

# Stan awaryjny wiaduktu kolejowego w Bydgoszczy

Prof. dr hab. inż. Jacek Chróścielewski, mgr inż. Anna Banaś,  
mgr inż. Maciej Malinowski, dr inż. Arkadiusz Sitarski, WILiŚ, KMBiM, Politechnika  
Gdańska; mgr inż. Janusz Sochacki, Firma Gotowski Budownictwo Komunikacyjne  
i Przemysłowe Sp. z o.o.

## 1. Wprowadzenie

Obiekty mostowe projektuje się na przynajmniej 100 lat eksploatacji, podczas której trzeba o nie dbać i zdawać sobie sprawę, że materiał konstrukcyjny też się starzeje i ulega degradacji. O tym jak szybko postępują procesy degradacyjne decyduje rodzaj materiału, czas i jakość oraz częstotliwość niezbędnych prac utrzymaniowych. Wykonując diagnostykę obiektów inżynierskich należy mieć na uwadze wiek konstrukcji oraz warunki eksploatacji, jak również to, że mamy do czynienia z różnymi rozwiązaniami konstrukcyjnymi, często takimi, jakich nie spotyka się już dzisiaj.

Niniejszy artykuł dotyczy jednego przypadku, ponad 100-letniego wiaduktu, użytkowanego – jak często się zdarza – przez bardzo długi okres czasu do momentu, do którego nie powinno dojść – do stanu przedawaryjnego.

## 2. Charakterystyka obiektu

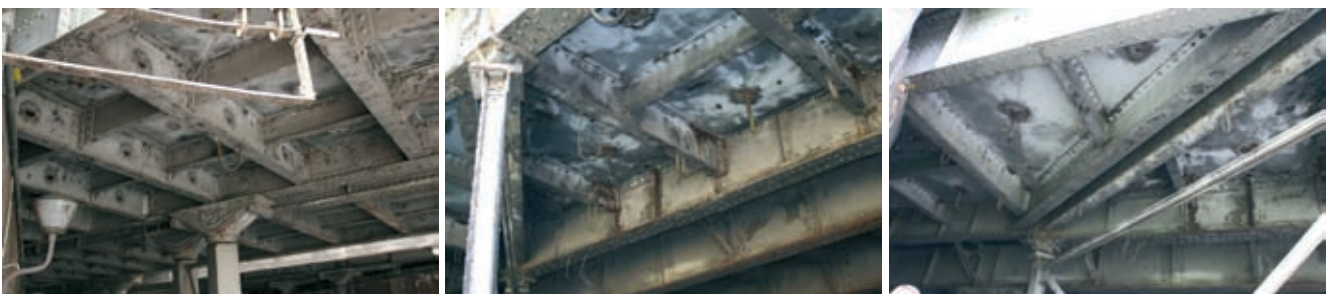
Przedmiotowy obiekt, zlokalizowany nad ul. Grunwaldzką w Bydgoszczy, składa się z sześciu jednotorowych ustrojów stalowych:

- konstrukcja nr 1 – tor nr 221a linii nr 356 Poznań Wsch. – Bydgoszcz,
- konstrukcja nr 2 – tor nr 2 linii nr 131 Chorzów Batory – Tczew,
- konstrukcja nr 3 – tor nr 1 linii nr 131 Chorzów Batory – Tczew,
- konstrukcja nr 4 – tor nr 341 – tor stacyjny,
- konstrukcja nr 5 – tor nr 343 – tor stacyjny,
- konstrukcja nr 6 – tor nr 301a linii nr 745 Bydgoszcz Gł. Towarowa – Czyżkówka.

Poszczególne ustroje krzyżują się z osią ul. Grunwaldzkiej pod kątem  $\sim 33^\circ \div \sim 37^\circ$ .



Rys. 1. Widok ogólny wiaduktu



Rys. 2. Widok od spodu na konstrukcję pomostu



**Rys. 3.** Uszkodzenia konstrukcji przęseł – mechaniczne uszkodzenia dźwigarów w obrębie przegubu oraz korozja elementów pomostu, dźwigarów głównych oraz podpór

Ustroje nośne każdej z konstrukcji są nitowanymi blachownicami dwudźwigarowymi, o schemacie statycznym trójprzęsłowych belek gerberowskich z przegubami w skrajnych przęsłach, z jazdą pośrednią (konstrukcja nr 1), z jazdą górą (konstrukcje nr 2, 3, 4) i z jazdą dołem (konstrukcje nr 5 i 6).

Konstrukcję pomostów tworzą nitowane poprzecznicę prostopadłe do dźwigarów głównych i jedna podłużnica (konstrukcja nr 1, 2, 3, 4) lub dwie podłużnice (konstrukcja nr 6) oraz blachy nieckowe.

