

Wzmocnienie uszkodzonej stalowej konstrukcji nośnej elektrowni w celu przejęcia dodatkowych obciążeń

WIESŁAW PACZKOWSKI¹, KRZYSZTOF KOZIEŁ², SZYMON SKIBICKI^{1, *}, MARCIN MATYL², MACIEJ WIŚNIEWSKI³, TOMASZ WRÓBLEWSKI¹

¹Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, al. Piastów 50a, 70-311 Szczecin

²Optimal Design of Structures Krzysztof Kozieł, ul. Na Piasku 12a, 44-122 Gliwice

³Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: Deformacje podłoża oraz konieczność modernizacji stalowej konstrukcji nośnej elektrowni węglowej wynikająca z dobudowy instalacji odazotowania stały się przyczyną istotnego zagrożenia jej nośności. Liczne uszkodzenia lokalne i globalne konstrukcji wymagały przeprowadzenia zaawansowanej oceny stanu technicznego, w tym oceny stanu przemieszczeń podłoża oraz globalnych deformacji konstrukcji. W celu uzyskania szczegółowych danych zastosowano tradycyjne metody geodezyjne oraz metodę skaningu laserowego (LiDAR). Na podstawie wyników obliczeń zaawansowanego trójwymiarowego modelu konstrukcji z zastosowaniem analizy GMNIA, zaprojektowano i wykonano niezbędne wzmocnienia, które skutecznie wdrożono.

Słowa kluczowe: stalowa konstrukcja nośna, osiadanie podłoża, elektrownia węglowa, skanowanie laserowe, LiDAR

1. Wprowadzenie

Deformacje każdej konstrukcji budowlanej mogą prowadzić do zagrożenia jej nośności. Przyczyną deformacji mogą być przeciążenia konstrukcji wywołane błędami projektowymi lub błędami wykonawczymi [1–4]. Inną przyczyną może być niewłaściwa eksploatacja obiektu budowlanego lub sytuacja wyjątkowa (np. uderzenie pojazdu, nieprzewidziane warunki atmosferyczne itp.) [3, 5, 6]. Poza czynnikami związanymi z częścią nadziemną konstrukcji, także istotną przyczyną deformacji konstrukcji może być osiadanie podłoża [7–10]. Ta ostatnia przyczyna może być szczególnie niebezpieczna w przypadku wystąpienia niekorzystnych efektów kinematycznych, które w sposób szczególny mogą wpłynąć na wytrzymałość konstrukcji.

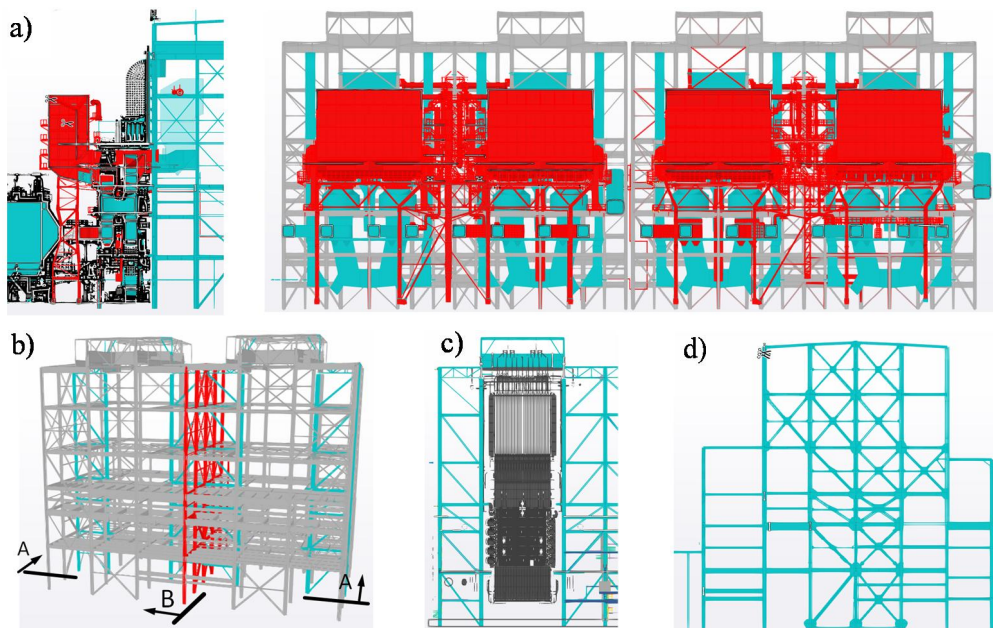
Przykłady sytuacji mogących zagrożić nośności konstrukcji możemy spotkać w polskich elektrowniach, gdzie prowadzone są prace modernizacyjne, których głównym celem jest dostosowanie instalacji spalania do krajowych i unijnych wymogów środowiskowych. Modernizacje te nierzadko wprowadzają nowe oddziaływania na istniejące, mające długi okres eksploatacji konstrukcje budynków elektrowni.

*Autor do korespondencji: szymon.skibicki@zut.edu.pl

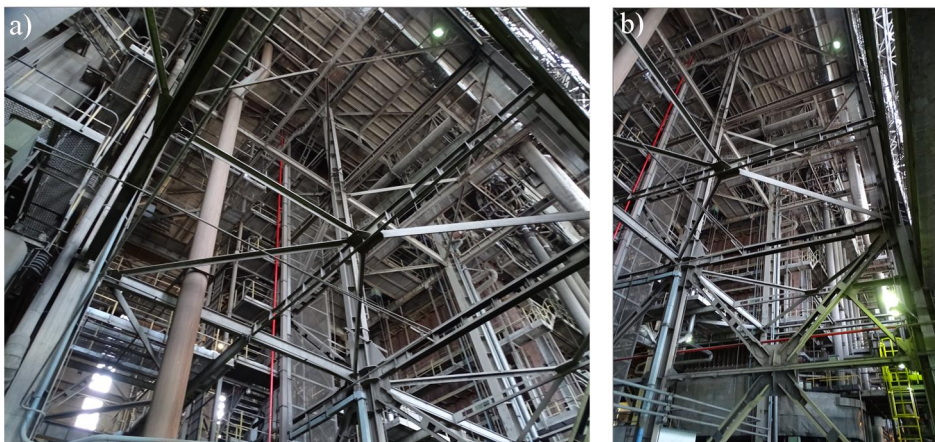
Opisany w artykule problem pojawił się w trakcie prac dotyczących opracowania dokumentacji projektowej konstrukcji wsporczej reaktora odazotowania spalin SCR. Wykonanie zabudowy SCR wiązało się z wprowadzeniem nowych sił poziomych działających na konstrukcję nośną kotłowni. W ramach analizy wpływu tego oddziaływania na istniejącą konstrukcję, projektant ustalił, że konstrukcja ta uległa przeciążeniom wskutek nierównomiernego osiadania podłoża i że była ona już częściowo wzmocniana. Sytuacja ta wymagała przeprowadzenia szczegółowych analiz i opracowania projektu wzmocnień.

