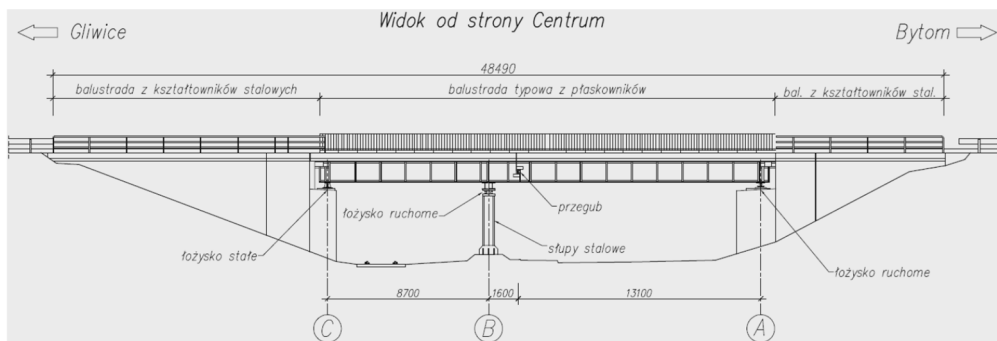
2. Konstrukcja i wyposażenie wiaduktu

Wiadukt zlokalizowany jest w Zabrzu w km 44+757 drogi krajowej DK 88. Droga jest jednojezdniowa, dwukierunkowa o dwóch pasach ruchu dla każdego kierunku (przekrój 1×4). Przeszkodę stanowi jednojezdniowa dwukierunkowa ulica Hagera (DW 921) o jednym pasie ruchu dla każdego kierunku (przekrój 1×2) z jednostronnym chodnikiem dla pieszych oraz jednotorowa linia tramwajowa. Lokalizację szczegółową podano na mapie (rys. 2).



Rys. 2. Lokalizacja wiaduktu

Wiadukt o szerokości użytkowej 14,67 m (2×2 pasy) i szerokości całkowitej 16,23 m tworzą dwa równoległe obiekty, rozdzielone dylatacją podłużną. Ponieważ obiekt znajduje się w łuku poziomym drogi DK88 spadek poprzeczny na wiadukcie zrealizowano poprzez przechylkę jednostronną o spadku 4,5–5,0%. Widok ogólny wiaduktu przedstawia rys. 3.



Rys. 3. Widok podłużny wiaduktu

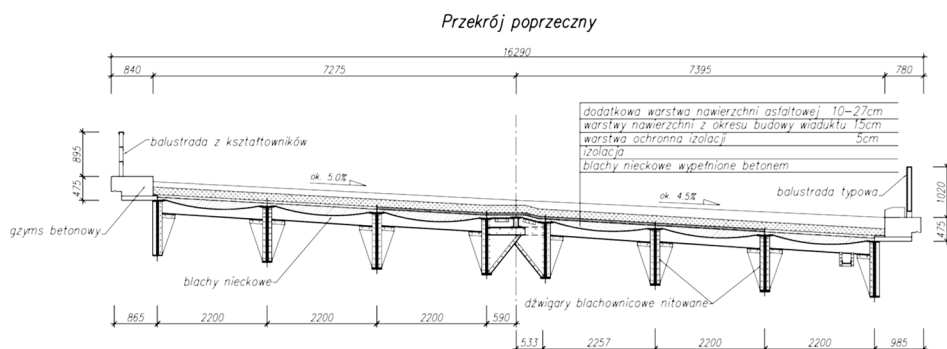
Podpory skrajne stanowią masywne niezbrojone, betonowe przyczółki ze skrzydłami. Podporę pośrednią (filar) stanowi rząd 12 słupów stalowych o przekroju zamkniętym (skrzynkowy). Bezpośrednio pod 8 dźwigarami głównymi znajdują się słupy o wymiarach 300×600 mm, natomiast w polach pomiędzy skrajnymi dźwigarami obu konstrukcji nośnych występują dodatkowe słupy o wymiarach 380×400 mm (4 szt.). Słupy dodatkowe zostały prawdopodobnie wykonane później, jako wzmocnienie pierwotnego filara. Wszystkie słupy zostały utwierdzone w jednej masywnej betonowej płycie fundamentowej.

Dźwigary oparte są na podporach za pośrednictwem łożysk stalowych. Podparcie na przyczółku przęsła dłuższego zrealizowano za pośrednictwem łożysk stalowych ruchomych

jednowałkowych $\phi 170$ mm, natomiast łożysko stalowe stałe z głowicą półkulistą umieszczono na przyczółku krótszego przęsła.