Ustroje nośne oparte są za pośrednictwem łożysk stalowych na masywnych ceglanych przyczółkach, wspólnych dla wszystkich konstrukcji oraz na żeliwnych i stalowych filarach słupowych.

Na blachach nieckowych ułożona jest podbudowa tłuczniowa o zróżnicowanej grubości na poszczególnych konstrukcjach, co wpływa na różną wysokość konstrukcyjną każdej z konstrukcji.

Tory kolejowe na obiekcie ułożone są w łukach poziomych o różnych promieniach.

Osie torów kolejowych nie pokrywają się z osiami podłużnymi konstrukcji nośnych – na każdej konstrukcji występują różne mimośrodowo położenia torów w stosunku do ustroju.

Wiadukt został zbudowany w roku 1893, o czym świadczy zapis znajdujący się na tabliczce informacyjnej zlokalizowanej na jednej z konstrukcji.

Stosowane ówczesnie stale zlewne charakteryzują się dużą niejednorodnością i znacznym zróżnicowaniem parametrów mechanicznych i wytrzymałościowych [1,1]: wytrzymałością na rozciąganie  $R_m = 314 \div 450$  MPa oraz granicą plastyczności  $R_{e_{min}} = 211 \div 328$  MPa,

Pod koniec XIX wieku stosowano również stal zgrzewaną w konstrukcjach inżynierskich o następujących parametrach wytrzymałościowych [1, 2]: wytrzymałością

na rozciąganie  $R_m = 280 \div 460$  MPa, granicą plastyczności  $R_{e_{min}} = 145 \div 314$  MPa, modułem sprężystości  $E = 84 \div 203$  GPa.

### 3. Stan techniczny obiektu

W latach 2008 ÷ 2012 wykonano kilka ekspertyz dotyczących przedmiotowego obiektu [3, 4, 5], a kończących się odmiennymi wnioskami.

Stan techniczny obiektu uznano jako awaryjny. W wyniku przeprowadzonych szczegółowych oględzin konstrukcji stwierdzono następujące uszkodzenia i usterki:

- znaczna korozja dźwigarów głównych, poprzecznicy, podłużnic oraz blach nieckowych, szczególnie nasilona w obrębie połączeń podłużnic z poprzecznikami, poprzecznicy z dźwigarami głównymi, pasów górnych podłużnic i poprzecznicy oraz pasów dźwigarów głównych,
- lokalne znaczne odkształcenia i ubytki pasów dolnych dźwigarów głównych powstałe w wyniku uderzeń pojazdów drogowych poruszających się po drodze pod obiektem,
- lokalne znaczne uszkodzenia – ubytki i odkształcenia elementów konstrukcyjnych powstałe w wyniku działań wojennych,
- lokalne ubytki łączników – nitów w konstrukcji,
- ubytki warstw zabezpieczenia antykorozyjnego stalowej konstrukcji nośnej,
- brak lub znaczne uszkodzenia izolacji blach nieckowych oraz systemu odwodnienia pomostu – koryta balastowego,
- korozja i lokalne uszkodzenia łożysk stalowych,
- pęknięcia ciosów łożyskowych świadczące o ich przeciążeniu,
- uszkodzenia – pęknięcia i deformacje słupów i głowic filarów świadczące o ich przeciążeniu,



**Rys. 4.** Uszkodzenia konstrukcji podpór – pęknięcia i deformacje słupów i głowic filarów, pęknięcia ciosu podłożyskowego

- przecieki i zawilgocenia ceglanych korpusów przy-czołków świadczące o braku lub uszkodzeniu izolacji powierzchni stykających się z gruntem nasypów,
- zaniżona skrajnia drogowa pod obiektem (3,6 m) – realne zagrożenie kolejnych uszkodzeń przejeżdżających pojazdów drogowych w konstrukcję nośną.

Stwierdzone uszkodzenia są wynikiem 120-letniej eksploatacji obiektu, zaniedbań w bieżącym utrzymaniu i konserwacji obiektu oraz procesów starzenia się i degradacji stali. Stale zgrzewne i dawne zlewne charakteryzują się obniżeniem swoich właściwości mechanicznych na skutek długotrwałego okresu eksploatacji. Duży wpływ na obecne cechy mechaniczne tych stali mają procesy starzenia. Efekt starzenia objawiający się obniżeniem właściwości plastycznych (spadek wydłużalności i udarności) zależy od wielu czynników, takich jak: czas eksploatacji obiektu, intensywność jego eksploatacji, skład chemiczny materiału, miejsce budowy itp. Zmniejszenie plastyczności stali jest szczególnie groźne dla konstrukcji poddanych dużym obciążeniom dynamicznym i narażonym na zmienny wpływ temperatur.

