

Problemy analizy pokopalnianego obiektu zabytkowego na wpływ wstrząsów górniczych na przykładzie wieży widokowej

Problems of analysis of the post-mine monumental building on the impact of tremors on the basis of observation tower



Dr inż. Zbigniew Lipski^{*)}



Dr inż. Dawid Mrozek^{*)}

Treść: W artykule zaprezentowano wybrane problemy związane z dostosowaniem obiektu zabytkowego do nowych obciążeń, niewystępujących wcześniej. Analizie poddano murowaną wieżę widokową z uwzględnieniem różnych obciążeń, w tym dynamicznych, od wstrząsów indukowanych bieżącą eksploatacją złóż węgla. Obecny kształt jest wynikiem dwukrotnej zmiany przeznaczenia obiektu połączony z generalną przebudową. Zaprezentowano sposoby oceny bezpieczeństwa obiektu w warunkach oddziaływań dynamicznych i ograniczonego dostępu do informacji technicznych oraz konsekwencji wyboru różnych metod analizy obiektu.

Abstract: This paper presents issues concerning adjustments of the monumental building to the recently occurred loads. A brick lookout tower was analysed. Different loads, including dynamic vibration induced by tremors as the result of current exploitation of coal deposits. The current shape is the result of the twofold change of the destination of the object which is connected with the general reconstruction. Finally, the methods for safety assessment of the object in terms of dynamic interactions and limited access to technical information and consequences of a choice of different methods of analysis object, were presented.

Słowa kluczowe:

obiekt zabytkowy, wieża murowana, wstrząsy górnicze

Key words:

monumental building, brick tower, tremors

1. Wprowadzenie

Wiele obiektów przemysłowych, w tym kopalnianych, pochodzących z XIX lub początków XX wieku po zaprzestaniu w nich działalności produkcyjnej, decyzją administracji państwowej, przyjmuje status obiektów zabytkowych. Swoim istnieniem mają zaświadczać o pracy i osiągnięciach technicznych minionych pokoleń. Współcześnie poszukuje się dla nich nowych użytkowników, czasem właścicieli, którzy pod nadzorem konserwatorskim mają przystosować je do nowej funkcjonalności. Są oni także zobowiązani do remontów i utrzymywania obiektów w dobrym stanie technicznym [4]. Muszą więc zagwarantować bezpieczeństwo użytkowania oraz niezmienną substancję konstrukcyjną, materiałową, a także wystroju architektonicznego i wyrazu estetycznego

obiektów. Obok znalezienia optymalnego sposobu użytkowania oraz źródeł finansowania nowych funkcji, trudnym etapem jest zaplanowanie remontu i przebudowy obiektów zabytkowych. Istotne utrudnienia to [1]:

- wymagania konserwatorskie, ograniczające ingerencję w materiałną substancję obiektów,
- brak dokumentacji technicznej, zwłaszcza materiałowej,
- brak możliwości przeprowadzenia badań laboratoryjnych materiałów konstrukcyjnych w celu dokładnego określenia ich parametrów mechanicznych, istotnych w procesie wymiarowania lub sprawdzania stanów granicznych obiektów z powodu zakazu znacznie większej ingerencji w konstrukcję w celu pozyskania próbek materiałowych.

Problemy te dotyczą, może nawet szczególnie, obiektów pokopalnianych, które ze względu na wielowiekowe tradycje górnicze, pieczołowicie kultywowane w rejonie GOP i ROW, są otaczane estymą skłaniającą do zachowania możliwie

^{*)} Politechnika Śląska, Gliwice

licznych obiektów kopalń już nieistniejących. W artykule skupiono się na wybranych problemach związanych z dostosowaniem obiektu zabytkowego do nowych obciążeń, niewystępujących wcześniej. Analizowano wpływ różnych obciążeń, w tym dynamicznych, od wstrząsów indukowanych bieżącą eksploatacją złóż węgla na murowaną wieżę widokową, zlokalizowaną w Rybniku - Niewiadomiu na terenie byłej kopalni węgla kamiennego „Ignacy”. Obecny kształt jest po dwukrotnej zmianie przeznaczenia obiektu, połączonej z generalną przebudową.