Analizowany i wzmocniany obiekt to stalowa konstrukcja szkieletowa kotłowni elektrowni węglowej, wybudowanej w latach 70-tych XX wieku. Analiza objęła obszar czterech bloków (rys. 1). Konstrukcja kotłowni składa się z czterech wydylatowanych części o wymiarach 72'36 m. Prezentowana konstrukcja to wielokondygnacyjna konstrukcja szkieletowa ze sztywnymi tarczami stropowymi o podstawowym module siatki słupów 12'9 m. W każdej oddylatowanej części obiektu znajdują się dwa kotły podwieszane do rusztu opartego na wierzchołkach słupów. Na rys. 1 pokazano schemat statyczny konstrukcji. Na rys. 2. przedstawiono zdjęcia konstrukcji.

Analizy przeprowadzono z wykorzystaniem danych geodezyjnych z monitoringu osiadań oraz laserowego skanu całej konstrukcji (LiDAR). Na podstawie tych danych stworzono i skalibrowano model numeryczny, dokonano diagnozy jej stanu i wykonano projekt jej wzmocnienia.



Rys. 1. Konstrukcja jednego z czterech segmentów kotłowni z przedstawionym kotłem zawieszonym na poz. +60 m: a) widok bloków 5 –8, kolorem czerwonym oznaczono nowoprojektowane instalacje i konstrukcje; b) widok na segment bloków 5 –6; c) przekrój A –A; d) przekrój poprzeczny B –B.



Rys. 2. Zdjęcia konstrukcji szkieletowej kotłowni z poziomu +25,5 m.

2. Uszkodzenia jako geneza analizy konstrukcji

Genezą przeprowadzenia zaawansowanej oceny technicznej stanu konstrukcji – poza opisaną w punkcie 1 modernizacją – były liczne uszkodzenia konstrukcji. Szczególnie wyraźnie ujawniły się one w krzyżulcach pionowych układów stężających (rys. 3). Analizując zinventaryzowane w obiekcie uszkodzenia można wyodrębnić uszkodzenia polegające na: 1) lokalnych utratach stateczności ścianek prętów; 2) globalnych utratach stateczności prętów; 3) uszkodzeniach miejscowych polegających np. na zerwaniu prętów rozciąganych. Przykładowe uszkodzenia przedstawiono na rys. 3.



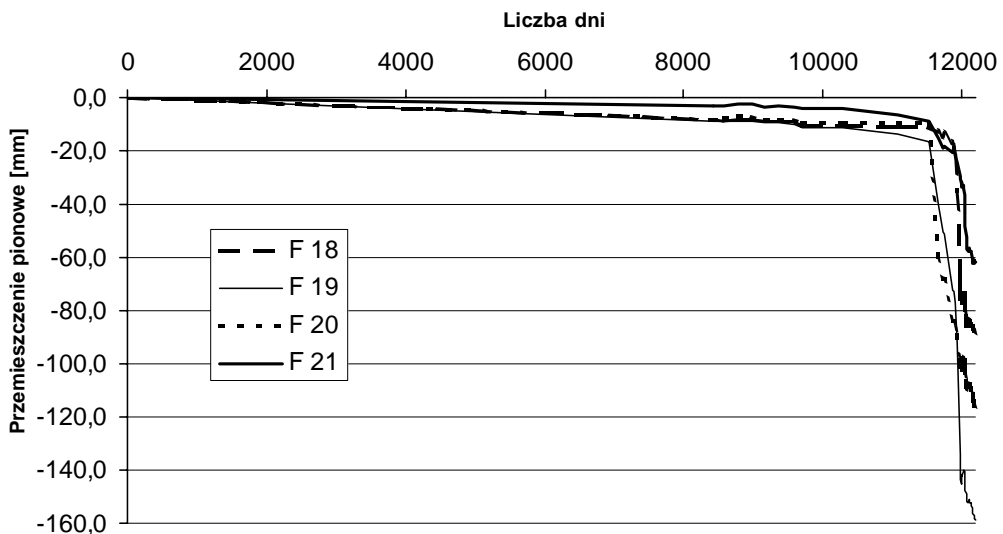
Rys. 3. Uszkodzenia stężeń konstrukcji: a) wybrzdzona blacha węzłowa; b) wybrzdzone stężenie; c) zerwane połączenie stężenia.

3. Osiadanie jako przyczyna uszkodzeń konstrukcji

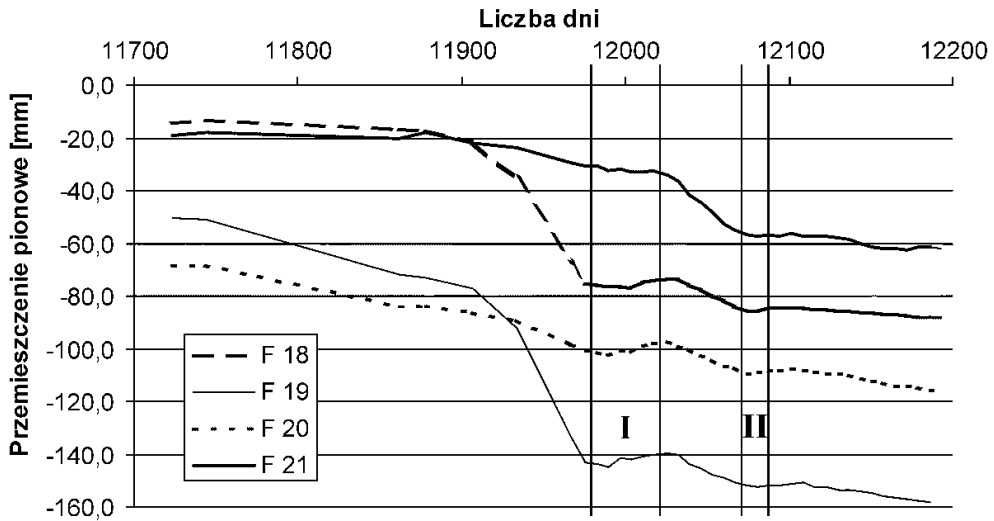
Konstrukcje tak złożone jak stalowy szkielet nośny kotłowni elektrowni węglowej wykazują bardzo wysoki stopień wrażliwości na nierównomierne osiadanie podłoża. Wynika to z wysokiego stopnia statycznej niewyznaczalności oraz dodatkowego czynnika, jakim jest zawieszenie kotłów (o masie ok. 3600 t każdy) na ruszcie opierającym się na wierzchołkach słupów nośnych na poziomie ok. 60 m. Takie umieszczenie głównego obciążenia czyni całą konstrukcję bardzo wrażliwą na efekty drugiego rzędu, a te z kolei zależą mocno od wpływu

nierównomiernego osiadania podłoża. Świadomość tego faktu towarzyszyła od początku eksploatacji elektrowni, czego wyrazem były prowadzone pomiary pionowych przemieszczeń podpór. Proces kontroli przemieszczeń trwa blisko 50 lat. Tak długi okres pomiarów obfitował w szereg niekorzystnych zdarzeń, które ograniczały wiarygodność otrzymywanych wyników. Do zdarzeń tych zaliczyć należy przede wszystkim rozmaitego rodzaju uszkodzenia reperów, nieregularność prowadzenia pomiarów oraz zmiany firm geodezyjnych prowadzących pomiary. Wymagało to od zespołu monitorującego i oceniającego wpływ osiadań podpór na konstrukcję nośną kotłowni bardzo żmudnej i odpowiedzialnej interpretacji otrzymywanych wyników.

