

# Przykład tymczasowego wzmocnienia stalowych kratownic dachowych w parowozowni



dr hab. inż.  
**MACIEJ SZUMIGAŁA, PROF. PP**  
Politechnika Poznańska  
Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu  
ORCID: 0000-0001-7691-8908



mgr inż.  
**TOMASZ SZUMIGAŁA**  
Politechnika Poznańska  
Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu  
ORCID: 0000-0002-7579-260X

W artykule przedstawiono problemy związane z naprawami i remontami ponad 100-letnich konstrukcji stalowych infrastruktury kolejowej. Skorodowane, ale nadal użytkowane tego typu obiekty wymagają napraw i wzmocnień.

## Wprowadzenie

Zastosowanie maszyny parowej do napędu lokomotywy stało się krokiem milowym w szybkim rozwoju przemysłu, gdyż ułatwiło przewóz surowców energetycznych (węгля), spowodowało szybki rozwój infrastruktury kolejowej oraz zintensyfikowało wymianę handlową. Już w latach 40. XIX w. na terenie państw niemieckich powstawały obiekty przemysłowe związane z energetyką i transportem kolejowym. Intensywny rozwój nastąpił w latach 70. XIX w. Kolejnictwo przyczyniło się zatem do rozwoju hutnictwa i energetyki, a jednocześnie stało się poważnym odbiorcą ich wyrobów (szyny, tabor, elementy infrastruktury). Ważnym elementem infrastruktury kolejowej były budynki przeznaczone do serwisowania i napraw parowozów, tzw. parowozownie. Niektóre z tych obiektów, mające grubo ponad 100 lat, są nadal użytkowane.

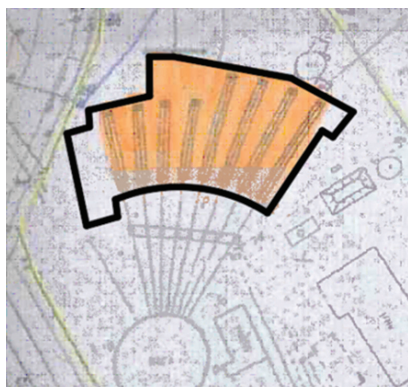
## Charakterystyka obiektu

Prezentowana na rysunkach 1. i 2. parowozownia jest typowym elementem rozbudowanej infrastruktury kolejowej powstałym w 1905 r. Jest to budynek parterowy o „tradycyjnej” konstrukcji dla tego typu obiektów. Ściany są murowane, dach dwuspadowy o niewielkim spadku. Konstrukcję nośną dachu stanowią stalowe dźwigary kratowe wykonane z kątowników łączonych na nity. Bryła budynku wynika z powiązanej z parowozownią obrotnicy. Rzut budynku przypomina kształtem „wachlarz” (rys. 1.). Między wprowadzonymi torami (między szynami) znajdują się kanały rewizyjno-naprawcze.

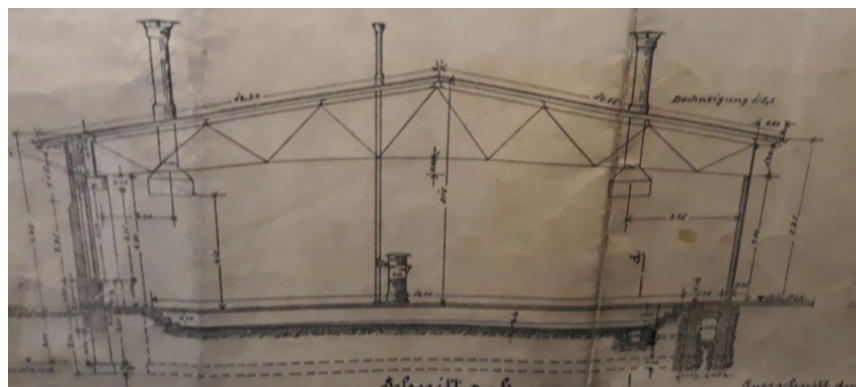
Od strony wjazdu parowozów konstrukcję ściany stanowią stalowe słupy ustawione pomiędzy poszczególnymi torowiskami oraz niewielka kratowa konstrukcja (stężenie pionowe) pod okapem oparta na nich. Między

