

# Stan przedawaryjny konstrukcji mostu skośnego galerii nawęglania

PAWEŁ A. KRÓL<sup>1,\*</sup>, AGATA GODLEWSKA<sup>2</sup>, RADOSŁAW JÓŻWIK<sup>2</sup>, KACPER WIŚNIEWSKI<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

<sup>2</sup>CONSTRUCTION Sp. z o.o., Warszawa

**Streszczenie:** W pracy zaprezentowano studium przypadku obejmujące kompleksową diagnostykę przyczyn niepokojących odkształceń elementów konstrukcji mostu skośnego galerii nawęglania w jednej z elektrowni. Przeanalizowano zastosowane rozwiązania projektowe, historię prac modernizacyjno-remontowych oraz wyniki cyklicznych pomiarów geodezyjnych. W programie komputerowym zbudowano cztery modele obliczeniowe konstrukcji, różniące się między sobą przyjętymi założeniami, geometrią, sposobem modelowania wybranych prętów oraz warunkami podparcia. Dokonano kompleksowej analizy statyczno-wyrztrzymałościowej, w wyniku której wykazano, iż konstrukcja znajduje się w stanie przedawaryjnym i niezbędne jest podjęcie konkretnych działań interwencyjnych, mających na celu poprawę warunków pracy konstrukcji oraz zapobieżenie potencjalnej katastrofie budowlanej. Opracowano koncepcję i kierunki proponowanej modernizacji, oparte na wynikach jednego z analizowanych modeli obliczeniowych, sporządzono kompletną dokumentację projektową.

**Słowa kluczowe:** most skośny, galeria nawęglania, odkształcenia, deformacje skrętne, układ poprzeczny, układ podłużny, kratownica ścienna, ocena nośności

## 1. Wprowadzenie

Galerie, zwane również mostami skośnymi stanowią jeden z najistotniejszych elementów linii technologicznych nawęglania bloków energetycznych w elektrowniach i elektrociepłowniach, w których do produkcji energii wykorzystuje się paliwo stałe. Stanowią one konstrukcję nośną dla przenośników taśmowych, transportujących węgiel. Obiekt opisany w niniejszym studium przypadku znajduje się na terenie Elektrowni Kozienice w Świerżach Górnych, na południowym Mazowszu, a jego lokalizację na terenie zakładu pokazano na rys. 1. Na etapie eksploatacji obiektu uwagę służb dozoru technicznego zwróciły, widoczne gołym okiem, pogłębiające się ugięcia przęsła mostu oraz skrócenie prętów pasa dolnego podłużnych kratownic bocznych, co potwierdziły także wykonywane cyklicznie pomiary geodezyjne. Wykonane pomiary odkształceń skłoniły do przeprowadzenia kompleksowej oceny stanu technicznego konstrukcji w aspekcie możliwości jej dalszej bezpiecznej eksploatacji oraz weryfikacji przyczyn powstałych deformacji. W procesie diagnostyki przeanalizowano przyjęte rozwiązania projektowe, archiwalne operaty geodezyjne oraz historię prac

---

\*Autor do korespondencji: pawel.krol@pw.edu.pl

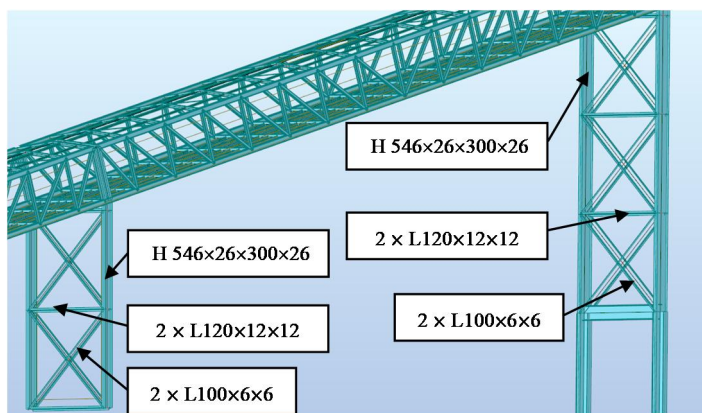
modernizacyjno-remontowych. Wykonano własne analizy obliczeniowe, które potwierdziły, iż konstrukcja znajduje się w stanie przedawaryjnym i wymaga podjęcia określonych działań technicznych, mających na celu zapewnienie jej możliwości dalszego bezpiecznego użytkowania.



Rys. 1. Lokalizacja mostu skośnego nawęglania na terenie zakładu (kolor pomarańczowy), źródło: mapy.geoportal.gov.pl.