Zmiennosc osiadania podłoża podawana jest w funkcji czasu mierzonego liczbą dni odniesioną do stanu wyjściowego, który opisano jako dzień zero. Na rys. 4 pokazano przebieg procesu osiadań słupów w przykładowo wybranym rzędzie F bloku 6 w okresie ponad 33 lat eksploatacji obiektu. Widać wyraźnie, że po ok. 32,5 latach eksploatacji doszło do nieoczekiwanego gwałtownego wzrostu przemieszczeń podpór. W okresie dwóch miesięcy od dnia 11907 do dnia 11976 osiadania w niektórych miejscach (np. słup F19) osiągnęły wartość 7 cm [11, 12]. W skali zmian zachodzących w podłożu proces ten można określić jako nagły. Stało się to przyczyną licznych uszkodzeń stalowej konstrukcji nośnej i elementów wyposażenia budowlanego. Podjęte prace ratunkowe polegały m.in. na petryfikacji podłoża oraz czasowym wyłączeniu bloku. Efekt tych działań przedstawiono na rys. 5, gdzie dla tych samych słupów rzędu F pokazano najbardziej intensywną fazę przebiegu osiadań oraz wskazano dwa okresy, w których blok był wyłączony z pracy. Oprócz uszkodzeń substancji budowlanej znacznym deformacjom uległo oprzyrządowanie kotła, w tym szczególnie rurociągi technologiczne. Decyzja o wyłączeniu kotła konieczna była ze względów bezpieczeństwa oraz potrzeby dokonania napraw zdeformowanego oprzyrządowania. Miała ona także tę zaletę, że wyłączone zostały młyny węglowe. Młyny węglowe są głównym źródłem drgań generowanych w podłożu w obszarze kotłowni. W obecności tych drgań należy doszukiwać się słabej skuteczności procesu petryfikacji, który wdrożono z chwilą wystąpienia widocznych objawów osiadania podłoża. Dopiero drugie wyłączenie kotła doprowadziło do wyraźnego spowolnienia procesu osiadań podłoża. Dane zgromadzone do chwili obecnej wskazują, że nierównomierne osiadanie dalej postępuje, tyle że z wyraźnie mniejszą intensywnością.



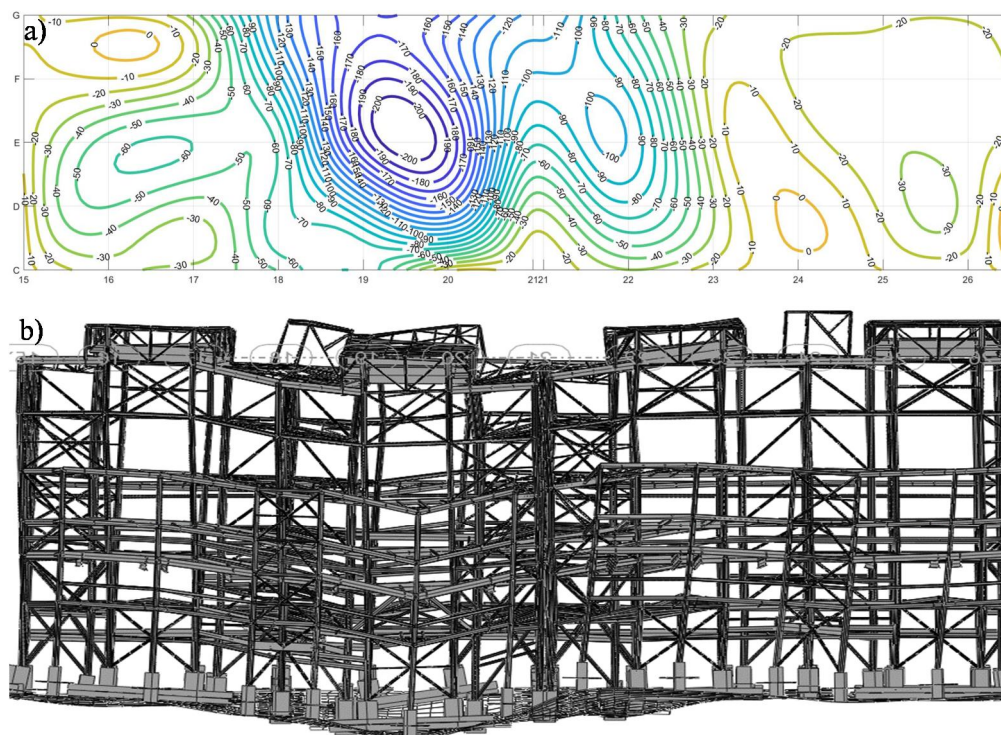
Rys. 4. Przemieszczenia pionowe słupów rzędu F w bloku 6 od dnia 0 do dnia 12193.



Rys. 5. Przemieszczenia pionowe słupów rzędu F w bloku 6 od dnia 11739 do dnia 12193 z widocznym wpływem przerw w pracy bloku w okresie I (dni 11982–12019) oraz okresie II (dni 12072–12086).

Pracom związanym ze wzmacnianiem podłoża towarzyszyły jednocześnie intensywne analizy stanu konstrukcji nośnej oraz projekty wzmocnień najbardziej wyężonych słupów, przy czym przyjęto strategię przystąpienia do naprawy konstrukcji stalowej i przywrócenia jej wymaganej nośności dopiero po zatrzymaniu osiadań, co okazało się ostatecznie trudnym w realizacji. Stosunkowo najmniejsze skutki przeciążeń spowodowanych nierównomiernym osiadań podłoża wystąpiły w ryglach szkieletu stalowego, gdyż połączenia rygli ze słupami nie miały charakteru sztywnego. Najwyższy stopień przeciążenia wykazały natomiast w analizie liniowo-sprężystej pręty stężeń. W stosunku do tej grupy elementów przyjęto strategię dopuszczenia częściowego wyłączenia się ich z pracy na skutek uplastycznienia lub wybożenia. Miejsca, w których doszło do zerwania materiału wzmocniono w aktualnie występującym stanie deformacji.