stłupami znajdują się duże dwuskrzydłowe wrota. Na słupach stalowych prostopadle do ściany oparte są stalowe nitowane dachowe więzary kratowe, które z drugiej strony opierają się na murowanych pilastrach lub filarach. Osiowy rozstaw kratownic od strony wjazdu w przybliżeniu wynosi 4,15 m, a od strony tylnej ściany 6,55 m. Ruszt konstrukcji dachu tworzą stalowe zetowe i ceowe płatwie oparte w węzłach kratownicy. Całość konstrukcji dachu uzupełniają stężenia poprzeczne, podłużne oraz stężenia pionowe w kalenicy i w płaszczyźnie słupków skrajnych. Pierwotnie pokrycie dachu stanowiło deskowanie oraz warstwy papy. Niedawno z uwagi na zły stan techniczny tego pokrycia wymieniono je na blachę trapezową z ociepleniem i warstwami papy.

Na podstawie dostępnej starej dokumentacji i pomiarów „oszacowano” jedynie wymiary



Rys. 1. Rzut parowozowni



Rys. 2. Przekrój równoległy do torów (archiwum)

kratownicy. Rozpiętość kratownicy 21,0 m, wysokość na podporach 1,20 m, a w kalenicy 2,50 m. Pas dolny jest podniesiony w kalenicy o około 0,60 m w stosunku do podpór skrajnych. Rozstaw węzłów w pasie górnym szacuje się na 3,50 m i podobnie w pasie dolnym. Identyfikacja przekrojów jest jeszcze trudniejsza z uwagi na znaczny stan skorodowania konstrukcji i występowanie niektórych odmiennych profili, innych niż te współczesne. Przyjęto zatem zgodnie z dostarczonymi dokumentami i pomiarami własnymi następujące przekroje:

- Pas górny 2L120-60-5
- Pas dolny 2L80-80-9
- Zakratowanie 2L70-70-9 i L70-70-9
- Słupki skrajne 2L65-65-7

W analizie wytrzymałościowej przyjęto przekroje pomniejszone o ubytki korozyjne.

### Ocena stanu technicznego

Zgodnie z dostarczonymi przez użytkownika dokumentami i fotografiami oraz na podstawie własnych obserwacji dokonanych w czasie pobytu na miejscu w parowozowni stwierdzono, że stan techniczny konstrukcji stalowej jest zły. Zostały potwierdzone obserwacje osób wykonujących okresowe przeglądy co do miejsc najbardziej uszkodzonych korozyjnie i zakresu zniszczeń (rys. 5., 6., 7.).

Sugestie, że winne są niekorzystne zmiany ciepło-wilgotnościowe w obiekcie, spowodowane zamontowaniem szczelnego i ocieplonego pokrycia dachu, są mało prawdopodobne.

Zasadniczym błędem było zamontowanie nowego pokrycia bez uprzedniej oceny stanu technicznego konstrukcji, określenia nośności wg aktualnych norm i przy braku renowacji powłok malarskich stalowych więzadłów dachowych. Był to bowiem odpowiedni moment na oczyszczenie konstrukcji, ocenę stopnia uszkodzeń i pomalowanie.

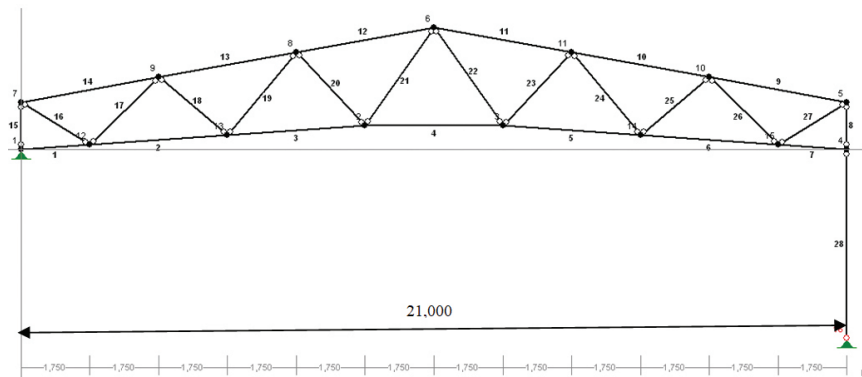
### Analizy obliczeniowe

Wykonanie analizy statyczno-wytrzymałościowej tak starej konstrukcji, i przy tym silnie skorodowanej, było zadaniem niejednoznacznym z wielu powodów.