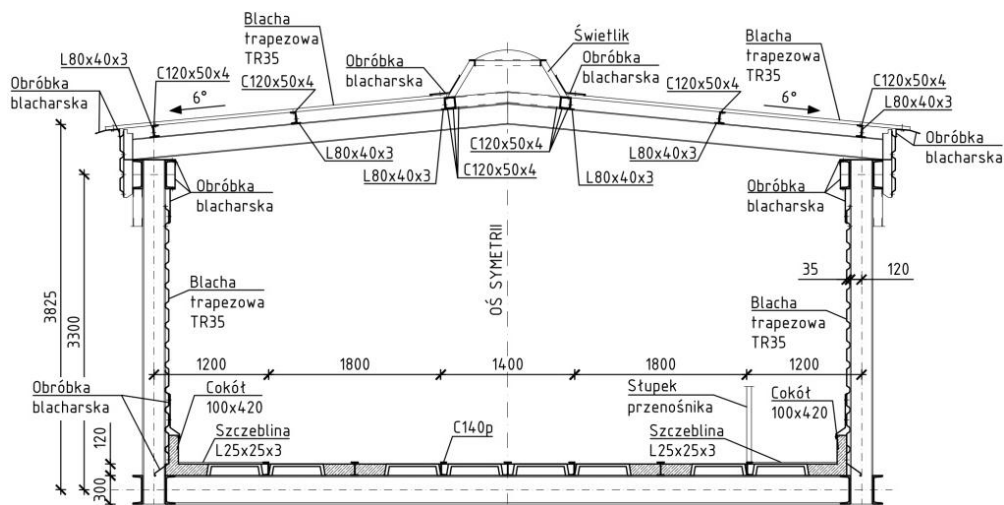
## 2. Opis konstrukcji

Most skośny nawęglania, opisany w niniejszej pracy, jest obiektem o długości 128,0 m, szerokości 8,0 m i wysokości w kalenicy 4,6 m, rozpiętym między tunelem wychodzącym z budynku przesypowni a wieżą przesypową, przy budynku kotłowni. W układzie podłużnym jego konstrukcja składa się z trzech przęseł przestrzennej estakady stalowej, w których zasadniczą funkcję nośną pełnią kratownice ścian bocznych mostu. Rozpiętości przęseł konstrukcji w osiach podpór wynoszą kolejno 43,7, 43,7 i 40,6 m. Estakada jest nachylona pod kątem  $16^\circ$  w stosunku do poziomu. Oprócz podparcia na końcach, odpowiednio w poziomie terenu oraz na konstrukcji wieży przesypowej (na rzędnej  $+35,9$  m p.p.t), dodatkowo została wsparta na dwóch pośrednich podporach słupowych. Podpory pośrednie wykonano w formie stalowych, dwugłęziowych słupów skratowanych (ramownic kratownicowych), posadowionych na własnych fundamentach żelbetowych. Sposób rozwiązania układu podłużnego konstrukcji, na przykładzie środkowego przęsła mostu, pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Sposób rozwiązania układu podłużnego konstrukcji galerii.

W układzie poprzecznym geometrię konstrukcji estakady zapewniają zamknięte układy ramowe, rozmieszczone w rozstawie co 3,0 m na długości każdego z przęsł oraz co 2,15 m, w strefach przypodporowych. Poprzeczne układy ramowe połączone na długości obiektu podłużnymi belkami spinającymi, wykonanymi z profili 2' UPN300, połączonych przewiązkami – jedną w poziomie węzła okapowego i jedną w poziomie dolnej krawędzi słupa. Owe belki spinające stanowią odpowiednio pas dolny i pas górny bocznych kratownic ściennych, zaś słupy ram poprzecznych – słupki tychże kratownic. W dolnej części układy spięto poprzecznymi belkami stropowymi, stanowiącymi podparcie dla betonowego stropu galerii nawęglania oraz przenośników taśmowych, rys. 3.



Rys. 3. Widok układu poprzecznego konstrukcji galerii wg stanu obecnego (przyjęto nazewnictwo zgodne z dokumentacją archiwalną obiektu, w której mianem szczeliny określono poprzeczne elementy z kątownika L25' 25' 3, ułożone na dwóch odcinkach płyty żelbetowej stropu, wzdłuż ścian mostu skośnego i stanowiące wykończenie wspólnej krawędzi stopnicy i podstopnicy stopni ukształtowanych w płycie w celu umożliwienia komunikacji wzdłuż taśmociągów).



Rys. 4. Widok wnętrza galerii nawęglania z widocznymi elementami konstrukcyjnymi.

Wzdłuż kalenicy obiektu, na całej jego długości, został zamontowany świetlik, a w dwóch najwyższych przęsłach znajdują się klapy oddymiające. Po obu stronach przenośników węgla, wzdłuż ścian bocznych, dzięki wykonanym szczelinom z L25'25'3, możliwa jest komunikacja. Widok wnętrza galerii nawęglania z widocznymi elementami konstrukcji pokazano na rys. 4., natomiast widok układu konstrukcyjnego galerii od strony zewnętrznej – na rys. 5.



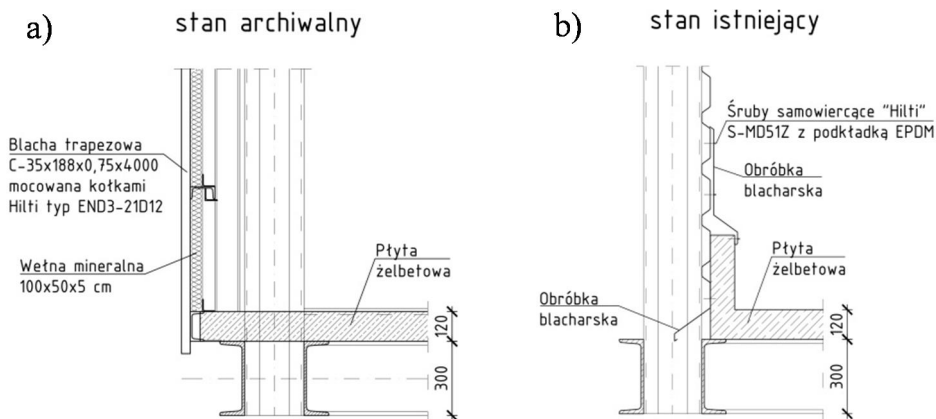
Rys. 5. Widok układu konstrukcyjnego galerii od strony zewnętrznej.