Podstawą decyzji podejmowanych w sprawie oceny stanu przeciążenia konstrukcji oraz niezbędnych wzmocnień były nieliniowe analizy odniesione do aktualnego stanu deformacji podłoża. W celu uzyskania klarownych informacji o stanie deformacji podłoża posługiwano się tworzonymi na podstawie pomiarów geodezyjnych (i korygowanymi na podstawie pogłębionej analizy dostrzeżonych niespójności) planami warstwicowymi, profilami przemieszczeń pionowych słupów w wybranych rzędach oraz wyznaczonymi numerycznie gradientami analizowanych linii ugięć. Uzyskano dziesiątki planów warstwicowych w funkcji czasu, co pozwoliło na wykonanie animacji procesu osiadania podłoża. Obserwowany obraz zmian zachowywał ciągłość ich charakteru. Nie dochodziło do jakościowych zmian w układzie pionowych przemieszczeń, a lokalizacja obszaru wykazującego największe osiadania pozostawała praktycznie niezmienna. Pojedyncze nieregularności eliminowano na drodze szczegółowych analiz danych, które do tych nieregularności doprowadziły. Uzyskany końcowy obraz przebiegu pionowych przemieszczeń podłoża w funkcji czasu bazujący na ogromnej liczbie danych oryginalnych, nie korygowanych do potrzeb zachowania ciągłości procesu osiadań, dał wiarygodne podstawy do oceny stanu konstrukcji. Na rys. 6a pokazano przykładowy plan warstwicowy dla dnia 16652 (ponad 45 lat okresu eksploatacji elektrowni), natomiast na rys. 6b przedstawiono wizualizację deformacji konstrukcji na skutek osiadań.



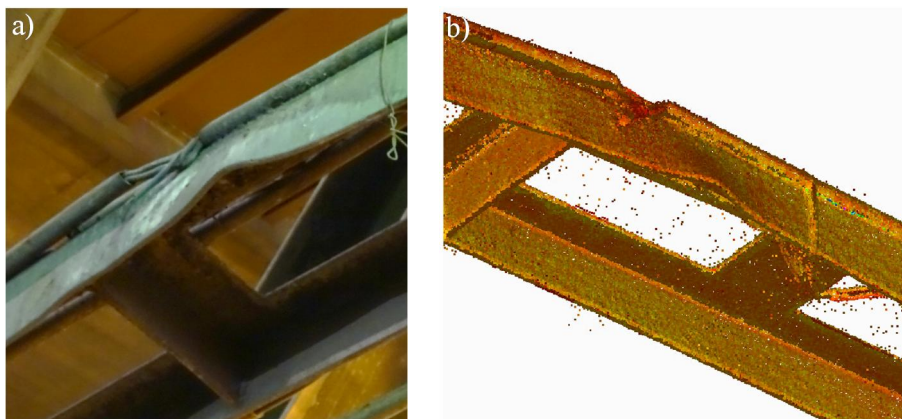
Rys. 6. Osiedlenia – a) mapa osiadań podłoża gruntowego; b) deformacja konstrukcji kotłowni na skutek osiadań.

4. Skanowanie laserowe konstrukcji (LiDAR) jako pomoc projektowa

Skaning laserowy konstrukcji jest metodą inżynierską, która umożliwia pomiar nawet bardzo skomplikowanych konstrukcji budowlanych [13–16]. Pozwala na określenie szczegółowych wymiarów konstrukcji lub jej części [14], jej imperfekcji [13] czy też jej globalnego stanu deformacji [15, 16].

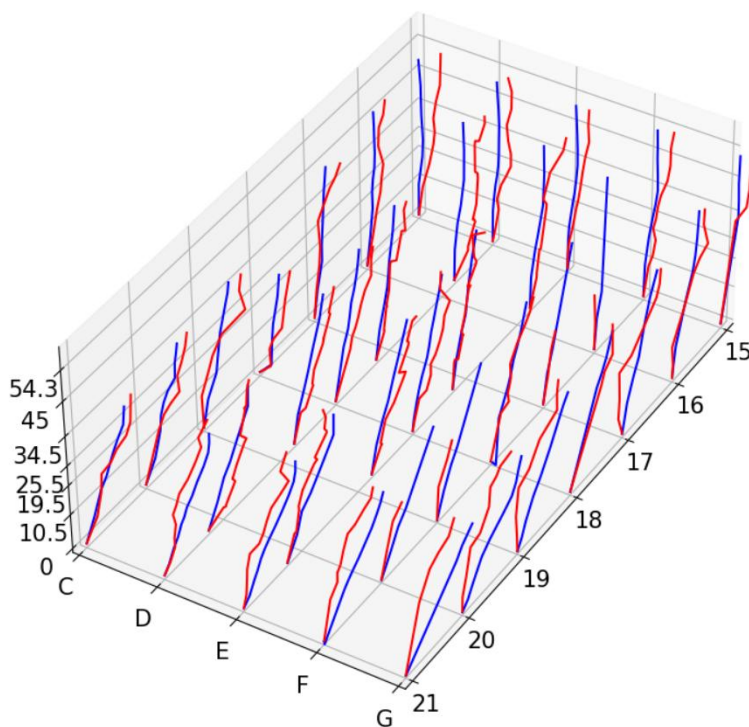
W celu wykonania szczegółowej inwentaryzacji konstrukcji oraz stanu jej globalnej deformacji wykorzystano metodę skaningu laserowego (LiDAR). Skaning laserowy konstrukcji wykonano za pomocą zespołu skanerów laserowych Leica ScanStation P40. Dokładność pojedynczego pomiaru odległości wynosi $1.5 \text{ mm} + 10 \text{ ppm}$ (ang. Parts Per Million, $[10^{-6}]$), natomiast dokładność kątowna wynosi $8''$ w poziomie oraz $8''$ w pionie. Szybkość skanowania wynosi do 1 000 000 punktów na sekundę. Skaner oraz pionownik laserowy są wyposażone w laser klasy 1 zgodnie z normą IEC 60825:2014 [17]. Wrywkowe punkty pomiarowe zostały także sprawdzone tradycyjnymi metodami geodezyjnymi.

Uzyskana podczas skaningu laserowego chmura punktów (w wersji skompresowanej zajmuje około 460 GB) dała informację na temat szczegółowej morfologii konstrukcji, wymiarów przekrojów elementów prętów oraz pozwoliła na szczegółową inwentaryzację uszkodzeń. Rys. 7 przedstawia porównanie rzeczywistego pręta z jego odwzorowaniem w chmurze punktów. Tak szczegółowe dane pozwoliły na zbudowanie poprawnego modelu obliczeniowego konstrukcji, który jest opisany w punkcie 5.



Rys. 7. Porównanie zdjęcia uszkodzonego pręta z jego odwzorowaniem w chmurze punktów: a) fotografia lokalnego wybożenia; b) obraz ze skaningu laserowego.