Z uwagi na przeprowadzoną modernizację (wykonanie pokrycia z blach falowych) należało sprawdzić nośność konstrukcji zgodnie z obowiązującymi normami zarówno w zakresie obciążeń, jak i metod oceny nośności. Ocena nośności zgodnie z PN-EN 1993 [5] była niemożliwa, ponieważ brak informacji o parametrach wytrzymałościowych stali (czy na pewno stali?), z której wykonano konstrukcję w roku 1905. Eurokody w zakresie analiz statycznych i oceny wytrzymałości stosują metodę stanów granicznych oraz wykorzystują cechy plastyczne stali. W tym analizowanym przypadku uwzględnienie uplastycznienia się stali jest niedopuszczalne z dwóch powodów:



Rys. 3. Widok stalowej konstrukcji dachu parowozowni



Rys. 4. Schemat kratownic stanowiących konstrukcję dachu

całkowity brak skorodowanej półki górnej kątownika



Przekrój półki pocieniony do 2 mm oraz widoczna deformacja „wyboczenie”.

Rys. 5. Silnie skorodowany słupek skrajny kratownicy

- brak wiarygodnych informacji o parametrach wytrzymałościowych zastosowanej stali (również brak możliwości wycięcia próbek do standardowych badań);
- z uwagi na wiek stali (ponad 100 lat) istnieje duże prawdopodobieństwo „starzenia się stali”, co objawia się niekorzystnymi zmianami struktury krystalicznej (np. rozrost zia-

ren) polegającymi na obniżeniu parametrów plastycznych stali i podwyższonej skłonnością do kruchego pęknięcia.

Zatem analiza wytrzymałościowa konstrukcji wg aktualnych norm była niemożliwa. Należało powrócić do zasad projektowych zbliżonych do okresu wykonywania konstrukcji, a zatem do metody naprężeń dopuszczal-

widoczna głęboka korozja powierzchniowa



Rys. 6. Korozja pasa górnego

grube warstwy rdzy i pyłów



Rys. 7. Korozja pasa dolnego

nych. Siły wewnętrzne i obciążenia trzeba było określić jako wartości charakterystyczne (normowe), a wartości naprężeń dopuszczalnych ustalić wg zasad zawartych np. w poradnikach wydanych w czasach zbliżonych do okresu wykonania konstrukcji. Posłużono się zatem poradnikiem *HÜTTE – des Ingenieurs Taschenbuch* [1]. Na stronie 504 znaleziono naprężenia dopuszczalne przy rozciąganiu, ściskaniu i zginaniu:

$$k_z = k = k_b = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ tj. } 120 \text{ MPa} \text{ lub } 12 \text{ kN/cm}^2.$$

Drugim problemem był silny i nierównomierny stopień skorodowania całej konstrukcji stalowej. Korozja w dużym stopniu zależy od stopnia agresywności środowiska.

W normie ISO 9223 [3] zaproponowano pięciostopniową klasyfikację postępu korozji różnych metali w atmosferze miast przemysłowych (główne zanieczyszczenia miast to jony chloru Cl i dwutlenek siarki SO<sub>2</sub>). Środowisko w parowozowni można zaliczyć bez wątplenia do kategorii C5.

Założono, że konstrukcja była „zadbana” przez okresowe malowanie do 1939, a przez dalsze 70 lat dbałość o stan powłok malarskich musiała być wyraźnie mniejsza. Przyjęto, że przez połowę drugiego okresu, z powodu braku konserwacji malarskiej i nieszczel-

ności pokrycia dachu, konstrukcja stalowa mogła podlegać silnej korozji. Zgodnie z ISO 9223 przyjęto dla kategorii korozyjności C5 najniższą szybkość korozji 0,0829 mm/rok. Stąd możemy oszacować średni ubytek korozyjny:  $\Delta t = 0,0829 \cdot 35 = 2,915 \text{ mm} \approx 3,0 \text{ mm}$ .

W obliczeniach nośności ostatecznie przyjęto zredukowane grubości kątowników o 3,0 mm, co lokalnie zgadza się z dostępnymi informacjami o pomiarach grubości dokonanych przez Inspektora Nadzoru oraz zostało potwierdzone przez autorów podczas ostatniej wizji. Parametry statecznościowe w analizach nośności ustalono wg [4].