Obliczeniowa wydajność przenośników węgla wynosi po 1600,0 t/h, jednak chwilowe wskazania wag wykazują wartości dochodzące do 2000,0 t/h. Na potrzeby obliczeń, zgodnie z zaleceniami eksploatacyjnymi, założono jednoczesną ciągłą pracę obydwu przenośników.

### 3. Historia obiektu

Most skośny nawęglania został wybudowany w roku 1977, zgodnie z dokumentacją projektową z 1975 r. i był eksploatowany w trybie ciągłym od 1977 r. do 1999 r. Zgodnie z [1], technologia montażu przewidywała montaż sprefabrykowanych i scalonych na poziomie terenu całych słupów stalowych oraz przęseł mostów. W 1999 roku, z uwagi na niezadowalający stan techniczny [2, 3], obiekt został poddany przebudowie, obejmującej swym zakresem zarówno ściany, dach, jak i strop galerii. Ponadto przeprowadzono gruntowne prace remontowe polegające na renowacji antykorozyjnych powłok zabezpieczających. Przyjęte rozwiązania nie pozostały obojętne dla późniejszego sposobu obciążenia i pracy konstrukcji. W zakresie ścian bocznych zdemontowano istniejącą ryglówką ścienną oraz obudowę z blach fałdowych mocowanych w układzie pionowym na zewnętrznej stronie ścian bocznych i zastąpiono blachami w układzie poziomym, mocowanymi od strony wewnętrznej, bezpośrednio do słupków kratownic, przy pomocy wkrętów samowiercących. W obrębie dachu wykonano wymianę poszycia i obróbkę blacharskich, ujednolicając rozwiązania z tymi przyjętymi w obrębie ścian. Wpływ zmiany rozwiązań w obrębie krawędzi

stropu okazał się najistotniejszy z punktu widzenia późniejszego zachowania się konstrukcji oraz pomierzonych odkształceń (zaobserwowanych nieprawidłowości). Obejmował on swoim zakresem m.in. skucie monolitycznej płyty stropowej na szerokości ok. 40 cm wzdłuż kratownic bocznych, po obu ich stronach oraz wykonanie cokołu żelbetowego o wysokości 40 cm, wraz z fragmentem sąsiadującej płyty stropowej. Zamierzeniem projektantów było ograniczenie kontaktu elementów bocznej kratownicy ściennej z mokrym pyłem węglowym. Szczególnie w przestrzeni między ścianą osłonową z blachy trapezowej a słupkami kratownicy zbierały się duże ilości tego pyłu, trudne do usunięcia z uwagi na ograniczony dostęp, co skutkowało przyspieszoną korozją elementów stalowych. Różnice w sposobie wykonania płyty stropowej wg pierwotnych rozwiązań projektowych oraz po przebudowie w roku 1999 pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Różnice w sposobie wykonania i oparcia płyty stropowej wg: a) pierwotnych rozwiązań projektowych, b) stanu po modernizacji w 1999 r.

W opracowaniach poświęconych ocenie stanu technicznego galerii nawęglania [2, 3], poprzedzających przebudowę obiektu w roku 1999 stwierdzono m.in. występujące ugięcia środkowego przęsła mostu, wynoszące ok. 120 mm, a więc bliskie wartości granicznej, określonej na poziomie 1/350 rozpiętości. Autorzy opracowań [2, 3] zwrócili ponadto uwagę na niestaranne wykonawstwo obiektu.

W 2017 roku, w wyniku jednego z kolejnych przeglądów technicznych, most skośny został poddany kolejnej przebudowie, w zakresie dostosowanym do zmieniających się wymagań BHP oraz przepisów ochrony przeciwpożarowej, w zakresie dróg ewakuacji. Przebudowa ta nie implikowała jednak szczególnych zmian w odniesieniu do konstrukcji obiektu.