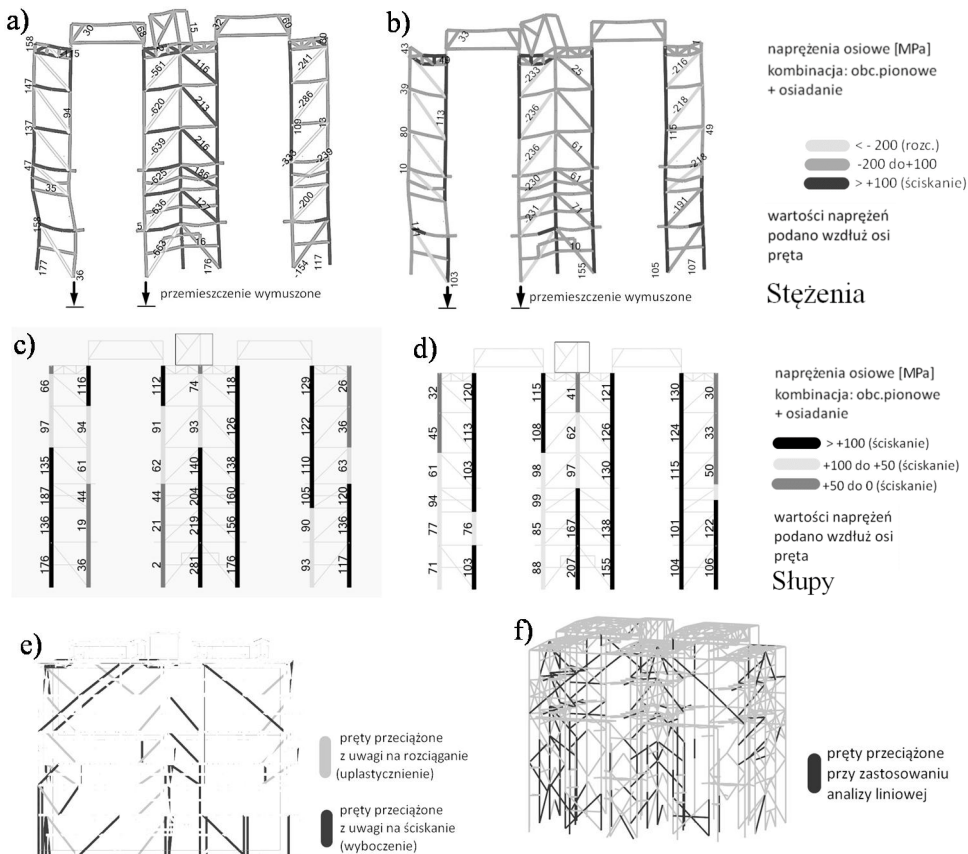
Poza uzyskaniem szczegółowych danych geometrycznych skaningu laserowego posłużył do ustalenia globalnego stanu deformacji konstrukcji. Na podstawie analizy danych z chmury punktów określono kształt osi słupów obrazujący stan przemieszczeń konstrukcji od obciążeń i osiadań działających w okresie eksploatacji elektrowni. Uzyskane dane ze skaningu laserowego potwierdziły realność wymagań normowych w zakresie imperfekcji przechyłowych.



Rys. 8. Porównanie globalnego stanu deformacji słupów w obszarze bloków 5–6 uzyskanego metodą skaningu laserowego oraz z obliczeń numerycznych (kolor niebieski – obliczenia numeryczne GMNA, kolor czerwony – wyniki skaningu laserowego).

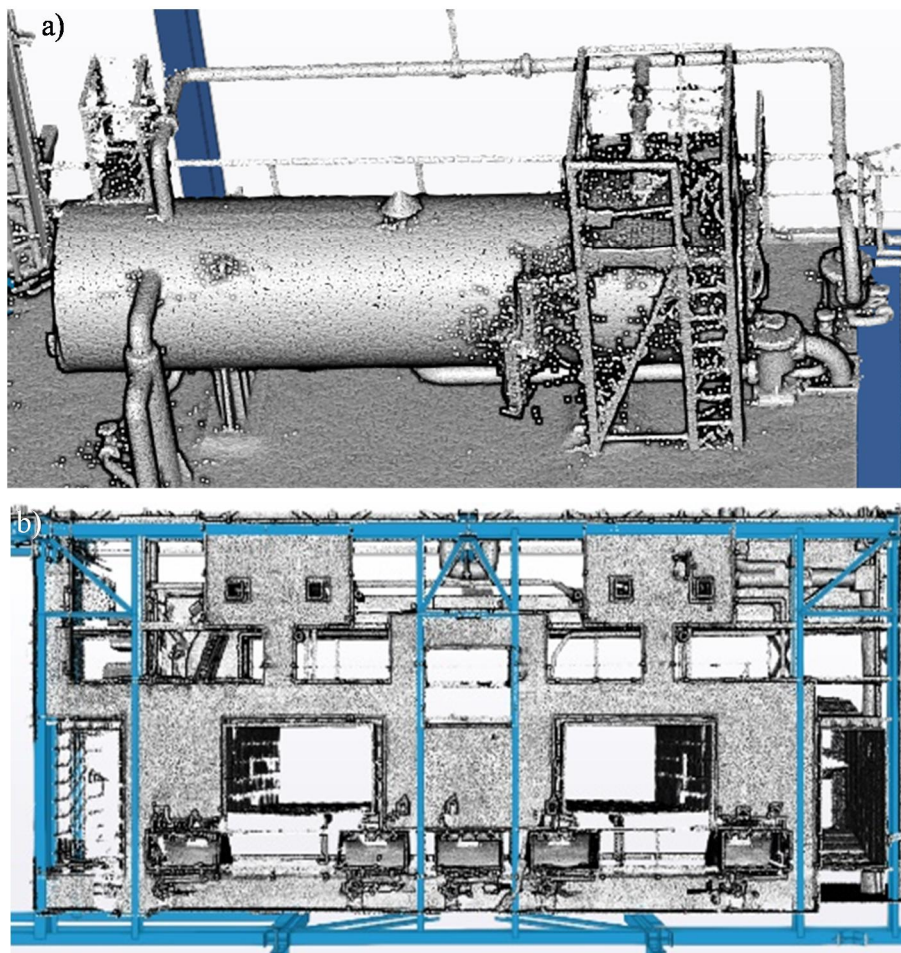
5. Model obliczeniowy

W układach statycznie niewyznaczalnych, wielkości sił wewnętrznych wywołanych nierównomiernym osiadaniem podpór, są uzależnione od sztywności układu. W analizowanej konstrukcji tężniki pionowe mają nośność wielokrotnie mniejszą od nośności słupów. Analiza z wykorzystaniem modelu materiału liniowo-sprężystego (LA) uniemożliwiłaby właściwą ocenę wytrzymałości konstrukcji – siły przekazywane ze stężeń na słupy (w wyniku nierównomiernego osiadania) wielokrotnie przekraczałyby nośności prętów stężeń. W związku z tym podjęto decyzję o zastosowaniu modelu obliczeniowego GMNIA (analiza nieliniowa geometrycznie i materiałowo, uwzględniająca imperfekcje konstrukcji), uwzględniającego wpływ degradacji sztywności tężników pionowych (wyboczenie prętów ściskanych i uplastycznienie/zerwanie rozciąganych) na wielkości sił w słupach. Na rys. 9 przedstawiono porównanie naprężeń w elementach w przypadku analizy liniowej i nieliniowej dla kombinacji obciążeń pionowych i nierównomiernego osiadania podpór. Przedstawiono elementy, które w przypadku analizy liniowej wykazują znaczne przekroczenie warunków nośności. Wykazane w analizie LA znaczne przekroczenia nośności nie odzwierciedlały aktualnego stanu konstrukcji, co uniemożliwiało przyjęcie wyników tej analizy.