### Wnioski z analiz obliczeniowych

Sprawdzono nośność najbardziej wyťažonych prętów pasa górnego i dolnego, nośność skrajnego pręta pasa górnego od strony bram (najbardziej skorodowanego) oraz skrajnego słupa podporowego też od strony bram (najbardziej skorodowanego):

- Nośność pasa dolnego jest przekroczona  $\sigma = 130 \text{ MPa} > \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność pasa górnego jest przekroczona  $\sigma = 288,4 \text{ MPa} > \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność pasa górnego (skrajny pręt) jest przekroczona  $\sigma = 187,05 \text{ MPa} > \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność słupka skrajnego jest przekroczona  $\sigma = 288,4 \text{ MPa} > \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność słupa skrajnego (przy bramach) jest zachowana  $\sigma = 54,3 \text{ MPa} < \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$

Z dostępnych innych publikacji [6] dotyczących oceny nośności starych konstrukcji stalowych (XIX/XX w.) wynika, że prawdopodobnie zastosowany materiał (*Flusseisen*) może mieć jeszcze mniejsze naprężenia dopuszczalne rzędu  $\sigma_{\text{dop}} = 100 \text{ MPa}$ .

Z przeprowadzonej analizy wytrzymałościowej uwzględniającej prawdopodobne parametry wytrzymałościowe materiału zastosowanego na konstrukcję oraz szacunkową (i pomierzoną lokalnie) ocenę postępu korozji wynika, że nośność konstrukcji jest przekroczona. Zalecono zatem wymianę wiązarów na nowe z powodu braku technicznych możliwości wykonania (spawania) ich wzmocnienia i podjęcie odpowiednich działań doraźnie zabezpieczających.

Przekroczenia nośności dotyczyły pełnego obciążenia dachu wraz ze śniegiem. Zatem przed okresem zimowym zalecono podjąć konieczne działania zabezpieczające, np.

przez tymczasowe podparcie konstrukcji. Prace związane z tymczasowym podparciem należało rozpocząć niezwłocznie i zakończyć przed pojawieniem się większych opadów śniegu, co obecnie w Polsce jest trudne do przewidzenia. Można jedynie przyjąć umowne zalecenie do 15–20 grudnia. Po tymczasowym podparciu zalecono ograniczyć udostępnienie obiektu w każdym momencie pojawienia się śniegu na pokryciu.

### Analiza tymczasowego podparcia konstrukcji

Tymczasowe podparcie konstrukcji dachu przed okresem zimowym było działaniem doraźnym, które w żaden sposób nie rozwiązuje w pełni problemu złego stanu technicznego konstrukcji stalowej. Podparcie dodatkowe konstrukcji kratowej wiąże się z całkowitą zmianą pola rozkładu sił wewnętrznych. Siły mogą ulec korzystnemu zmniejszeniu, zmiana może również ulec kierunek ich działania, np. w prętach pierwotnie rozciąganych mogą pojawić się siły ściskające (wyboczenie), co jest bardzo niebezpieczne i wymaga wprowadzenia dodatkowych poprzecznych stężeń.

Przeanalizowano dwa przypadki podparcia tymczasowego:

- przypadek 1 – podparcie w górnym pasie kalenicowym (węzeł 6 – rys. 4.),
- przypadek 2 – podparcie podwójne w dwóch węzłach pasa górnego wokół kalenicy (węzły 8 i 11 – rys. 4.)

W przypadku 1 siły w pasach zgodnie z oczekiwaniami spadły czterokrotnie, lecz pojawiła się siła ściskająca w pasie dolnym (krata dwuprzęsłowa). Pas dolny nie jest w stanie bezpiecznie przenieść tej siły z uwagi na utratę stateczności. Jego długość wyboczeniowa w płaszczyźnie wiązara ograniczona jest do rozstawu węzłów (3,50 m) natomiast z płaszczyzny długość wyboczeniowa równa jest rozstawowi stężeń pionowych, tj. 10,50 m. W wyniku przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej ustalono nośności wybranych prętów kratownicy PO PODPARCIU (w kalenicy):