Pierwotnie trzon wieży był częścią komina przemysłowego wybudowanego w latach osiemdziesiątych XIX wieku, który miał wysokość ok. 75 m. Istnieje więc około 130 lat. Od 1952 roku trzon komina o wysokości tylko 35.3 m nad poziomem terenu stanowił konstrukcję wsporczą zbiornika wody pitnej wykorzystywanej na obszarze Rybnika i okolic o pojemności 300 m³. W latach dziewięćdziesiątych XX wieku zaprzestano jego eksploatacji i po zmianie statusu obiektu na zabytek postindustrialny przebudowano go na wieżę widokową. Na jej przykładzie przedstawiono sposoby oceny bezpieczeństwa obiektu w warunkach oddziaływań dynamicznych i ograniczonego dostępu do informacji technicznych oraz konsekwencji wyboru różnych metod analizy dynamicznej.

2. Charakterystyka obiektu

Wieża widokowa ma murowaną konstrukcję nośną stanowiącą stożek ścięty o słabej zbieżności, osadzony na rotundzie stanowiącej kondygnację piwniczną. Nie jest znana konstrukcja fundamentu obiektu. Średnica zewnętrzna trzonu na poziomie gruntu wynosi 6.22 m i 5.92 m nad kondygnacją piwniczną. W koronie wieża ma średnicę 4.60 m. Grubości ścian wynoszą od 0.77 do 1.16 m. Na poziomie 34.57 m znajduje się wieniec żelbetowy o wysokości 0.7 m. Stanowił on podstawę zbiornika wody, który miał część walcową o średnicy 8.0 m i wysokości 3.82 m. Część dolną stanowi stożek ścięty o wysokości 1.97 m i średnicy 4.6 m u dołu. Grubość blach konstrukcyjnych zbiornika wynosi od 6 do 11 mm. W górnej części zbiornika wodnego jest pomost widokowy oraz konstrukcja wsporcza dachu wieży. Na zewnątrz pomost i zbiornik osłonięto lekką ścianą na stalowej konstrukcji nośnej. Konstrukcję nośną dachu stanowi szkielet stalowy z pokryciem blachą miedzianą na deskowaniu. W wieży znajdują się schody wachlarzowe. W czasie remontu i przystosowania obiektu do celów turystycznych w trzonie wieży usunięto uszkodzone fragmenty muru, uzupełniono je ceglami o zbliżonym wyglądzie i wieku. Elewację oczyszczono, spoiny wypełniono masą renowacyjną i zaimpregnowano, tak więc obecny stan techniczny obiektu jest dobry.

3. Zakres obliczeń numerycznych

W artykule uwagę skupiono na następujących zagadnieniach dotyczących wieży widokowej:

- oszacowaniu kresu górnego nośności konstrukcji w warunkach braku danych o własnościach mechanicznych, a w szczególności wytrzymałości muru w pełnym jego przekroju,
- ocenie odporności na wpływ wstrząsów górniczych z uwzględnieniem wszystkich obciążeń działających na obiekt,
- konsekwencji prowadzenia wariantowej analizy dynamicznej dwiema metodami spektrum odpowiedzi (*RSA*) i historii obciążenia (*THA*), tj. dokonano porównania ich wiarygodności z punktu widzenia wspomnianej oceny odporności obiektu.