Na podporze pośredniej dźwigary główne podparto za pośrednictwem belki poprzecznej złożonej z dwóch dwuteowników HEB 360 ustawionych równolegle do siebie zgodnie ze skosem przęsła ($58,30^\circ$). A następnie belkę poprzeczną podparto za pośrednictwem stalowych łożysk jednowałkowych $\phi 200$ na głowicach słupów zlokalizowanych bezpośrednio pod belkami oraz na stalowych łożyskach stykowych umieszczonych na głowicach słupów pośrednich.

Konstrukcja nośna każdego z obiektów to dwuprzęsłowy stalowy ruszt belkowy w skosie $58,30^\circ$ o długości przęseł 14,70 m i 8,70 m. Dźwigary główne to belki ciągłe z przegubem (układ gerberowski) umieszczonym w pobliżu podpory środkowej od strony dłuższego przęsła. Pomost tworzą blachy nieckowe gr 8 mm wypełnione betonem. Każdy z obiektów posiada cztery dźwigary główne w rozstawie 2,20 m o wysokości zmieniającej się na długości poprzez zastosowanie nakładek na pasach dolnych blachownic w środkowych częściach przęsła dłuższego. Osiowy rozstaw dźwigarów przy dylatacji podłużnej wynosi 1,18 m. Przekrój poprzeczny wiaduktu pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny wiaduktu

Konstrukcję nośną wiaduktu stanowią dźwigary blachownicowe stalowe nitowane ze środnikiem 1100×10 mm. Środniki blachownic usztywniono żebrami poprzecznymi. Przegub zlokalizowany jest w przęśle dłuższym w odległości 1600 mm od osi łożysk umieszczonych na słupach filara i składa się z wałka stalowego $\phi 140$ mm oraz odpowiednio ukształtowanego środnika blachownicy wzmocnionego odcinkami kątowników $150 \times 100 \times 10$ ułożonymi poziomo (rys. 5).



Rys. 5. Konstrukcja dźwigara i przegubu

Pasy dolne i górne blachownic wykonano z kątowników równoramiennych $90 \times 90 \times 10$ mm umieszczonych po obu stronach środnika, połączonych ze środnikiem za pomocą nitowania. Pas dolny dwóch skrajnych dźwigarów został wzmocniony jedną, a pozostałych dźwigarów dwoma nakładkami 200×12 mm wyłącznie w części środkowej przęsła dłuższego. Pas górny wzmocniono na całej długości nakładką stalową z blachy 300×12 mm. Całkowita wysokość dźwigarów wynosi: na odcinkach bez nakładek na pasie dolnym 1112 mm, na odcinkach z nakładką pojedynczą 1124 mm, na odcinkach z nakładką podwójną 1136 mm.

W obrębie podpór dźwigary połączono kratownicowymi stężeniami poprzecznymi. Te poprzecznice podporowe ukształtowano formie kratownic K wykonanych z kątowników $70 \times 70 \times 8$ mm. Poprzecznice podporowe na przyczółkach ustawiono równolegle do osi łożysk (zgodnie ze skosem przęsła $58,30^\circ$), poprzecznice podporowe nad filarem ustawiono prostopadle do osi dźwigarów.

Pomost składa się z drugorzędnych poprzecznic i blach nieckowych wypełnionych betonem. W obrębie pasów górnych, w miejscach żeber, dźwigary główne stężono drugorzędnymi poprzecznicami z belek dwuteowych I260 ustawionych prostopadle do osi dźwigarów. Poprzecznice te tworzą wraz z blachownicami pola o wymiarach 1350×2200 mm, w których umieszczono blachy nieckowe o grubości 8,0 mm połączone za pomocą nitowania z nakładką pasa górnego dźwigara blachownicowego. W centralnej części blachy nieckowej wprowadzono otwory odwadniające. Konstrukcję przęsła pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Konstrukcja przęsła i podpora pośrednia (filar)

Na obiekcie występuje duże zróżnicowanie elementów ochronnych począwszy od balustrad najstarszego typu wykonanych z kształtowników walcowanych o wysokości od 70–90 cm, poprzez balustrady mostowe z płaskowników o wysokości 90 cm, skończywszy na nowoczesnych barieroporęczach mostowych typu BS-3/M (110 cm).

Odwodnienie obiektu zostało zrealizowane po jednej stronie obiektu. Na wiadukcie zlokalizowano 2 wpusty różnego typu. Jeden znajduje się w pobliżu przegubu, a drugi w pobliżu przyczółka. Woda opadowa prowadzona jest po jezdni wzdłuż luźno położonych na płask, niespoinowanych krawężników i zbierana do otwartego korytka odwodnieniowego wykonanego z C240 podwieszonego do poprzecznic przęsłowych przy belce skrajnej.