#### 4. Analiza archiwalnych pomiarów geodezyjnych

Dostępna dokumentacja obiektu zawiera m.in. zeszyt z archiwalnymi pomiarami geodezyjnymi, w którym zarejestrowano wyniki cyklicznych inwentaryzacji z lat 1981–2007 [4] oraz operat geodezyjny z pomiarami przemieszczeń i odkształceń obiektów zlokalizowanych na terenie zakładu, wykonanych w czerwcu 2019 r. [5]. Z punktu widzenia analizy potencjalnych przyczyn odnotowanych deformacji konstrukcji, szczególnie wartościowym źródłem informacji okazał się pierwszy z wyżej wymienionych składników dokumentacji [4]. Po wnikliwej analizie wyników inwentaryzacji stwierdzono, że znaczne różnice w odkształceniach konstrukcji odnotowano między pomiarami w latach 1999–2000, co zbiega się z okresem przebudowy układu konstrukcyjnego, w tym modyfikacją sposobu oparcia i rozwiązania krawędzi płyty stropowej mostu skośnego. Pomiary osiadania podpór nie wykazały nieprawidłowości w tym

zakresie, co podobnie, jak i przeprowadzone badania geotechniczne [6] potwierdziło wysoki stopień skonsolidowania podłoża gruntowego poniżej poziomu posadowienia stóp fundamentowych podpór pośrednich. Należy nadmienić, że autorzy opracowań z lat 1981–2007 r. [4] odnosili swoje pomiary do linii prostych wyznaczonych przez stałe punkty mostu ustalone w miejscach jego podparcia na podporach pośrednich i podporach skrajnych. W ten sposób odkształcenia każdego z przęseł konstrukcji były odnoszone do ich lokalnych teoretycznych osi. W opracowaniu z 2019 r. [5] założono jedynie dwa stałe punkty układu, zlokalizowane na podporach skrajnych, zaś pomierzone ugięcia i odkształcenia miały charakter globalny, odniesiony do teoretycznej wyidealizowanej osi całej konstrukcji, wyznaczonej przez tak ustalone dwa punkty. Dzięki tak wprowadzonej zmianie linii odniesienia pomiary inwentaryzacyjne z czerwca 2019 r. [5] wykazały, iż podpory pośrednie nie są współliniowe, a wyższa z nich znajduje się na rzędnej o 7 cm niższej, niż przewiduje to dokumentacja projektowa. Może to świadczyć o błędach montażowych konstrukcji, które skutkują innym od założonego kątem nachylenia konstrukcji mostu.

## 5. Wizje lokalne i kontrolne pomiary geodezyjne

Przeprowadzone latem 2020 roku wizje lokalne oraz uzupełniające pomiary geodezyjne deformacji dwugałęziowych pasów dolnych bocznych, podłużnych kratownic ściennych potwierdziły wcześniejsze obserwacje makroskopowe in situ, rys. 7.



Rys. 7. Ugięcie dolnego pasa bocznej, podłużnej kratownicy ściennej.

Na podstawie przeprowadzonych pomiarów stwierdzono ponadto nadmierne przemieszczenia poziome wyższej podpory pośredniej. Pomierzone wartości (ok. 30 cm) są niemal dwukrotnie wyższe od dopuszczalnych ( $H/150 = 15,4$  cm). Pomierzone ugięcia przęseł mostu skośnego nie przekroczyły wartości dopuszczalnych ( $L/350 = 12,5$  cm), niemniej jednak są im bliskie (max. wartość ok. 11,5 cm), co również nie napawa optymizmem, mając na względzie, że pomiary były wykonywane w warunkach letnich, bez uwzględnienia obciążenia śniegiem dachu. Deformacje skrętne przekroju pasa dolnego, pomierzone w formie wychylenia skrajnych włókien dolnej półki zewnętrznej gałęzi pasa dolnego kratownicy ściennej, w stosunku do ich teoretycznego położenia, osiągnęły poziom ok. 40 mm.

## 6. Analizy obliczeniowe konstrukcji

Celem weryfikacji spełnienia przez konstrukcję normowych warunków stanów granicznych nośności i użyteczności zbudowano modele obliczeniowe konstrukcji i dokonano stosownych analiz w 4 wariantach, odpowiadających poszczególnym modelom:

Model 1 – uwzględniający idealną geometrię konstrukcji, zgodną z pierwotną dokumentacją projektową, z pasem dolnym kratownicy ściennej zamodelowany jako pręt złożony dwugałęziowy z przewiązkami (model ten przewidywał osiowe przekazywanie obciążeń na pręt z płyty stropowej)

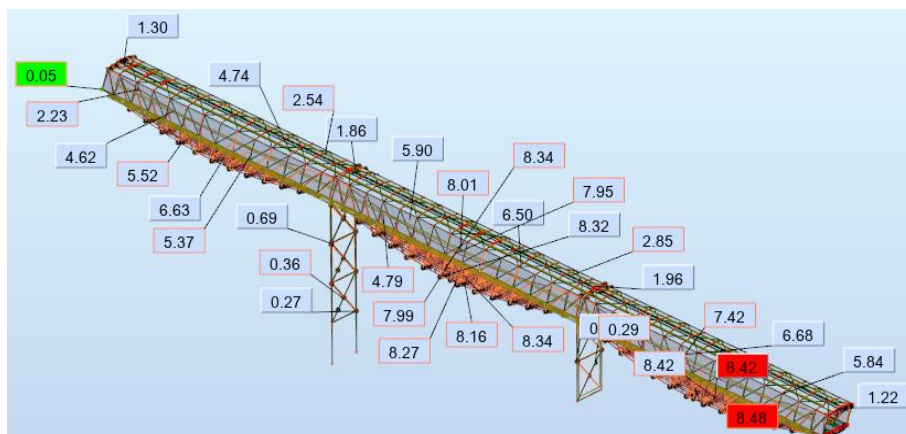
Model 2 – uwzględniający idealną geometrię konstrukcji jak w Modelu 1, z pasem dolnym kratownicy ściennej zamodelowanym w formie dwóch równoległych prętów, połączonych wahliwymi łącznikami, imitującymi przewiązki (model ten uwzględniał przekazywanie obciążeń z płyty stropowej wyłącznie na jeden z pasów kratownicy, zgodnie z rys. 6b)