- Nośność pasa górnego jest zachowana  $\sigma = 56,8 \text{ MPa} < \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność pasa dolnego jest przekroczona dla  $l_{\text{wy}} = 10,50 \text{ m}$ ,  $\sigma = 151,5 \text{ MPa} > \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- a jest zachowana dla  $l_{\text{wy}} = 3,50 \text{ m}$   $\sigma = 76,5 \text{ MPa} < \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Konieczne są zatem dodatkowe prostopadłe stężenia w dwóch węzłach pasa dolnego.
- Nośność pasa górnego (skrajny pręt) jest zachowana
- Nośność słupka skrajnego jest zachowana  $\sigma = 55,3 \text{ MPa} < \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność krzyżulca K20 (ściskany) jest zachowana  $\sigma = 107,1 \text{ MPa} < \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$
- Nośność krzyżulca K18 (pojedynczy L) jest zachowana.  $\sigma = 111,8 \text{ MPa} < \sigma_{\text{dop}} = 120 \text{ MPa}$

Tab. 1 Kategorie korozji wg ISO

Kategoria korozji	C1	C2	C3	C4	C5
Szybkość korozji [g/m <sup>2</sup> -rok]	≤10	11-200	201-400	401-650	651-1500
Szybkość korozji [mm/rok]	≤0,00127	0,0014-0,0255	0,0256-0,0509	0,051-0,0828	0,0829-0,191

Jako tymczasowy element podpierający zaproponowano słup czterogałęziowy o szerokości boku 500 mm wykonany z 4 L75 × 75 × 8 połączonych przewiązkami z L75 × 75 × 6 w rozstawie pionowym co 500 mm.

Słup należało podkładać, aby podparcie (dodatkowy słup) włączyło się do współpracy. Niezbędnym elementem tej wersji „podparcia” były dodatkowe stężenia pionowe w dwóch węzłach pasa dolnego wg załączonego szkicu (rys. 8.).

W przypadku 2 siły uległy zmniejszeniu jeszcze bardziej. Ściskająca siła w pasie dolnym nie wymagała dodatkowego stężenia bocznego. Stateczność traciły natomiast dwa środkowe krzyżulce przy węźle kalenicowym (K21, K22) wykonane z pojedynczego kątownika. Należało „wzmocnić” je przez dolożenie profilu L65-65-6 przymocowanego na śruby M12 w rozstawie co ~500 mm. Niestety to rozwiązanie wymagało aż dwóch dodatkowych słupów podpierających każdy wiązar.

### Analiza sposobów włączenia do współpracy dodatkowego podparcia konstrukcji

Przeprowadzone powyżej analizy obliczeniowe podparcia konstrukcji zakładały takie włączenie się jego do współpracy, aby możliwe było przeniesienie przez dodatkowy słup zarówno obciążeń stałych, jak i obciążenia śniegiem. Wymagałoby to precyzyjnego podkłaźnienia konstrukcji. Możliwe jest obliczenie takiego ugięcia, jednak dokładność jego wyliczenia jest wątpliwa. Powodem są:

- tylko szacowane przybliżone przekroje prętów,
- szacunkowa ocena innych obciążeń stałych.

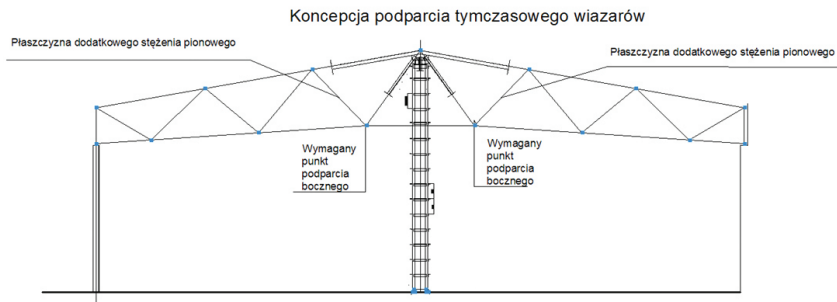
Nieprecyzyjne podkłaźnienie może skutkować powstaniem znacznych sił ściskających w prętach projektowanych jako rozciągane i utratą ich stateczności.