Na obiekcie, od strony ulicy Tarnopolskiej, nie zastosowano krawężników, natomiast od strony Centrum zastosowano krawężniki betonowe luźno położone na płask, niepołączone z gzymsem.

3. Stan techniczny i przydatności obiektu do użytkowania

Analizę stanu technicznego i przydatności obiektu do użytkowania przeprowadzono w oparciu o instrukcję przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich [1] oraz zasady stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich [2]. Analizowano każdy element obiektu wraz z dojazdami jednak poniżej opisano wyłącznie elementy kwalifikujące obiekt do stanu awaryjnego lub ograniczające przydatność użytkową wiaduktu.

W obrębie jezdni na obiekcie widoczne są spękania w linii dylatacji nad przyczółkiem oraz wzdłuż dylatacji podłużnej obiektu. Spękania nawierzchni drogowej wynikają z braku kontynuacji dylatacji na nawierzchni. Również gzymsy w obrębie obu przyczółków wykazują liczne uszkodzenia: zarysowania, pęknięcia, ubytki materiału, odsłonięcie zbrojenia. Obserwuje się intensywną vegetację roślin na gzymsach przyczółków i prześle wiaduktu. Na obiekcie stwierdzono liczne przemieszczenia krawężników i brak odpowiedniego ich spoinowania.

Na odcinkach dojazdowych do wiaduktu w ciągu drogi DK-88 zaobserwowano, odkształcenia, pęknięcia, korozję, zniszczenie zabezpieczeń antykorozyjnych w obrębie barier energochłonnych i balustrad. Wszystkie balustrady są o wysokości poniżej zalecanej do stosowania zgodnie z [3].

Stwierdzono również brak rury oprowadzającej wodę z kolektora (C240), całkowitą niedrożność kolektora w obszarze chodnika pod wpustem mostowym (rys. 7a). Ponadto widoczne są ślady korozji i zniszczenie zabezpieczenia antykorozyjnego. Obserwuje się również ogniska korozji zlokalizowane wokół otworów odwadniających blachy nieckowe (rys. 7b).

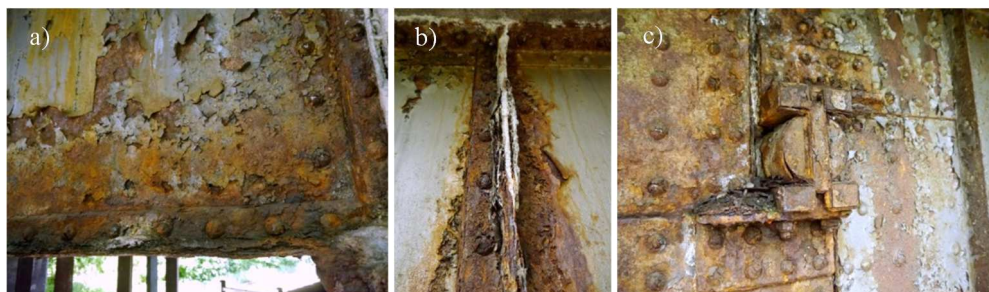
Jednym z poważniejszych uszkodzeń wpływających na zdiagnozowany stan awaryjny obiektu jest duży ubytek w nawierzchni i podbudowie drogi (rys. 7a) przez który woda opadowa zalewa ścianę żwirową, skrzydła, cios podłożyskowy i łożysko przesuwne belki skrajnej i ściany przedniej (rys. 7c), co powoduje szybszą degradację zalewanych elementów.



Rys. 7. Stan balustrad i gzymsów (a); niedrożność odwodnienia (b); ciekąca woda po przyczółku (c)

Najpoważniejsze uszkodzenia konstrukcji zdiagnozowano w skrajnym dźwigarze. Znaczną korozję, włącznie z rozwarstwieniem elementu, zlokalizowano w odniesieniu do wszystkich

jego elementów przekroju – pas dolny, górny, środnik, żebra, przegub (rys. 8a, 8b, 8c). W przegubie widoczne jest również zablokowanie przerwy przy produktach tejże korozji. Poza korozją zaobserwowano również zniszczenie powłoki malarskiej – złuszczenie się i pęcznienie, zmianę koloru powłoki ochronnej. Stwierdzono wystąpienie osadów i wykwitów. Stan ten spowodowany jest źle wykonaną lub uszkodzoną izolacją, albo też jej brakiem nad dźwigarem. Woda z całej drogi odprowadzana jest w kierunku skrajnego dźwigara stąd jego największe narażenie na jej działanie. W przypadku pozostałych dźwigarów zaobserwowano nieznaczne odcinki, na których widoczna jest korozja powierzchniowa – najczęściej przy połączeniu płyty nieckowej z dźwigarami lub w narożach blach nieckowych.