Rys. 9. Porównanie wyników analizy liniowej i nieliniowej (przedstawienie warunków dyskwalifikacji analizy liniowej): a) analiza liniowa (LA); b) Analiza nieliniowa (GMNIA); c) Analiza liniowa (LA); d) Analiza nieliniowa (GMNIA); e) Analiza liniowa – pręty przeciążone; f) elementy o przekroczonej nośności wg analizy liniowej.

Dodatkowym utrudnieniem zadania była niepewność danych archiwalnych dotyczących obciążeń technologicznych: układ i wielkości obciążeń uległy istotnym zmianom w ciągu 60-letniego okresu eksploatacji budynku. Na podstawie informacji uzyskanej z chmury punktów (rys. 10) zweryfikowano i zaktualizowano układ obciążeń działających na konstrukcję, co stworzyło podstawę do prowadzenia dalszych analiz, w tym analiz nieliniowych.

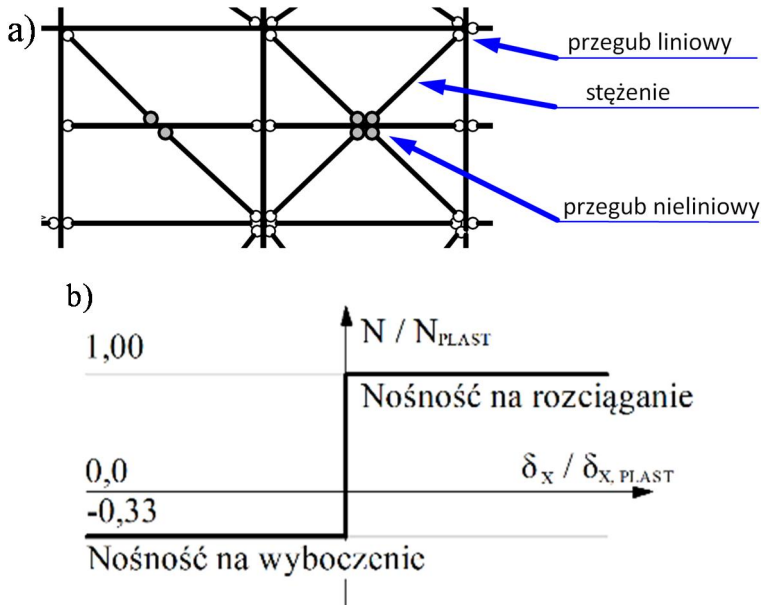


Rys. 10 Przykład identyfikacji obciążeń technologicznych na podstawie chmury punktów: a) zbiornik – oszacowanie ciężaru b) strop na poz. +34 m – brak obciążeń stałych.

Analizy GMNIA konstrukcji przeprowadzono z wykorzystaniem dwóch typów modeli obliczeniowych: 1) globalnych: prętowo – powłokowych modeli 3D budynku kotłowni służących do obliczania wielkości sił wewnętrznych i odkształceń konstrukcji. 2) lokalnych: prętowo – powłokowych szczegółowych modeli wybranych elementów konstrukcyjnych.

Modele globalne zostały opracowane z wykorzystaniem elementów prętów, odwzorowujących konstrukcję stalową, oraz elementów powłokowych, odwzorowujących płyty żelbetonowe stropów. Pojedynczy model stanowił odwzorowanie konstrukcji dwóch bloków energetycznych elektrowni, oddzielonych fizycznie od reszty konstrukcji dylatacjami poprzecznymi. Nieliniowości geometryczne uwzględniono stosując w obliczeniach analizę dużych deformacji.

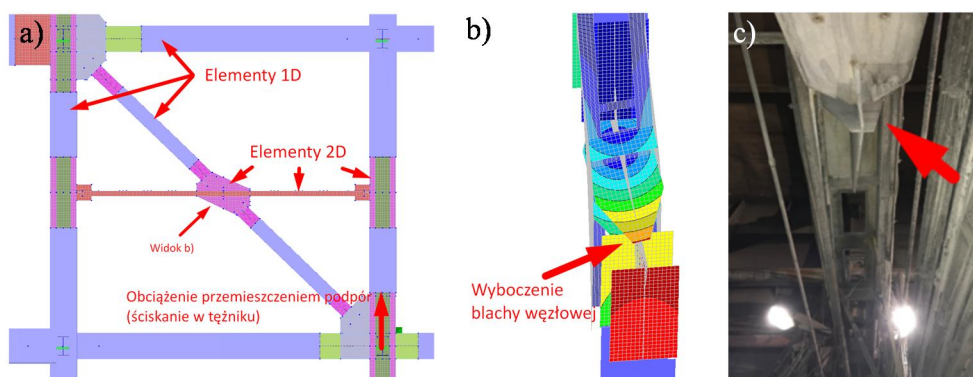
Imperfekcje przyjęte w obliczeniach zamodelowano jako układy zastępczych sił równoważnych [18]. Rozpatrywano imperfekcje łukowe i przechyłowe słupów. Z uwagi na wielkość zadania numerycznego, ograniczono zakres elementów, w których uwzględniono nieliniowości materiałowe do tężników pionowych kotłowni oraz uwzględniono je jako nieliniowe charakterystyki przegubów translacyjnych stężeń (rys. 11). W przegubach nieliniowych zastosowano model materiału sztywno – plastycznego, obrazującego nośność elementów na rozciąganie oraz ściskanie, z uwzględnieniem utraty stateczności (rys. 11b). Przedstawiony na rys. 11b model nośności na wyobczenie jest modelem uproszczonym, jednak ze względu na złożoność obliczeniową zadania podjęto decyzję o przyjęciu uproszczenia, które powoduje mniejszą sztywność węzłów niż w rzeczywistości.