Dokładniejsza analiza obliczeniowa wykazała, że bezpieczna wielkość podkłaźnienia przy podparciu w węźle kalenicowym wynosi max. 5 mm. Przy takim „wymuszeniu przemieszczenia” węzła kalenicowego w górę pole rozkładu sił wewnętrznych jest najkorzystniejsze i nośność wszystkich prętów jest zachowana. W pasie dolnym, zarówno podczas podpierania oraz podkłaźniowania, jak i przy dodatkowym obciążeniu śniegiem, pojawiają się jedynie siły rozciągające, a w krzyżulcach z pojedynczych kątowników tylko niewielkie siły ściskające.

### Wnioski końcowe

Na podstawie wizji lokalnej na miejscu, materiałów dostarczonych przez użytkownika i przeprowadzonych analiz obliczeniowych sformułowano przedstawione poniżej wnioski:

- z przeprowadzonej analizy obliczeniowej uwzględniającej średnie i pomierzone ubytki korozyjne wynikało, że nośność



Rys. 8. Koncepcja tymczasowego podparcia wiązarów kratowych

najważniejszych elementów konstrukcji jest przekroczona;

- z uwagi na nieznaną i trudną do określenia rodzaj materiału konstrukcji nie można było zaproponować najprostszej wersji wzmocnienia przez dospawanie dodatkowych kształtowników stalowych;
- znaczny stopień skorodowania konstrukcji sprawił, że inne sposoby łączenia (np. na śruby) nowych kształtowników do silnie zniszczonych elementów były bardzo skomplikowane i nieefektywne (łączenie w węzłach itp.);
- przed zimą należało bezwzględnie tymczasowo zabezpieczyć konstrukcję nośną dachu przez dodatkowe podparcie;
- proponowane były dwa warianty podparcia (w kalenicy lub w dwóch sąsiednich węzłach).

Podpieranie konstrukcji (nawet tymczasowe) musi być poprzedzone analizą statyczno-wytrzymałościową, gdyż przy jej braku można doprowadzić do takiej zmiany sił wewnętrznych (w tym również zmiany kierunków ich działania), która może spowodować nagłą utratę stateczności i awarię.

### Literatura

- [1] HÜTTE – des Ingenieurs Taschenbuch, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1920.
- [2] Glinicka A., Kozłowska A B., Przykład modelowania okresu utrzymania wybranych elementów konstrukcji stalowych poddanych korozji, „Logistyka”, tom 3 (2012).
- [3] ISO 9223 Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification, determination and estimation.
- [4] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-EN 1993 Projektowanie konstrukcji stalowych. Reguły ogólne i dotyczące budynków.
- [6] Gierczak J., Przebudowy konstrukcji stalowych, cz. 2, Analiza stali, „Builder” 07 (88) 2016.

DOI: 10.5604/01.3001.0013.8801

### PRAWIDŁOWY SPOSÓB CYTOWANIA

Szumigala Maciej, Szumigala Tomasz, 2020, Przykład tymczasowego wzmocnienia stalowych kratownic dachowych w parowozowni, „Builder” 04 (273). DOI: 10.5604/01.3001.0013.8801

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono problemy związane z naprawami i remontami ponad 100-letnich konstrukcji stalowych infrastruktury kolejowej. Skorodowane, ale na-

dal użytkowane tego typu obiekty wymagają napraw i wzmocnień. Typowe wzmocnienia przez spawanie są zazwyczaj wykluczone z uwagi na trudne do wiarygodnego określenia parametry materiału konstrukcyjnego. To wpływa również na możliwe sposoby oceny nośności. Często pozostaje tylko dodatkowe i tymczasowe podparcie, co nie jest zadaniem oczywistym z uwagi na niebezpieczeństwo wprowadzenia sił o przeciwnych znakach i wcześniejsze zniszczenie konstrukcji przez utratę stateczności.

**Słowa kluczowe:** korozja, uszkodzenia, wzmocnienia, tymczasowe podparcie, stalowe kratownice dachowe

**Summary:** The article presents problems related to repairs and renovations of over 100-year-old steel structures of the railway infrastructure. Corroded objects still in use require repairs or reinforcements. Typical welding reinforcement is usually not an option due to the difficulty in reliable determining parameters of the structural material. That also affects possible ways of assessing load capacity. Often, all that remains is additional and temporary support what is not an obvious task due to the danger of introducing forces with opposite signs and earlier destruction of the structure by loss of stability.

**Keywords:** corrosion, damage, reinforcement, temporary support, steel roof trusses