Rys. 8. Korozja belki skrajnej (a), żebra (b) i przegubu (c)

Płyta pomostu posiada konstrukcję z blach nieckowych wypełnionych betonem z żelbetowymi wspornikami ukształtowanymi w częściach skrajnych. Korozja blachy niecki pojawia się przy otworze odwadniającym w centralnej części blachy oraz przy połączeniu z poprzecznicą. Mocno skorodowane są poprzecznice pomostowe w miejscu połączenia z belką główną. Część stalowych belek wsporników (ceownik C220) wspornikowej płyty żelbetowej nie posiada zabezpieczenia antykorozyjnego wskutek odpadnięcia otuliny. Odpadająca otulina stanowi zagrożenie użytkowników ruchu pod obiektem. Te elementy są skorodowane na całej odsłoniętej powierzchni (rys. 9b) Wsporniki żelbetowe posiadają zanieczyszczenia, zawilgocenia i wykwity typowe dla nieuszczelnnej (bądź braku) izolacji. Ponadto w rejonie przyczółka stwierdzono ubytek fragmentu płyty i odsłonięcie zbrojenia wspornika (rys. 9a).



Rys. 9. Uszkodzenia wspornika

Poważne uszkodzenia obiektu odnotowano również na obu przyczółkach. Stwierdzono ubytki betonu na ścianie przedniej (rys. 10b, 10c), ubytki ścian żwirowych (rys. 10a, 10c)

i ubytki betonu na skrzydłach (rys. 10c). Stwierdzono również znaczną degradację (korozję) betonu. Zaobserwowano rysy poziome, pionowe i ukośne. Odnotowano pojedyncze przypadki wykwitów pochodzenia biologicznego i zawilgocenia (rys. 10b), jak również wegetację roślin na wspornikach skrzydeł. Zaobserwowano wystąpienie korozji stali zbrojeniowej, o czym świadczą zacieki rudego koloru (rys. 10a i 10b) oraz odsłonięcie stali zbrojeniowej na przyczółku (rys. 10a).



Rys. 10. Uszkodzenia przyczółków

Stwierdzono uszkodzenie ciosów na obu przyczółkach pod belką skrajną (rys. 10a i 10c) oraz zanieczyszczenie ławy podłożyskowej m.in. gruzem pochodzącym ze ściany żwirowej.

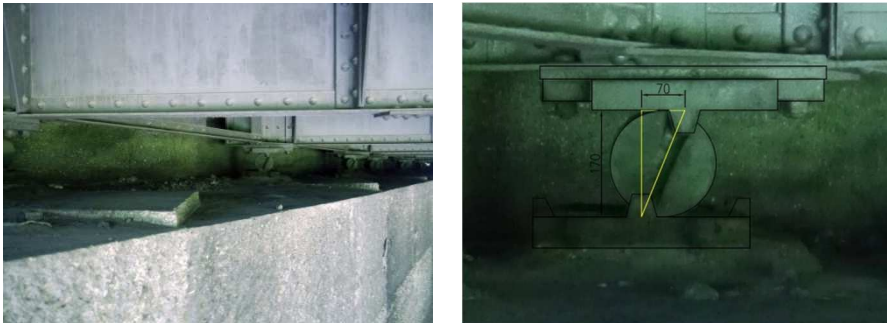
Przyczółki są w stanie awaryjnym z uwagi na zniszczenie ściany żwirowej i ściany przedniej oraz ciosów podłożyskowych, co więcej stanowią zagrożenie dla odbywającego się pod obiektem ruchu samochodowego.



Rys. 11. Korozja łożysk pod belką skrajną

Interesującym jest również stan łożysk. Korozja dźwigara skrajnego nie pozostawiała złudzeń co do stanu korozji łożysk pod belką skrajną (rys. 11), jednakże na przyczółku przęsła nad ulicą dodatkowo stwierdzono niedopuszczalne, skrajne położenie wszystkich łożysk. Przesunięcie wałków określono na 70 mm, co znacznie przekracza spodziewaną wartość od przesunięć termicznych, które wynoszą 13 mm. Zachodzi więc obawa o zablokowane możliwości przesunięć łożysk, co w konsekwencji może prowadzić do zmiany układu statycznego konstrukcji. Jednakże należy zaznaczyć, że ewentualne zablokowanie przesunięć nie będzie stanowić bezpośredniego zagrożenia dla właściwej pracy statycznej konstrukcji, gdyż kompensacja ruchów termicznych może zachodzić na przegubie, którego konstrukcja umożliwia przesunięcie poziome, w zakresie odpowiadającym granicznym

przemieszczeniom od wpływów termicznych. Wielkość przemieszczeń jednego z łożysk pokazano na rys. 12.