Wytrzymałość na udarność stali zgrzewnej i zlewnej jest bardzo niska.

Konstrukcje wykonane z tych gatunków stali są więc bardzo wrażliwe na kruche pęknięcia. Konstrukcje nitowane ze stali zgrzewnej i zlewnej, szczególnie w obszarach otworów na nity, mają bardzo małą wytrzymałość na udarność (podatność na zarysowania i pęknięcia) oraz skłonność do odkształceń wskutek starzenia.

#### 4. Analiza statyczno-wytrzymałościowa, sprawdzające badania in situ

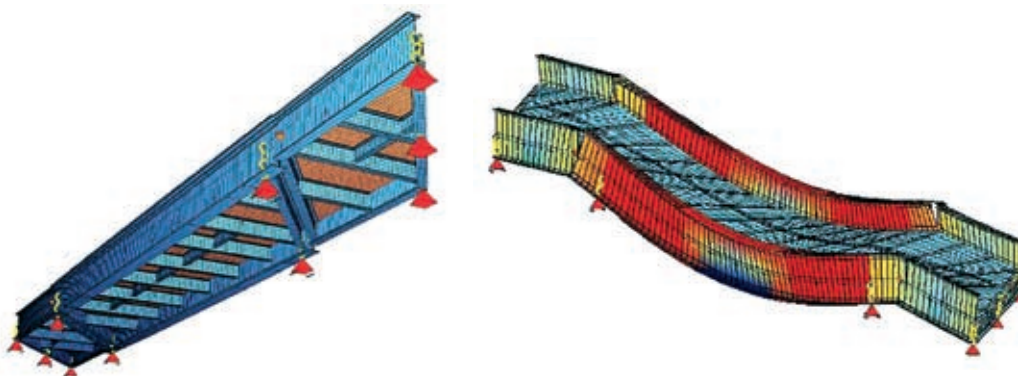
Z uwagi na wiek konstrukcji i metody wymiarowania obowiązujące w okresie projektowania obiektu, sprawdzenie stopnia wyężenia oraz oszacowanie nośności przeprowadzono metodą naprężeń dopuszczalnych [4, 6]. Siły wewnętrzne i naprężenia obliczono dla wartości charakterystycznych obciążeń. Biorąc pod uwagę wiek obiektu (starzenie się konstrukcji), jego stan techniczny (uszkodzenia, stopień korozji) i intensywność eksploatacji przyjęto zmniejszenie, poprzez zastosowanie współczynników korekcyjnych, ostatecznej wartości naprężeń dopuszczalnych do wartości:

- zginanie, rozciąganie, ściskanie  $\sigma_{r, \text{dop ost}} = 83,6 \text{ MPa}$ ,
- ścinanie  $\tau_{\text{dop ost}} = 50,2 \text{ MPa}$ ,
- złożony stan naprężeń  $\sigma_{Z, \text{dop ost}} = 90,2 \text{ MPa}$ .

Obliczenia statyczne konstrukcji wiaduktu wykonano metodą elementów skończonych (MES). Jako modele obliczeniowe konstrukcji obiektu dla poszczególnych torów przyjęto przestrzenne układy belkowo-powłokowe. Dźwigary główne, poprzecznicę i podłużnicę dyskretyzowano 1-wymiarowymi, 2-węzłowymi przestrzennymi elementami belkowymi. Elementy te są typu Timoszenki klasy C<sup>0</sup> o liniowych funkcjach kształtu. Ich równania konstytutywne uwzględniają ścinanie.

Z uwagi na stopień korozji łączników oraz pasów górnych elementów, do których mocowane są blachy nieckowe, współpracy tych blach z belkami nie uwzględniono w modelu.

W celu odzwierciedlenia przekazywania obciążenia z jezdni kolejowej na konstrukcję niosącą obiektu, za-



**Rys. 5.** Wizualizacje modeli obliczeniowych MES konstrukcji nr 1 i 6

**Tabela 1.** Zestawy taboru kolejowego użyte do badań obiektu

Konstrukcja	Ustawienie statyczne	Testy dynamiczne
nr 1	lokomotywa spalinowa ST44	lokomotywa spalinowa ST44
nr 2	lokomotywa elektryczna EU07	lokomotywa elektryczna EU07
nr 3	lokomotywa elektryczna EU07	lokomotywa elektryczna EU07
nr 4	lokomotywa elektryczna EU07	EU07 + SM42
nr 6	lokomotywa elektryczna EU07	lokomotywa elektryczna EU07

W obliczeniach uwzględniono następujące obciążenia:

- obciążenia stałe – ciężar własny konstrukcji nośnej oraz elementów wyposażenia; wartości obciążeń stałych przyjęto na podstawie opracowań [3, 4, 5] oraz własnych pomiarów uzupełniających,
- normowe obciążenie eksploatacyjne: kolejowe obciążenie ruchome dla poszczególnych klas normowego taboru kolejowego wg PN-85/S-10030,
- rzeczywiste, reprezentatywne obciążenie eksploatacyjne: pojedyncze lokomotywy oraz zestawy tandemów lokomotyw ST44, EP09, EU07, SM42.