Model 3 – uwzględniający błędy montażowe konstrukcji w formie wymuszeń na podporach oraz zakładający pracę pasa dolnego kratownicy jak pręta złożonego, dwugałęziowego (podobnie, jak w Modelu 1). W miejscach słupów – podpór pośrednich zamodelowano podpory sprężyste z podatnościami na przesuw w każdym z kierunków.

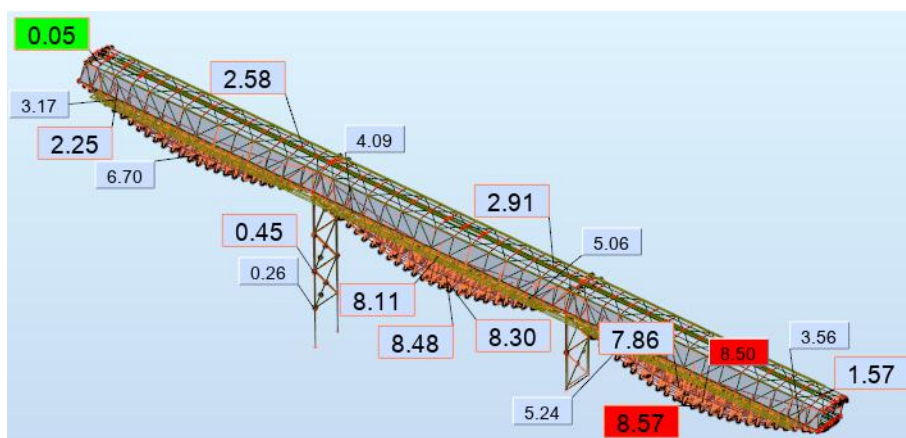
Model 4 – na życzenie zleciendawcy założono stan hipotetyczny, uwzględniający wdrożenie czynności zapobiegających ewentualnej awarii – przyjęto asymetryczne obciążenia zmienne, pochodzące tylko od jednego pracującego przenośnika oraz podparcie mostu dodatkowymi podporami przegubowymi o charakterze tymczasowym lub docelowym, w pobliżu środków rozpiętości każdego z przęseł.

Ponadto przeprowadzono analizę zwichrzenia pasów dolnych kratownic, zarówno dla przypadku uwzględnionego w Modelach 1 i 3 (model pręta złożonego 2' UPN 300), jak i w Modelu 2 (obciążenie pojedynczego pręta UPN 300). Dla pojedynczych ceowników pasa dolnego z Modelu 2 przeprowadzono także analizę wpływu skręcania na poziom wyężenia elementów. W pierwszej iteracji wartości obciążeń, ich kombinacje oraz normowe kryteria weryfikacji SGN i SGU przyjęto wg polskich norm krajowych [7–15], jako zbliżonych do standardów obowiązujących w chwili projektowania konstrukcji, głównie celem możliwości odniesienia i porównania wyników do wcześniejszych opracowań eksperckich w tym zakresie, [2, 3]. W pierwszym etapie obliczeń (analiza stanu istniejącego) oddziaływanie wiatru uwzględniono według schematów z norm [7–8]. Założono obciążenie wiatrem ścian bocznych – nawietrznej i zawietrznej oraz dachu i stropu dolnego mostu skośnego, przyjmując: ciśnienie prędkości wiatru na poziomie  $q_k = 0,3 \text{ kN/m}^2$ , współczynnik ekspozycji  $C_e = 0,89$ , współczynnik dynamicznego działania porywów wiatru  $b = 1,8$  oraz współczynniki ciśnienia zewnętrznego  $C_z$  o wartościach odpowiednio: 0,8 dla ściany nawietrznej, -0,8 dla ściany zawietrznej, -1,6 dla dachu oraz -1,4 dla dolnego stropu. Docelowo, w związku z projektowaną przebudową konstrukcji estakady, obliczenia dostosowano do standardów eurokodów [16–21]. W analizach pominięto oddziaływania termiczne, w tym również te wynikające z efektu nasłonecznienia, przyjmując, iż wyeksponowane elementy konstrukcyjne pomalowane są na jasny kolor, zaś obiekt w części znajduje się w strefie permanentnego zacienienia z uwagi na sąsiadującą zabudowę.