Rys. 12. Skrajne wychylenie wszystkich łożysk na przyczółku dłuższego przęsła

W dodatku niedopuszczalne położenie wałka łożyska oraz możliwe zablokowanie przesuwu stwierdzono na dwóch z ośmiu łożysk wałkowych umieszczonych na słupach filara. Łożyska w wychyleniu awaryjnym znajdowały się pod belką drugą (rys. 13a) i szóstą (rys. 13b) licząc od belki skrajnej mieszczącej się od strony ul. Tarnopolskiej.



Rys. 13. Skrajne wychylenie łożysk na filarze pod belką: a) drugą i b) szóstą

Przyczyn nadmiernego przemieszczenia na przyczółku może być kilka:

- błąd właściwego ustawienia konstrukcji na łożyskach w czasie prowadzonych prac konserwacyjnych;
- przemieszczenia samego przyczółka, przy czym w grę wchodzić musiałyby obrót lub/i przesuw przyczółka w kierunku nasypu. Taki jak na rysunku 13 kierunek przemieszczeń łożyska wyklucza jako przyczynę nadmierne obciążenie przyczółka parciem nasypu, natomiast może wskazywać na ruch podłoża w obrębie poziomu posadowienia. W czasie przeprowadzonych pomiarów nie stwierdzono odchylenia ściany przyczółka od pionu, co może sugerować, że jeśli występuje ruch przyczółka w stronę nasypu, to jest to tylko przesunięcie;
- uderzenie pojazdu w belkę skrajną, co w konsekwencji mogło spowodować chwilowe uniesienie wiaduktu a działająca siła podłużna mogłaby spowodować graniczne przemieszczenie łożysk. Ślady uszkodzenia pasa dolnego belki skrajnej od strony przyczółka dłuższego przęsła stwierdzono, ale ich pochodzenie nie jest znane.

Również w zakresie przydatności obiektu do użytkowania należy zwrócić uwagę na kilka aspektów. Jednym z nich jest bezpieczeństwo ruchu publicznego w zakresie którego obiektowi temu można wiele zarzucić m.in.: nawierzchnia jezdni wykazuje spękanie w rejonie dylatacji oraz ubytki o głębokości większej niż grubość warstwy ścieralnej, nierówności i sfalowanie oraz przemieszczenia krawężników, balustrady i bariery ochronne wykazują deformacje, pęknięcia, przemieszczenia, silną korozję wpływającą na bezpieczeństwo, wszystkie zastosowane na obiekcie balustrady mają zbyt małą wysokość, belki podporęczowe wykazują korozję betonu, stali zbrojeniowej i ubytki betonu z możliwością odrywania się fragmentów gzymsu, urządzenia odwadniające nie spełniają swojego zadania i woda z nich cieknie wprost na chodnik znajdujący się pod obiektem, stwarzając zagrożenie dla pieszych, brak właściwego oznakowania obiektu w zakresie ograniczenia skrajni (tablica U-9c). Do tych nieprawidłowości należy dodać ograniczenie skrajni tramwajowej i drogowej pod obiektem oraz ograniczenie skrajni i prędkości na wiadukcie z powodu ubytku nawierzchni wraz podbudową i uszkodzenia bariery energochłonnej.

Podczas przeglądu obiektu stwierdzono wiele uszkodzeń elementów konstrukcyjnych oraz elementów wyposażenia obiektu. Stwierdzono nieprawidłowości w zakresie zastosowanych elementów wyposażenia i oznakowania zagrożeń wynikających z niezgodności z wytycznymi podanymi w warunkach technicznych dotyczących obiektów mostowych [3]. Stan techniczny obiektu stwarza również zagrożenie życia i zdrowia użytkowników oraz uszkodzenia mienia zarówno kierowców jak i pieszych.

4. Analiza pracy statycznej i nośności wiaduktu

W celu weryfikacji nośności obiektu przeprowadzono analizę pracy statycznej wiaduktu. Obliczenia przeprowadzono zgodnie z systemem polskich norm PN, w szczególności wykorzystując normy [4, 5] oraz instrukcję [6].