**Rys. 6.** Próbné obciążenie obiektu

**Tabela 2.** Zestawienie pomierzonych wartości odkształceń/naprężeń

Konstrukcja	Wartości naprężeń normalnych w pasach dolnych $\sigma$ [MPa]		
	dźwigar główny	poprzecznicą 3	poprzecznicą 4
Konstrukcja nr 1	$\sigma_{T2/1 \text{ pom}} = 21,1 \text{ MPa} = 91\% \sigma_{T2/1 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T3/1 \text{ pom}} = 20,3 \text{ MPa} = 81\% \sigma_{T2/1 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T4/1 \text{ pom}} = 33,9 \text{ MPa} = 90\% \sigma_{T2/1 \text{ teoret}}$
Konstrukcja nr 2	$\sigma_{T2/2 \text{ pom}} = 22,9 \text{ MPa} = 95\% \sigma_{T2/2 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T3/2 \text{ pom}} = 22,3 \text{ MPa} = 89\% \sigma_{T2/2 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T4/2 \text{ pom}} = 23,3 \text{ MPa} = 80\% \sigma_{T2/2 \text{ teoret}}$
Konstrukcja nr 3	$\sigma_{T2/3 \text{ pom}} = 20,6 \text{ MPa} = 92\% \sigma_{T2/3 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T3/3 \text{ pom}} = 18,8 \text{ MPa} = 98\% \sigma_{T2/3 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T4/3 \text{ pom}} = 25,0 \text{ MPa} = 96\% \sigma_{T2/3 \text{ teoret}}$
Konstrukcja nr 4	$\sigma_{T2/4 \text{ pom}} = 24,6 \text{ MPa} = 92\% \sigma_{T2/4 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T3/4 \text{ pom}} = 19,0 \text{ MPa} = 95\% \sigma_{T2/4 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T4/4 \text{ pom}} = 22,9 \text{ MPa} = 85\% \sigma_{T2/4 \text{ teoret}}$
Konstrukcja nr 6	$\sigma_{T2/6 \text{ pom}} = 26,4 \text{ MPa} = 95\% \sigma_{T2/6 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T3/6 \text{ pom}} = 28,4 \text{ MPa} = 98\% \sigma_{T2/6 \text{ teoret}}$	$\sigma_{T4/6 \text{ pom}} = 26,0 \text{ MPa} = 81\% \sigma_{T2/6 \text{ teoret}}$

łożono w modelu dodatkową płytę niewspółpracującą z rusztem konstrukcji.

Do dyskretyzacji układów powierzchniowych wykorzystano 2-wymiarowe, 4-węzłowe powłokowe elementy skończone typu Timoszenko–Reissnera. Elementy te są klasy C<sup>0</sup>, z odpowiednimi modyfikacjami (wzbogaceniem) funkcji kształtu, które eliminują efekt blokady (zakleszczania). Są one całkowane metodą Gaussa regułą 4-punktową, tj. w sposób pełny (FI).

W modelach obliczeniowych uwzględniono następujące uwarunkowania konstrukcyjne:

- rzeczywistą geometrię ustroju nośnego – skośny ruszt przestrzenny z przegubami gerberowskimi, z niepodatnym połączeniem poszczególnych elementów konstrukcyjnych ze sobą,
- wzajemne położenie poszczególnych elementów konstrukcyjnych – mimośrodowo,
- brak współpracy blach nieckowych ze stalową konstrukcją pomostu i dźwigarów głównych,
- mimośród położenia toru kolejowego w stosunku do osi podłużnej każdej konstrukcji.

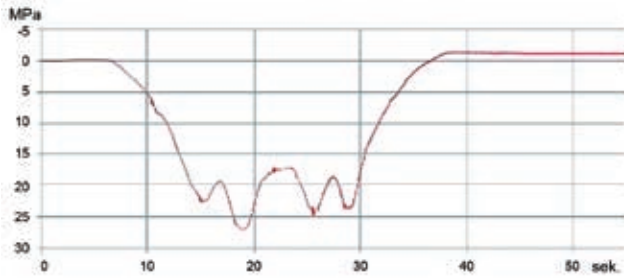
W celu weryfikacji przyjętych modeli obliczeniowych oraz w celu określenia rzeczywistego zachowania się konstrukcji pod działaniem obciążeń eksploatacyjnych przeprowadzono badania in situ obiektu pod próbnym obciążeniem [6]. Badania podczas próbnego obciążenia wiaduktu obejmowały pomiary statyczne i dynamiczne (dla małych prędkości) konstrukcji w poszczególnych torach, a w szczególności:

- pomiary przemieszczeń pionowych – ugięć konstrukcji przęseł środkowych,
- pomiary odkształceń/naprężeń w pasach dźwigarów głównych oraz poprzecznic.