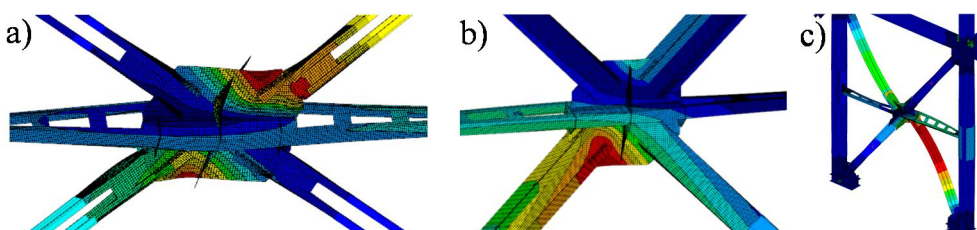
Rys. 11. Model obliczeniowy stężeń z nieliniowością sprowadzoną do przegubu na jednym z końców: a) schemat z lokalizacją przegubów; b) charakterystyka przegubu NL.

Modele lokalne zostały opracowane jako prętowo – powłokowe, odwzorowujące wydzielone elementy konstrukcyjne budynku kotłowni. Wykorzystano je w analizach złożonych mechanizmów zniszczenia pojedynczych elementów, niemożliwych do oceny z wykorzystaniem prostych elementów 1D. Najważniejsze z modeli lokalnych stanowiły:

- A) modele wydzielonych tężników pionowych, służące do określenia sił krytycznych w elementach i połączeniach stężeń, wykorzystane następnie do sporządzenia charakterystyk przegubów nieliniowych w modelach globalnych. Konieczne było zastosowanie modeli powłokowych w celu odwzorowania sztywności połączeń stężeń,
- B) Modele powłokowe dla określenia rzeczywistej sztywności i nośności na zginanie połączeń rygli ze słupami oraz podstawami słupów głównych. Otrzymane wyniki wprowadzono do modelu globalnego w postaci przegubów sprężysto – plastycznych (rys. 12 oraz rys. 13),
- C) modele wydzielonych słupów krzyżowych, służące do oceny nośności na wyobczenie skrętne oraz do ostatecznego określenia stanu wyężenia przekrojów słupów.



Rys. 12. Wycinkowy model obliczeniowy tężnika pionowego – typ 1: a) model obliczeniowy; b) postać wybočenja; c) wyboczona blacha węzłowa.



Rys. 13. Postacie wyboczeńiowe różnych typów stężeń: a) typ 1; b) typ 2; c) typ 3.

Z uwagi na lokalne spiętrzenia naprężeń w słupach, w obszarze połączeń z ryglami konieczna była ocena wielkości rezerwy plastycznej.

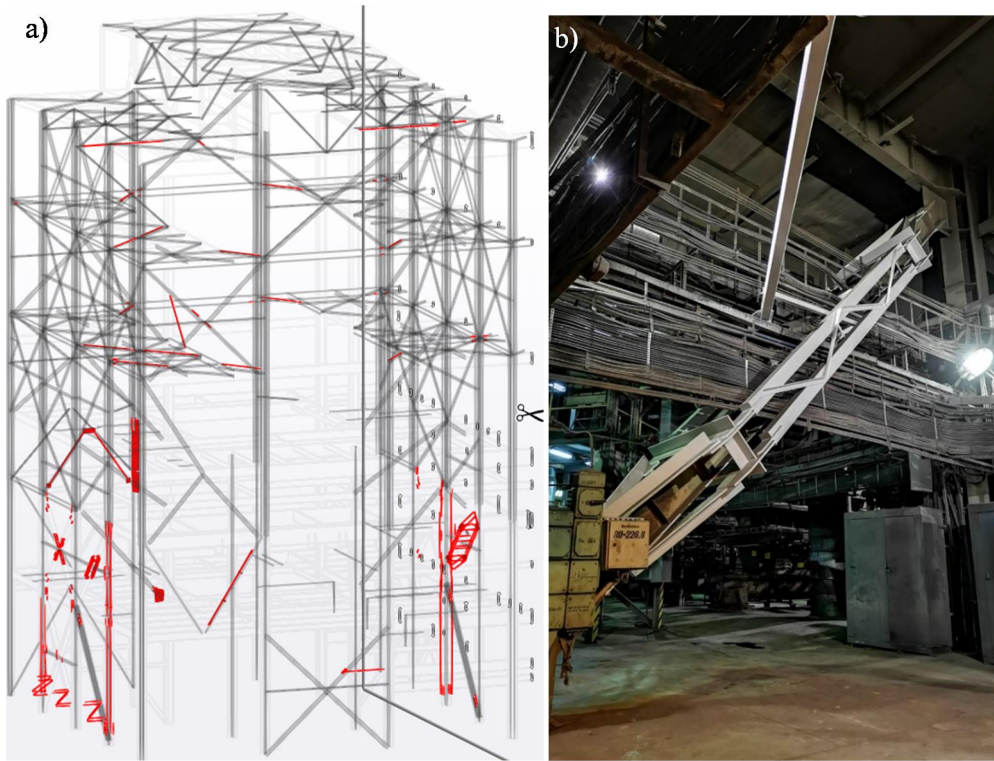
Uzyskane wyniki obliczeń posłużyły do oceny wyężenia słupów i analizy stateczności globalnej konstrukcji. Na tej podstawie opracowano projekt wzmocnień.

6. Rozwiązanie wzmocnienia konstrukcji

Wykonując liczne analizy na modelach globalnych i lokalnych stwierdzono:

- zerwane połączenia stężeń należy naprawić;
- stężenia, które uległy wyboczeniu należy wzmocnić lub wymienić na nowe;
- stężenia, które mogą ulec wyboczeniu, a ich lokalizacja powoduje, że nie ma zastępczego układu mogącego przenieść obciążenia poziome – należy wzmocnić. Jeżeli w jednej osi na tym samym poziomie znajduje się kilka stężeń to o kwalifikacji do wzmocnienia decyduje nośność graniczna układu stężeń. Dozwolono, aby niektóre pręty uległy wyboczeniu, jeżeli globalna stateczność konstrukcji została zachowana;
- w stężeniach płaszczyzn poziomych należy wzmocnić połączenia i niektóre pręty tak, aby globalna stateczność konstrukcji została zachowana;
- słupy przeciążone należy wzmocnić przez rozbudowę przekroju.

Sumaryczna masa wzmocnień na jeden segment (dwa bloki) wynosiła około 25 t, a masa szkieletowej konstrukcji wzmocnianej to około 2600 t. W niektórych przypadkach zastosowano nietypowe rozwiązania jak przykładowe wzmocnienie stężenia, które uległo wyboczeniu, ale jednocześnie stanowiło podporę dla czynnych instalacji elektrycznych (rys. 14). W celu zdiagnozowania potencjalnych kolizji z instalacjami wykorzystano chmurę punktów, dzięki czemu ograniczono ilość wyjazdów na obiekt.