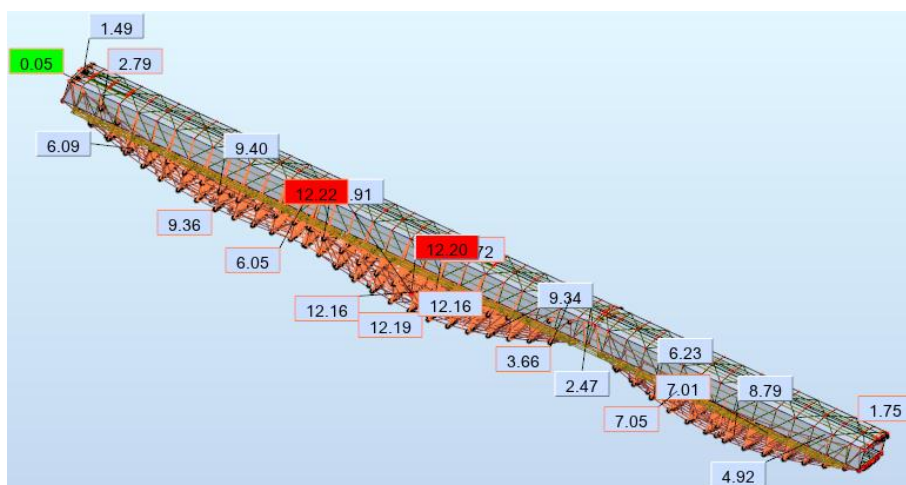
Uzyskane wyniki obliczeń odnoszące się do deformacji konstrukcji w przypadku poszczególnych modeli obliczeniowych przedstawiono na rys. 8–11.



Rys. 8. Odształcenia konstrukcji mostu skośnego – Model 1.

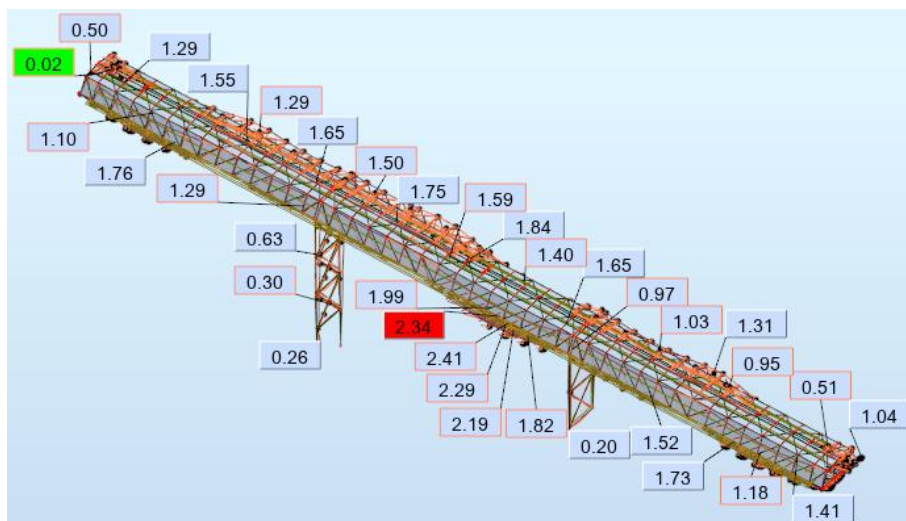


Rys. 9. Odształcenia konstrukcji mostu skośnego – Model 2.



Rys. 10. Odształcenia konstrukcji mostu skośnego – Model 3.





Rys. 11. Odształcenia konstrukcji mostu skośnego – Model 4.

### 7. Analiza nośności pasów dolnych podłużnych kratownic ściennych

Analizę zwichrzenia przeprowadzono wg wzoru (6.54) normy PN-EN 1993-1-1 [21], dla kombinacji zwracających maksymalne wartości momentów zginających  $M_y$ . Za miarodajną weryfikację warunków nośności elementów ściskanych i zginanych przyjęto sprawdzenie mniej korzystnej formuły interakcyjnej spośród zależności opisanych wzorami (6.61) [21] i (6.62) [21]. Wartości uzyskanych poziomów wyężenia dla poszczególnych modeli zestawiono w Tabelcy 1. Analizując zaprezentowane wyniki należy zwrócić uwagę, iż udział sił podłużnych w ogólnym poziomie wyężenia określonego na podstawie wzorów interakcyjnych (6.61) [21] i (6.62) [21] wyniósł około 50%, jednak współczynniki interakcyjne  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  i  $k_{zz}$  doprowadziły do redukcji wpływu momentów zginających na całkowity stopień wyężenia elementów.

Tabelca 1. Wyniki analizy nośności pasów dolnych podłużnych kratownic ściennych

Model	Poziom wyężenia pasów dolnych wg wzoru		
	Wzór (6.54) [PN-EN 1993-1-1]	Wzór (6.61) [PN-EN 1993-1-1]	Wzór (6.62) [PN-EN 1993-1-1]
Model 1	1,038 > 1,0	1,370 > 1,0	0,997 ≈ 1,0
Model 2	0,810 < 1,0	1,177 > 1,0	0,892 < 1,0
Model 3	1,356 > 1,0	1,607 > 1,0	1,123 > 1,0
Model 4	0,329 < 1,0	0,365 < 1,0	0,311 < 1,0