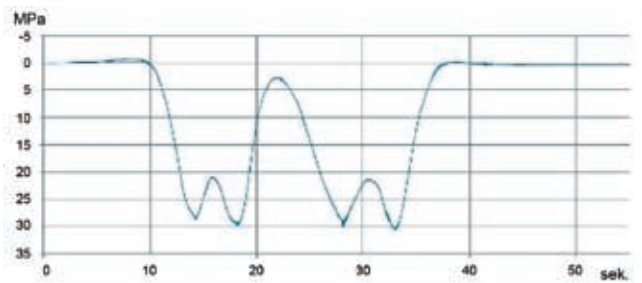
Do badań poszczególnych konstrukcji użyto różnych pojazdów kolejowych przedstawionych w tabeli 1.

Wyniki badań potwierdziły słuszność przyjętych modeli obliczeniowych. Uzyskano bardzo dobrą zgodność wartości pomierzonych przemieszczeń pionowych – ugięć oraz odkształceń/naprężeń z wartościami teoretycznymi (tabela 2).

Podczas badań in situ przeprowadzono także testy dynamiczne. Z uwagi na stan techniczny konstrukcji oraz

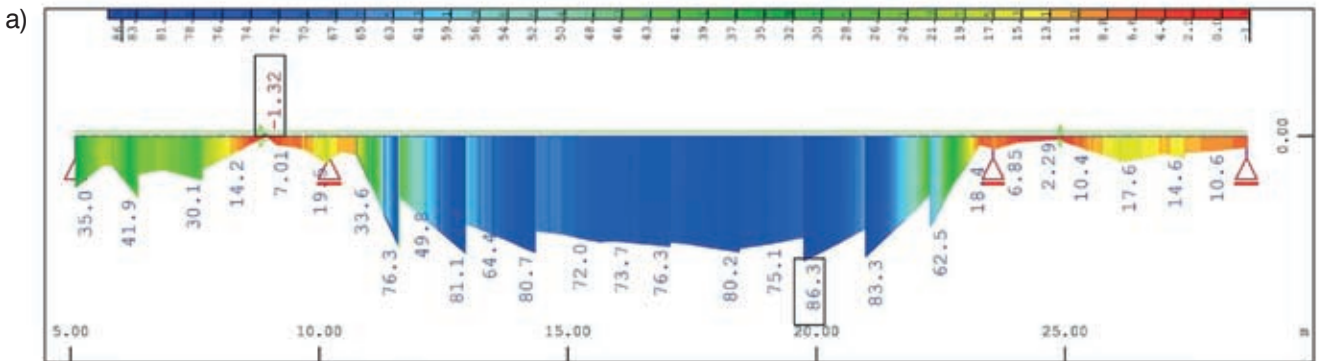


Punkt pomiarowy: T2/6 - wew. krawędź pasa dolnego dźwigar głównego nr 2 w środku rozpiętości przęsla środkowego konstrukcji nr 6  
Kierunek przejazdu: Chorzów Batory - Tczew EU07 V = 5 km/h extr = 27 MPa



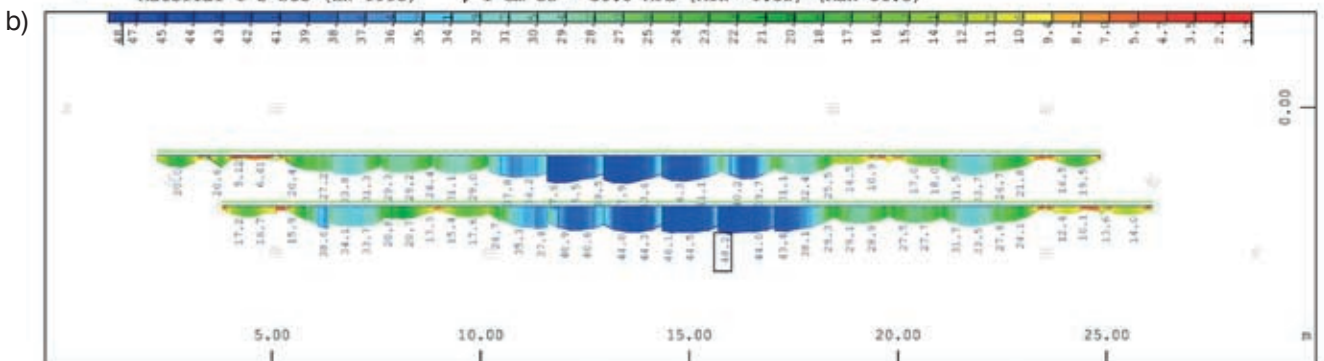
Punkt pomiarowy: T3/6 - krawędź pasa dolnego w środku rozpiętości poprzecznic przęslowej w sąsiedztwie środka rozpiętości konstrukcji nr 6  
Kierunek przejazdu: Tczew - Chorzów Batory EU07 V = 5 km/h extr = 30,6 MPa