Ponieważ nie znane były parametry materiałowe użytych elementów konstrukcyjnych, na podstawie badań składu chemicznego próbek stalowych, pobranych z elementów konstrukcyjnych wiaduktu ustalono, że do budowy wiaduktu została użyta stal zlewna o średniej wytrzymałości na rozciąganie $R_m = 456$ MPa, i średniej granicy plastyczności $R_e = 319$ MPa. Kierując się wartością wytrzymałości na rozciąganie, zakwalifikowano materiał jako stal znaku St3, zgodnie z normą [5] i przyjęto do analizy nośności wytrzymałość obliczeniową $R = 200$ MPa i wytrzymałość obliczeniową na ścinanie $R = 120$ MPa.

Obliczenia statyczne przeprowadzono, stosując model rusztu płaskiego, którego elementy stanowiły pręty proste o charakterystykach odpowiadających dźwigarom głównym i poprzecznicom. Ruszt podparto zgodnie z rzeczywistym schematem statycznym wiaduktu, na podporach stałych i przesuwnych, z uwzględnieniem przegubu „gerberowskiego” w przęśle. Charakterystyki geometryczne prętów wyznaczono w oparciu o pomiary inwentaryzacyjne. Dla dźwigarów głównych uwzględniono osłabienie przekroju otworami na nity.

Ciężary właściwe materiałów przyjęto zgodnie z normą [4]. Ciężar własny elementów konstrukcyjnych wiaduktu, a także blach nieckowych i wypełniającego ich betonu określono na podstawie pomierzonych wielkości geometrycznych. Ciężar balastu (beton nad nieckami, izolacja, beton ochronny, nawierzchnia jezdni) określono mierząc niwelacyjnie rzędne jezdni i rzędne dźwigarów. Stwierdzono znaczną grubość tych warstw, oraz ich zmienność dla poszczególnych belek. Zmienność grubości wynika z innego ukształtowania spadku belek i nawierzchni jezdni. Spadek jezdni jest mniejszy, co powoduje, że grubość balastu rośnie w kierunku belki nr 8 (najbardziej skorodowanej). Dla belki nr 1 grubość ta wynosi od 36–40 cm, a dla belki nr 8 od 49–53 cm. Tak duża grubość warstw wynika najprawdopodobniej z faktu dokładania nowych warstw nawierzchni w trakcie prowadzonych modernizacji jezdni.

Aby pozostać po stronie bezpiecznej oszacowania nośności wiaduktu, przyjęto, że pierwotna nawierzchnia została wykonana z kostki kamiennej na podsypce piaskowej i nie została usunięta z obiektu. Nawierzchnia taka jest cięższa, niż nawierzchnia asfaltowa. Przekrój nawierzchni pierwotnej przyjęto na podstawie [7] jako: 6 cm warstwa betonu ponad pasem górnym blachownic, izolacja 1 cm, beton ochronny izolacji 4 cm, podsypka piaskowa 5 cm i kostka kamienna 10 cm.

Obciążenia ruchome i współczynniki obciążeń przyjmowano zgodnie z normą [4] na potrzeby ustalenia nośności normowej wiaduktu w stanie istniejącym i po remoncie, oraz na podstawie instrukcji [6] celem ustalenia nośności użytkowej. Przeanalizowano obciążenia dla klas A, B, C i D według [4] oraz obciążenia zastępcze kategorii 1/S42, 2/S32 i 3/S24 według [6]. Do obciążeń ruchomych stosowano współczynnik dynamiczny obliczony według [4] o wartości $\phi = 1.284$ dla dźwigarów głównych i $\phi = 1.325$ dla poprzecznic.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń stwierdzono iż dźwigary główne nie spełniają normowej nośności dla żadnej z czterech analizowanych klas obciążenia. W przypadku klasy D naprężenia przekroczone są tylko w belkach skrajnych, przy czym dla belki nr 8 przekroczenia te wynoszą 18% a dla belki nr 1–3%.

Przekroczenie naprężeń w belkach skrajnych wynika z ich mniejszej nośności na zginanie, aniżeli belek środkowych. Jest prawdopodobne, że zgodnie z pierwotnym projektem wiaduktu, belki te zlokalizowane były pod chodnikami, stąd ich słabsze przekroje (jedna nakładka w części przęsłowej zamiast dwóch zastosowanych w pozostałych belkach). W stanie obecnym na obiekcie brak jest chodników, a ruch może odbywać się bardzo blisko jego krawędzi, powodując przeciążenie belek skrajnych. Większe wyężenie belki nr 8 w stosunku do belki nr 1 wynika z faktu większego jej obciążenia warstwami nawierzchni, której grubość jest zmienna w przekroju poprzecznym.