Analizę skęrcania przeprowadzono dla przypadku objętego obliczeniowym Modelem 2 konstrukcji, w którym pas dolnym kratownicy ściennej zamodelowano w formie dwóch równoległych prętów, połączonych wahliwymi łącznikami, imitującymi przewiązki. Wybór modelu spowodowany był chęcią odwzorowania sytuacji występującej w obiekcie, gdzie obciążenie pionowe jest przyłożone w sposób asymetryczny, mimośrodowy w stosunku do podłużnej osi pasa dolnego kratownicy ściennej, obciążając w całości gałąz wewnętrzną przekroju. Dokonano sprawdzenia naprężeń normalnych od bimomentu, naprężeń ścinających od momentu skęrcania swobodnego (St. Venanta) oraz skęrcania skęrcowanego (giętno-skęrcanego) dla kombinacji sił

wewnętrznych z maksymalnym momentem skręcającym przekrój ceownika, zgodnie z warunkiem (6.25) normy PN-EN 1993-1-1 [21]. Największe wyężenie przekroju wyniosło 2,919 >> 1,0, co uzasadnia zaobserwowane w realnej konstrukcji deformacje skrętnie prętów pasa dolnego podłużnych kratownic bocznych.

## 8. Wnioski i zalecenia sformułowane na podstawie przeprowadzonych analiz

Przeprowadzone obliczenia potwierdziły, iż najbardziej wyężonymi elementami są pasy dolne bocznych kratownic ściennych. Zgodnie z przewidywaniami Model 2 zwraca najmniej korzystne wyniki sprawdzenia normowych warunków Stanów Granicznych Nośności, weryfikowanych według normy PN-EN 1993-1-1 [21]. Wynika to m.in. z faktu asymetrycznego przyłożenia obciążeń z płyty stropowej na pas dolny (por. rys. 6b). Niniejsze rozwiązanie zostało wprowadzone w wyniku modernizacji, jakiej poddano obiekt w roku 1999. Potwierdzenia tej hipotezy można doszukać się również w archiwalnych wynikach cyklicznych pomiarów geodezyjnych obiektu, które wyraźnie wykazują, że największe różnice w odkształceniach konstrukcji odnotowano między pomiarami w latach 1999–2000, co zbiegło się w czasie z okresem przebudowy układu konstrukcyjnego, w tym modyfikacją sposobu oparcia i rozwiązania krawędzi płyty dolnej mostu skośnego. Skucie skrajnego fragmentu płyty stropowej wprowadziło istotne zmiany w sposobie pracy konstrukcji oraz poziomie wyężenia pasów dolnych kratownic ściennych. Płyta żelbetowa łącząca, według rozwiązań pierwotnych, górne półki ceowników pasa dolnego kratownicy (z uwagi na przyspawanie prętów zbrojeniowych siatki dolnej do tychże półek belek podłużnych), umożliwiała pełną współpracę obu kształtowników tworzących przekrój złożony dwugałęziowy oraz dodatkowo zabezpieczała pręty przed zwichrzeniem. Rozwiązanie w zakresie zakończenia krawędzi płyty stropowej wprowadzone w wyniku modernizacji obiektu w roku 1999 spowodowało zmianę sposobu obciążenia i pracy pasa dolnego, zwiększając jego podatność na zwichrzenie i na skręcanie.

Analiza Stanów Granicznych Użytkowności wykazała, że wartości maksymalne ugięć konstrukcji są bliskie wartościom granicznym, dopuszczonym normami.

Pomiary geodezyjne wykonane na obiekcie potwierdziły, że faktyczne ugięcia konstrukcji, pomimo oddziaływania niepełnego pakietu obciążeń, są bliskie wartościom dopuszczalnym i w przypadku dołożenia grawitacyjnych obciążeń klimatycznych, wynikających z oblodzenia konstrukcji czy nagromadzenia śniegu na dachu galerii, z pewnością zostaną przekroczone. Ponadto, pomiary te potwierdziły nadmierne wartości przemieszczeń poziomych słupów najwyższej podpory pośredniej wzdłuż nominalnej osi podłużnej mostu skośnego, jak również przemieszczenia pionowe mostu na podporach. Fakty te mogą świadczyć o niskiej jakości robót montażowych.

Na podstawie powyższych argumentów uznano, że konstrukcja znalazła się w stanie przedawaryjnym i zaniechanie działań, mających na celu poprawę warunków pracy konstrukcji, może doprowadzić do katastrofy budowlanej.

## 9. Koncepcja naprawy i projekt wzmocnienia konstrukcji

Zadowolające wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych uzyskane dla hipotetycznego Modelu 4 konstrukcji, przewidującego podparcie konstrukcji mostu dodatkowymi podporami pośrednimi zlokalizowanymi w pobliżu środków rozpiętości przęseł mostu, stworzyły podwaliny pod dalsze prace projektowe i stały się fundamentem dla przyjętej koncepcji naprawy konstrukcji. W porównaniu do wyników uzyskanych na podstawie analizy Modeli 1–3,

w przypadku Modelu 4 zaobserwowano znaczący spadek poziomu wyężenia prętów konstrukcji, w rozumieniu warunków Stanów Granicznych Nośności. Lepsze wyniki uzyskano także w przypadku analizy odkształceń konstrukcji. Znacznie zmniejszyły się ugięcia wszystkich przęseł, stwierdzono spełnienie warunków Stanów Granicznych Użytkowości. Podobnie analiza zwichrzenia, jak i weryfikacja formuł interakcyjnych dwugałęziowych pasów dolnych kratownic ściennych przyniosły pozytywne rezultaty.