Rys. 14. Wzmocnienia konstrukcji stalowej kotłowni: a) Zakres wzmocnień – kolor czerwony nowe elementy; b) przykład wzmocnienia stężenia z uwzględnieniem omińnięcia czynnej instalacji elektrycznej.

Zastosowany system wzmocnień składający się z lokalnych interwencji znacznie poprawiających pracę konstrukcji pozwolił na przywrócenie jej bezpieczeństwa przy minimalnej ingerencji. Takie podejście wymagało opisanych we wcześniejszych punktach bardzo złożonych analiz numerycznych wykonanych na podstawie szczegółowych danych uzyskanych z monitoringu geodezyjnego oraz chmury punktów.

7. Wnioski

Deformacja podłoża oraz konieczność modernizacji elektrowni stały się przyczyną zagrożenia nośności stalowej szkieletowej konstrukcji obiektu. Stopień skomplikowania analizowanego obiektu wymagał zastosowania zaawansowanych metod pomiarowych oraz obliczeniowych. Podstawowe wnioski z niniejszej pracy można przedstawić następująco:

- zastosowanie metody analizy liniowej (LA) prowadziłoby do niewłaściwej oceny stanu technicznego (uzyskane wyniki analizy LA wykazywały kilkukrotne przekroczenia nośności prętów stężenia);
- uzyskanie poprawnych wyników obliczeń było możliwe na podstawie zaawansowanych modeli nieliniowych GMNIA, w tym wprowadzenia nieliniowych przegubów w miejscach prętów uszkodzonych;
- stopień skomplikowania obiektu wymagał zastosowania zaawansowanych technik pomiarowych w postaci skaningu laserowego (LiDAR) w celu uzyskania danych dotyczących

konstrukcji oraz jej deformacji. Uzyskanie tych danych metodami tradycyjnymi byłoby niemożliwe;

- niezbędne było wykorzystanie danych z monitoringu geodezyjnego podpór, w celu poprawnej oceny wyężenia konstrukcji;
- zastosowanie lokalnych wzmocnień konstrukcji pozwoliło przywrócić jej poprawną i bezpieczną pracę.

Na podstawie złożonych analiz numerycznych i przy wykorzystaniu zaawansowanych technik pomiarowych udało się skutecznie wzmocnić istniejącą konstrukcję oraz zaprojektować i zrealizować konstrukcję wsporczą reaktora SCR w sposób nie pogarszający jej pracy i bezpieczeństwa.

Literatura

1. Biegus, A., Rykaluk, K.: Collapse of Katowice Fair Building. *Engineering Failure Analysis* 2009, 16, 1643–1654, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2008.11.008.
2. Paczkowski, W., Skibicki, S.: Corrosion as a Cause of the Failure of the Pipeline Steel Supporting Structure. *MATEC Web of Conferences* 2019, 284, 09006, doi:10.1051/mateconf/201928409006.
3. Firat Alemdar, Z., Alemdar, F.: Progressive Collapse of a Steel Structure under Expected Snow Loads. *Engineering Failure Analysis* 2021, 125, 105378, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2021.105378.
4. Tong, G.S., Pi, Y.L., Bradford, M.: Buckling Failure of an Unusual Braced Steel Frame Supporting an Electric Dust-Catcher. *Engineering Failure Analysis* 2009, 16, 2400–2407, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2009.03.027.
5. Piskoty, G. Wullschleger, L. Loser, R. Herwig, A. Tuchschild, M. Terrasi, G.: Failure Analysis of a Collapsed Flat Gymnasium Roof. *Engineering Failure Analysis* 2013, 35, 104–113, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2012.12.006.
6. ALMahdi, F. Doğangün, A. Genç, F. Rasek, W. Timurağaoğlu, M.Ö.: Investigation of Snow-Induced Collapse in Bozüyük Market. *Engineering Failure Analysis* 2020, 118, 104822, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2020.104822.
7. 7Ślusarek, J. Łupieżowiec, M.: Analysis of Damage to Structures as a Result of Soil Suffusion. *Engineering Failure Analysis* 2021, 120, 105058, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2020.105058.
8. Ordiales Martinez, V. Alvarez Fernández, M.I. González Nicieza, C.: Failure Analysis of Subsidence in an Effluent Treatment Plant in a Thermosolar Power Plant. *Engineering Failure Analysis* 2018, 91, 419–432, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2018.04.054.
9. Macedo, L. Castro, J.M.: Collapse Performance Assessment of Steel Moment Frames Designed to Eurocode 8. *Engineering Failure Analysis* 2021, 126, 105445, doi:10.1016/J.ENGFAILANAL.2021.105445.
10. Wierzbicki, K. Szewczyk, P., Paczkowski, W., Wróblewski, T., Skibicki, S.: Torsional Stability Assessment of Columns Using Photometry and FEM. *Buildings* 2020, 10, 162, doi:10.3390/buildings10090162.
11. Paczkowski W., Pełka-Sawenko A.: Wzmocnienie Słupów Stalowej Konstrukcji Szkieletowej w Warunkach Osiedlenia Podłoża. *Inżynieria i Budownictwo* 2011, 5, 261–265.
12. Paczkowski, W., Skibicki S.: Przeciężenie Stężeń Stalowego Szkieletu Kociołni Spowodowane Gradientem Pola Osiedlenia Podłoża. *MATERIAŁY BUDOWLANE* 2018, 1, 52–53, doi:10.15199/33.2018.04.13.
13. Feng, P., Zou, Y., Hu, L., Liu, T.: Use of 3D Laser Scanning on Evaluating Reduction of Initial Geometric Imperfection of Steel Column with Pre-Stressed CFRP. *Engineering Structures* 2019, 198, 109527, doi:10.1016/j.engstruct.2019.109527.
14. Leonov, A. v., Anikushkin, M.N., Ivanov, A. v., Ovcharov, S. v., Bobkov, A.E., Baturin, Y.M.: Laser Scanning and 3D Modeling of the Shukhov Hyperboloid Tower in Moscow. *Journal of Cultural Heritage* 2015, 16, 551–559, doi:10.1016/j.culher.2014.09.014.
15. Nowak, R., Orłowicz, R., Rutkowski, R.: Use of TLS (LiDAR) for Building Diagnostics with the Example of a Historic Building in Karlino., doi:10.3390/buildings10020024.

16. Paczkowski, W., Wróblewski, T., Skibicki, S.: Skanowanie Laserowe Stalowej Konstrukcji Elektrowni Węglowej. *BUILDER* 2020, 273, 22–25, doi:10.5604/01.3001.0013.8793.
17. Leica ScanStation P30/P40. Specyfikacja Techniczna, Leica Geosystems AG, Heerbrugg 2016.
18. PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3: Projektowanie Konstrukcji Stalowych. Część 1-1: Reguły Ogólne i Reguły Dla Budynków.

Reinforcement of damaged power plant steel structure for additional loads

Key words: steel structure, ground subsidence, coal power plant, laser scanning, LiDAR