Biorąc pod uwagę fakt, iż w związku ze stanem awaryjnym obiektu, wyłączony jest z ruchu pas skrajny przy belce nr 8, przez co belka nie jest poddana obciążeniom pochodzącym od ruchu pojazdów, można stwierdzić, że dźwigary główne wiaduktu posiadają normową nośność na zginanie odpowiadającą klasie D, wg [4].

Przeprowadzono również analizę nośności dźwigarów na ścinanie, która wykazała nośność na ścinanie wszystkich dźwigarów odpowiadającą obciążeniu dla klasy A. Dodatkowo zweryfikowano nośność poprzecznic i odpowiada ona nośności na zginanie klasie obciążenia B, oraz nośności na ścinanie – klasie obciążenia A, według [4].

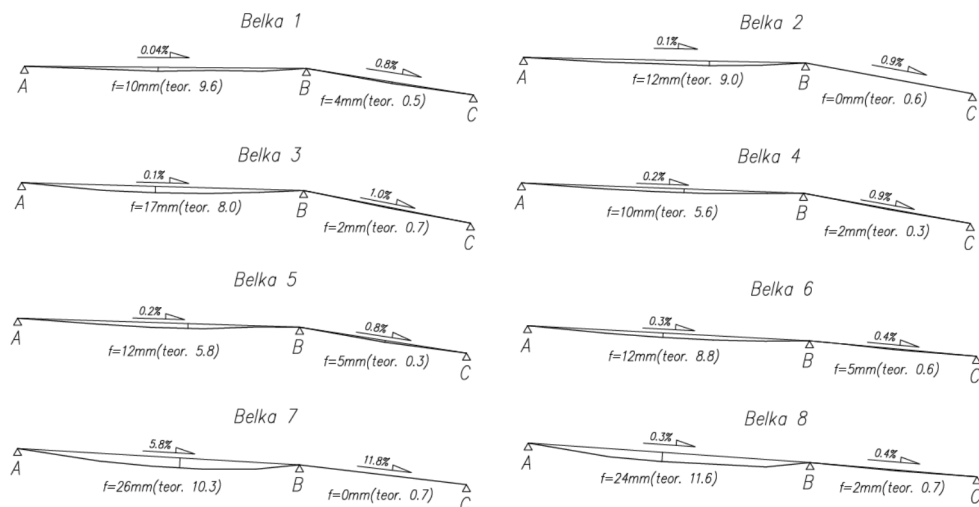
Nośność normowa wiaduktu jest zdeterminowana nośnością na zginanie dźwigarów głównych i odpowiada klasie D obciążenia zgodnie z normą [4]. Dla obciążenia tej klasy wyznaczono obwiednie momentów zginających w belkach i porównano z obwiedniami uzyskanymi dla obciążeń zastępczych kategorii 1/S42, 2/S32 i 3/S24 według [6]. Ponieważ momenty zginające mniejsze niż dla klasy D obciążenia uzyskano dla obciążenia kategorii 3/S24 ustalono nośność użytkową wiaduktu w stanie aktualnym na 24 t.

5. Ugięcia dźwigarów

Na podstawie pomiarów inwentaryzacyjnych określono strzałki ugięcia belek głównych wiaduktu. Wyniki w postaci wykresów linii ugięcia przedstawiono na rysunku 14. W nawiasach podano teoretyczne wartości strzałki ugięcia, wyznaczone dla obciążenia aktualnym ciężarem własnym wiaduktu.

We wszystkich przypadkach rzeczywiste strzałki ugięcia są większe od teoretycznych, co może świadczyć o trwałej deformacji dźwigarów, wynikającej z ich przeciążenia. Nośność dźwigarów odpowiadającą klasie D obciążenia normowego, pozwala zgodnie z [4] dopuścić do ruchu po wiadukcie pojazdy o masie nie przekraczającej 20 t. Ograniczenie dopuszczalnego

tonażu pojazdów do 24 t, przekraczającego dopuszczalną masę dla klasy D, pojawiło się dopiero w ostatnim okresie użytkowania wiaduktu. Wcześniej dopuszczone do ruchu były pojazdy cięższe, co mogło przyczynić się do przeciążenia każdej z belek. Zwraca również uwagę fakt dużej wartości ugięcia belek skrajnych nr 7 i 8. Największa deformacja występuje w przęsłach dłuższych belek 7 i 8, które są najbardziej obciążone nierównomiernie rozłożonym na wiadukcie ciężarem balastu.