Trzymając się powyższej koncepcji opracowano kompletną dokumentację projektową [22–24], która przewidywała – poza wykonaniem docelowych podpór pośrednich – także wykonanie nowej płyty stropowej mostu skośnego, zoptymalizowanej pod kątem ciężaru własnego i odpowiadającej klasie odporności ogniowej R60. Ze względu na uzyskany niski poziom wyężenia elementów konstrukcji, w analizach pominięto efekty ewentualnego osiadania projektowanych podpór pośrednich. Przewidziano także niezbędne wzmocnienia wybranych fragmentów konstrukcji, wynikające ze zmiany schematu statycznego układu podłużnego oraz inne, niekonstrukcyjne prace remontowe. Na podkreślenie zasługuje fakt, iż przyjęte rozwiązania projektowe umożliwiają prowadzenie prac na obiekcie w ruchu, bez konieczności wyłączenia go z eksploatacji, co było jednym z warunków zamawiającego, zwiększającym parametr trudności prac projektowych. Latem 2021 r. zrealizowano pierwszy etap projektowanych prac, polegający na montażu trzech dodatkowych podpór pośrednich i wykonaniu niezbędnych wzmocnień wybranych elementów konstrukcyjnych. Pozostałe prace zaplanowano na kolejny sezon letni.

## Literatura

1. Projekt techniczny organizacji montażu skośnej galerii nawęglania El. Kozienice III, Przedsiębiorstwo Montażu Elektrowni i Urządzeń Przemysłowych „Energomontaż Północ” – Pracownia Projektowa, Warszawa 1975.
2. Ocena stanu technicznego – obiekty nawęglania od wieży przesypowej budynku głównego do wywrotnicy wagonowej nr 3, „Energoprojekt-Warszawa” S.A., Warszawa 1998.
3. Obiekty nawęglania bl. 500 MW. Most skośny nawęglania. Aktualizacja, „Energoprojekt-Warszawa” S.A., Warszawa 1999.
4. Pomiar geodezyjne elementów mostów skośnych nawęglania, „Geomap” Sp. z o.o., Kielce 2007.
5. Okresowy pomiar przemieszczeń obiektów elektrowni w latach 2017–2019, „Geoplan” Zakład Usług Geodezyjnych, Warszawa 2019.
6. Dokumentacja geologiczno-inżynierska określająca warunki geologiczno-inżynierskie dla potrzeb budowy instalacji katalitycznego odazotowania spalin dla kotłów AP-1650 nr 9 i 10 oraz modernizacji elektrofiltrów na terenie ENEA Wytwarzanie Sp. z o.o. w Świerżach Górnych, GEOTEKO Serwis Sp. z o.o., Warszawa 2016.
7. PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
8. PN-77/B-02011/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem – zmiana.
9. PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
10. PN-80/B-02010/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem – zmiana.
11. PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
12. PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
13. PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
14. PN-87/B-02013 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie oblodzeniem.
15. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
16. PN-EN 1990:2002 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
17. PN-EN 1991-1-1:2002 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
18. PN-EN 1991-1-3:2003 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

19. PN-EN 1991-1-4:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
20. PN-EN 1993-1-1:2005 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
21. PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów.
22. Król P.A., Godlewska A., Józwick R., Wiśniewski K.: Ekspertyza stanu technicznego mostu skośnego bl. 2' 500 MW na terenie Elektrowni Kozienice, CONSTRUCTION Sp. z o.o., Warszawa 2020.
23. Król P.A., Godlewska A., Józwick R., Wiśniewski K.: Projekt techniczny tymczasowego podparcia mostu skośnego bl. 2' 500 MW na terenie Elektrowni Kozienice, CONSTRUCTION Sp. z o.o., Warszawa 2020.
24. Król P.A., Godlewska A., Józwick R.: Projekt budowlano-wykonawczy modernizacji mostu skośnego bl. 2' 500 MW w ENEA Wytwarzanie Sp. z o.o. w Świerżach Górnych, CONSTRUCTION Sp. z o.o., Warszawa 2020.

### **Pre-failure condition of the inclined coal conveyor structure**

**Abstract:** The paper presents a case study involving a comprehensive diagnosis of causes of disturbing deformations in members of the inclined coal conveyor structure in one of power plants. The analysis covered design solutions applied, the history of modernization and renovation works, as well as results of cyclical geodetic measurements. Four calculation models of the structure were developed in a computer program, differing in terms of assumptions made, geometry, modeling method of selected members, and support conditions. A comprehensive static and strength analysis was carried out, which resulted in a conclusion that the structure is in a pre-failure condition and specific interventions need to be made to improve operating conditions of the structure and prevent a potential collapse. Based on results of one of the analyzed computational models, a conceptual design and directions of the suggested modernization were developed. A complete design documentation was prepared, covering not only structural works, but also other renovation works. The adopted solutions enable carrying out the works in continuous operation, without the need to shut down the structure, which was one of Client's requirements.

**Key words:** inclined structure, coal conveyor, deformations, torsional deformations, transverse profile, longitudinal profile, wall truss, load bearing capacity assessment