**Rys. 7.** Zarejestrowane przebiegi wartości odkształceń/naprężeń podczas wolnych przejazdów taboru kolejowego w pasach dolnych dźwigar głównego oraz poprzecznic konstrukcji nr 6



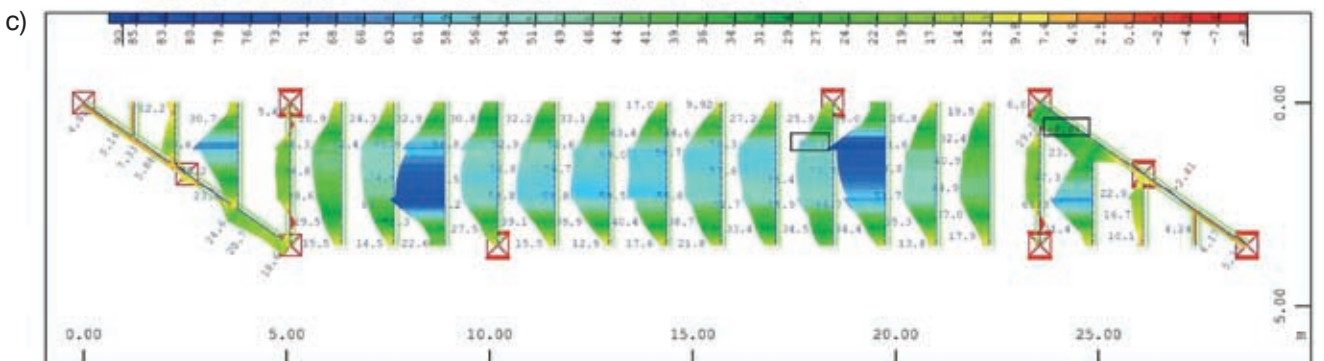
Sector of system Beam Elements Group 2  
Beam Elements, Maximum tensile stress, Design Case 5429 MAX-MY BEAM PRZEJAZD\_ST44\_CW,  
Material 1 S 235 (EN 1993) , 1 cm 3D = 50.0 MPa (Min=-1.32) (Max=86.3)

M 1 : 145



Sector of system Beam Elements Group 5  
Beam Elements, Maximum tensile stress, Design Case 5429 MAX-MY BEAM PRZEJAZD\_ST44\_CW,  
Material 1 S 235 (EN 1993) , 1 cm 3D = 123.8 MPa (Max=48.2)