Rys. 14. Pomierzone i wyznaczone teoretycznie strzałki i linie ugięcia belek

6. Podsumowanie

Obiekt jest w stanie awaryjnym, przy czym główny wpływ na ten stan mają uszkodzenia elementów konstrukcji nośnej skrajnego dźwigara oraz podpór zlokalizowane od strony Centrum. Bezpośrednią przyczyną awaryjnego stanu tych elementów jest woda, która przedostaje się w rejon dźwigara skrajnego i skrajnej części podpór z powodu całkowitej nie sprawności układu odwodnienia, braku lub uszkodzenia izolacji oraz dziury w nawierzchni, powodując wypłukanie podbudowy drogi na przyczółku, korozję elementów konstrukcji wiaduktu, korozję betonu przyczółków. Dodatkowo jednostronny spadek poprzeczny obiektu powoduje, że na jego skrajną część spływa woda z całej powierzchni jezdni w obrębie wiaduktu. Zniszczenia ścian żwirowych, niszy podłożyskowej w rejonie oparcia łożysk skrajnych, zniszczenia korozyjne skrajnych łożysk i skrajnego dźwigara, a także jego nadmierne wyężenie, powodują bezpośrednie zagrożenie awarią konstrukcji wiaduktu.

Przydatność użytkowa wiaduktu jest ograniczona z uwagi na wyłączenie z ruchu jednego z pasów, nad częścią konstrukcji znajdującą się w stanie awaryjnym. Stan techniczny obiektu, a także aktualne parametry wytrzymałościowe konstrukcji nośnej przyczyniły się do ograniczenia nośności użytkowej obiektu do 24 t, a także ograniczeniem prędkości w stosunku do prędkości obowiązującej na dojazdach.

Wydaje się, że w dużej mierze takiego stanu rzeczy dało się uniknąć odpowiednio reagując na wyniki przeglądów okresowych obiektu. Trudno sobie wyobrazić, że podczas takiego przeglądu nie zauważono braku części kolektora czy też jego kompletnej niedrożności, efektów nieszczelności izolacji czy też odpadających kawałków betonu z przyczółków, gzymsów, wsporników żelbetowych i porastających je mchów i traw. Również podejmowane decyzje

przy sposobie prowadzenia remontu miały wpływ na nośność obiektu. Wyrównywanie nierówności na obiekcie i wyprofilowanie spadku poprzecznego poprzez zwiększenie warstwy ścieralnej widoczne na przekroju poprzecznym obiektu powoduje dociążenie skrajnego dźwigara. Brak kontynuacji dylatacji przez warstwy nawierzchni zarówno w osi mostu jak i na przyczółkach powoduje powstanie pęknięć nawierzchni powodując jej destrukcję.

Pierwotnych przyczyn można również szukać w samym pomysle adaptacji projektu wiaduktu drogowego z chodnikami dla potrzeb przeprowadzenia wyłącznie ruchu samochodowego na co wskazuje zmniejszony przekrój belek skrajnych.

Literatura

1. Instrukcja przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich, GDDKiA, Warszawa 2005 r.
2. Zasady stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich. Załącznik do Zarządzenia nr 64 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 13 listopada 2008 roku; GDDKiA, Warszawa 2008 r.
3. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz. U. nr 63 z roku 2000, poz. 735.
4. Norma PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
5. Norma PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
6. Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych, GDDKiA, Warszawa 2004 r.
7. Andrzej Pszenicki: „Mosty stalowe nitowane”, Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa, 1954 r.

EMERGENCY CONDITION OF A ROAD VIADUCT IN ZABRZE

Abstract: For safety reasons it is very important to identify the causes of the damages of the structure leading to the limitation of use of the structure or even disable of the structure from use, especially if a bad technical condition of the structure is caused by the errors in maintenance methods or errors in minor and routine repairs which did not take into account the type of the structure. In the paper the technical condition of the riveted steel viaduct with a deck constructed with the basin-shaped steel plates filled with concrete and the analysis of the causes of the occurrence of the emergency conditions of the viaduct were described. The main cause of occurrence of the emergency condition of the viaduct is the lack of adequate protection of the structure against water penetration, and the lack of reaction to the symptoms of the rising damp of the structure appeared during the periodic inspection. Moreover, the damage reason can be found in the bad structural solutions designed in concept of adaptation of the original viaduct with pedestrian walkways into the structure without walkways carrying only a car traffic.

Keywords: road viaduct, corrosion, bridge abutment, state of emergency, damage, overload, Gerber beam hinge, riveted construction