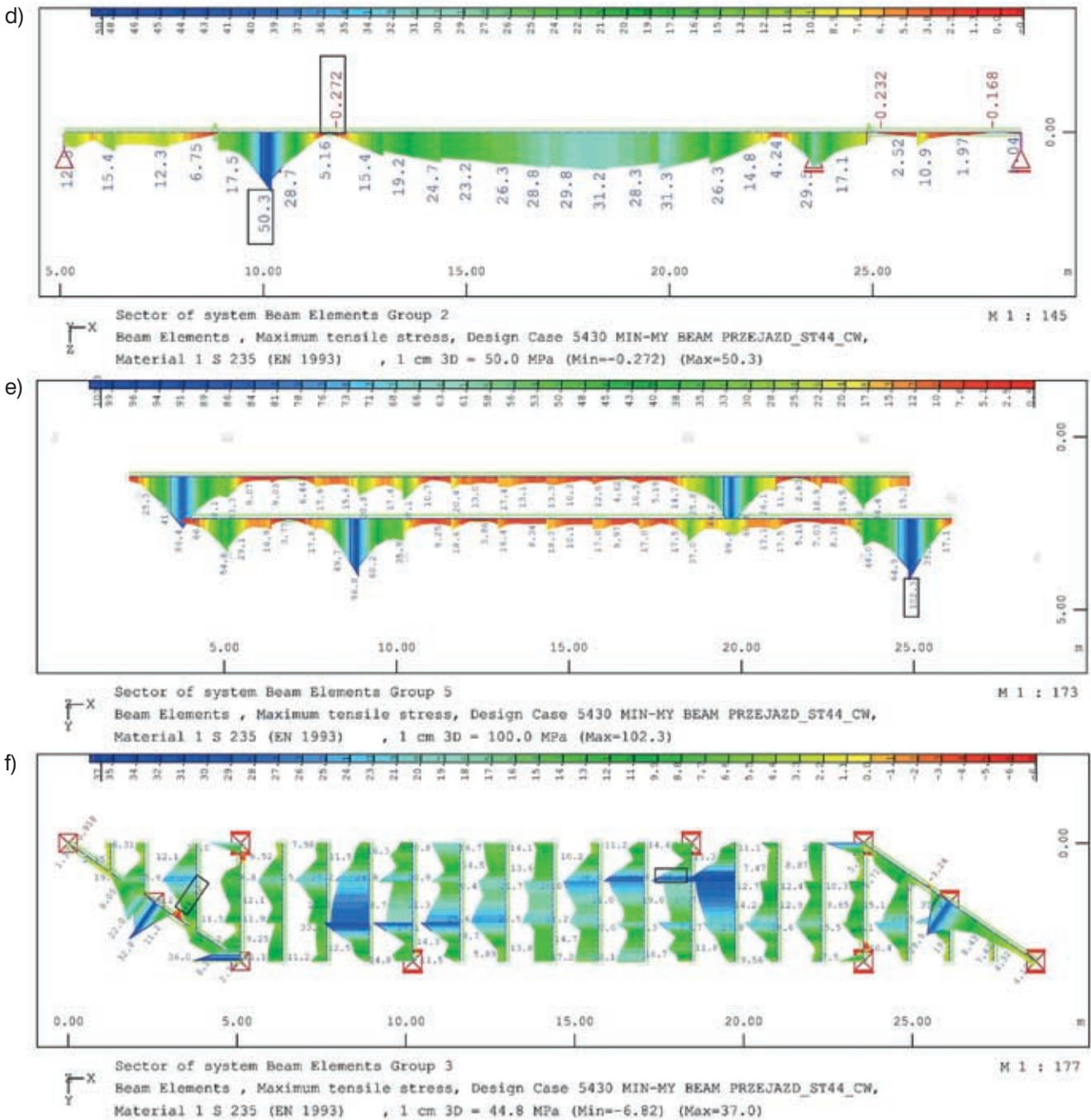
M 1 : 173



Sector of system Beam Elements Group 3  
Beam Elements, Maximum tensile stress, Design Case 5429 MAX-MY BEAM PRZEJAZD\_ST44\_CW,  
Material 1 S 235 (EN 1993) , 1 cm 3D = 112.1 MPa (Min=-8.01) (Max=90.1)

M 1 : 177

**Rys. 8a-f.** Obwiednie naprężeń w pasach dźwigarów głównych, podłużnic i poprzecznic konstrukcji nr 6



wprowadzone ograniczenia torowe, badania prowadzono podczas przejazdów odpowiednich pojazdów taboru kolejowego z prędkościami  $V = 10$  i  $20$  km/h. Na rysunku 7 przedstawiono reprezentatywne wyniki zarejestrowanych przebiegów odkształceń/naprężeń w pasach dolnych dźwigara głównego i poprzecznic konstrukcji nr 6 wiaduktu. W pasie dolnym dźwigara uzyskano z pomiarów ekstr  $\sigma_{pom} = 27,0$  MPa, podczas gdy wartość uzyskana z symulacji przejazdu lokomotywy w modelu obliczeniowym wyniosła ekst  $\sigma_{teor} = 31,0$  MPa. Dla poprzecznic, przy tym samym teście, uzyskano odpowiednio: ekstr  $\sigma_{pom} = 30,6$  MPa, ekst  $\sigma_{teor} = 32,0$  MPa. Wyniki przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wykazały, że wszystkie konstrukcje przed-

miotowego obiektu praktycznie nie spełniają wymagań nośności żadnej klasy obciążenia ruchomego wg PN-85/S-10030.

Przekroczenia naprężeń uzyskuje się zarówno w dźwigarach głównych, jak i elementach pomostu (podłużnicach i poprzecznicach). Podobna sytuacja ma miejsce w przypadku ruchu taboru kolejowego – analizy wykazały, że nie ma możliwości bezpiecznej eksploatacji obiektu dla ruchu ciężkich lokomotyw typu EP09, EU07, SM42 i ST44. Jedynie na konstrukcji nr 1 w torze nr 221 dopuszczono ruch lokomotyw EP09, EU07, SM42 i wagonów o nacisku do 200 kN przy ograniczeniu prędkości poruszającego się taboru do  $V_{max} = 10$  km/h.



Rys. 9. Zabezpieczenie obiektu – tymczasowe podparcie konstrukcji przęseł [7]

Na rysunku 7 przedstawiono reprezentatywne wyniki obliczeń teoretycznych konstrukcji nr 6 wiaduktu – odpowiednie naprężenia normalnych rozciągających w pasach dźwigarów głównych, podłużnic i poprzecznic.

## 5. Podsumowanie

Obiekt został wybudowany ponad 100 lat temu (rok budowy: 1893) i jest praktycznie wyeksploatowany. Materiał, z którego zostały wykonane przęsła wiaduktu – to stal o szczególnej wrażliwości na kruche pęknięcia. Konstrukcje nitowane ze stali zgrzewnej i starej zlewnej, szczególnie w obszarach otworów na nity, mają bardzo małą wytrzymałość na udarność (podatność na zarysowania i pęknięcia) oraz skłonność do odkształceń wskutek starzenia. W tego typu obiektach uszkodzenia – pęknięcia konstrukcji powstają często na skutek zmian strukturalnych stali (zmęczenia stali), nawet przy zapewnieniu doraźnej nośności konstrukcji na obciążenia eksploatacyjne. Trudno jest więc jednoznacznie określić potencjalne miejsca i czas wystąpienia kolejnych uszkodzeń, a tym samym awarii obiektu. Stal konstrukcyjna jest wyeksploatowana, krucha, a przez to szczególnie podatna na pękanie.

Biorąc pod uwagę stan techniczny obiektu oraz wyniki przeprowadzonych badań in situ i obliczeń statyczno-wytrzymałościowych należało niezwłocznie zabezpieczyć konstrukcję wiaduktu przed katastrofą budowlaną [4, 6]. Bez wprowadzenia dodatkowych zabezpieczeń nie było możliwości dalszej eksploatacji obiektu pod ciężkim taborem kolejowym. W celu możliwości utrzymania ruchu kolejowego na tak ważnym węźle i odcinku linii zalecono tymczasowe podparcie konstrukcji (rys. 8).

Wiek obiektu, jego stan techniczny, aktualna nośność oraz właściwości materiału konstrukcyjnego (szczególnie kruchość stali) jednoznacznie wskazują na konieczność przebudowy obiektu.

Obecnie rozpoczęto proces budowlany przebudowy obiektu na nowy.

W artykule przedstawiono procedurę postępowania działań eksperckich w celu konieczności podjęcia szybkich decyzji dotyczących warunków dalszej eksploatacji istniejących obiektów inżynierskich. Przedstawiony przykład wskazuje na konieczność stosowania w takich przypadkach zarówno zaawansowanych analiz numerycznych, jak i badań in situ w celu weryfikacji założeń przyjmowanych przy budowie modeli obliczeniowych jak i w celu oceny rzeczywistego zachowania się analizowanej konstrukcji.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Wichtowski B., Hołowaty J., Analiza starych mostów kolejowych według twardości i składu chemicznego, XXV Konferencja Naukowo-Techniczna. Awaryjne Budowlane 2011. Międzyzdroje, 24–27.05.2011, str. 1259–1266
- [2] Bodarski Z., Czaplinski K., Informacje techniczne dla rzeczoznawców w zakresie spraw ogólnych oraz wybranych problemów wytrzymałości, stateczności i sztywności elementów konstrukcyjnych wykonanych z dawnych gatunków stali, a także z dawnych asortymentów drewna. CEUTOB-PZITB Ośrodek we Wrocławiu
- [3] Monkiewicz C., Górski S., Ekspertyza techniczna wiaduktu kolejowego w km 368,461 na linii 131 Chorzów Batory – Tczew. Polwar S.A., 2008
- [4] Sochacki J., Wiluś D., Ekspertyza techniczna o stanie wiaduktu. Wiadukt kolejowy w km 368,461 na linii 131 Chorzów Batory – Tczew. Firma Gotowski BKiP, 2012
- [5] Mieszczuk A., Ekspertyza techniczna. Analiza nośności. Wiadukt kolejowy w km 368,461 na linii 131 Chorzów Batory – Tczew. Unimost, 2012
- [6] Chrościelewski J., Malinowski M., Banaś A., Rutkowski R., Sitariski A., Ekspertyza techniczna dotycząca wiaduktu kolejowego w km 368,461 linii 131 Chorzów Batory – Tczew nad ul. Grunwaldzką w Bydgoszczy. Politechnika Gdańska, 2012
- [7] www.mmbudgoszcz.pl, www.pomorska.pl

[www.przegladbudowlany.pl/archiwum](http://www.przegladbudowlany.pl/archiwum)



**Archiwum od ręki**  
archiwalne spisy treści  
na stronach www