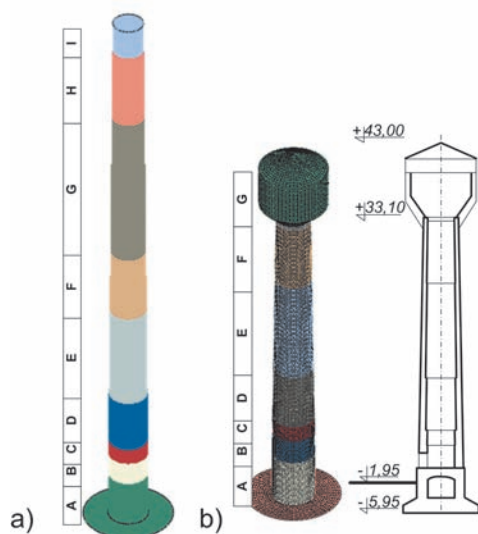
Z okresu remontu nie zachowano żadnych fragmentów materiału konstrukcyjnego wieży, które mogłyby stanowić podstawę laboratoryjnego określenia rzeczywistych parametrów mechanicznych i wytrzymałościowych muru konstrukcji nośnej obiektu, a w szczególności materiału konstrukcyjnego wewnątrz muru. Obecnie wykonanie odkrywek lub odwiertów w trzonie wiązałoby się z uszkodzeniami obiektu, na co nie było przyzwolenia. Również stan techniczny fundamentu wieży, a zwłaszcza jego materiału konstrukcyjnego, nie był znany. Parametry wytrzymałościowe materiału konstrukcyjnego są jednak niezbędne, ponieważ determinują odporność obiektu na wszystkie obciążenia i wpływy, jakim będzie on poddany. W związku z tym przyjęto niekonwencjonalny sposób analizy nośności, a więc i odporności wieży. Dostępne informacje pozwalają wiarygodnie odtworzyć gabaryty i konstrukcję pierwotnego komina i wieży wodnej ze zbiornikiem na wodę pitną. Można także z wysokim prawdopodobieństwem określić wartości obciążeń działających w czasie eksploatacji tych dwóch obiektów. Uwzględniając obciążenia od ciężaru własnego, użytkowe i parcie wiatru tych konstrukcji obliczono ekstremalny stan naprężeń statycznych przez nie wywołanych. Na podstawie wyteżenia konstrukcji nośnej obu obiektów oszacowano obecną wytrzymałość muru trzonu wieży na ściskanie i zginanie. Uwzględniono przy tym upływ czasu od przebudowy komina i wieży wodnej. Podkreślenia wymaga fakt, że oszacowano przede wszystkim wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu, która stanowi niewrażliwy parametr w analizie oddziaływań wieży od wstrząsów górniczych, ponieważ zazwyczaj jej wartość decyduje o odporności dynamicznej (zarysowanie [2]) konstrukcji murowych.

Oszacowanie odporności dynamicznej wieży widokowej na wpływ wstrząsów górniczych przeprowadzono dwiema metodami. Pierwsza z nich, tj. metoda spektrum odpowiedzi (*RSA*), polega na oszacowaniu maksymalnych sił dynamicznych działających na masę obiektu z wykorzystaniem tzw. transformacji własnej odpowiedzi dynamicznej obiektu i jej rozkładzie na składowe względem postaci modalnych. Ma charakter inżynierski, przybliżony, bo obciążenia dynamiczne od wstrząsów górniczych są w niej charakteryzowane przez maksymalną wartość przyspieszenia, z którym wstrząs oddziałuje na obiekt i spektrum odpowiedzi zawierające najważniejsze informacje o dynamicznych własnościach obciążenia. Druga z nich, czyli metoda historii obciążenia (*THA*) polega na bezpośrednim numerycznym całkowaniu różniczkowych równań ruchu obiektu. W tym procesie całkowania wykorzystuje się powszechnie sposób Newmarka, który zapewnia obliczeniom stabilność, zbieżność i dokładność na zadanym poziomie. Jako obciążenia wykorzystuje się przebiegi w czasie rzeczywistych przyspieszeń powierzchni ziemi generowane przez wstrząsy górnicze i zarejestrowane w stacjach pomiarowych. Sygnały te wiernie charakteryzują własności dynamiczne obciążeń generowanych przez wstrząsy górnicze. Wynikami obliczeń mogą być pola chwilowych, ekstremalnych, dynamicznych lub całkowitych składowych tensora naprężeń w obiekcie. Metoda *THA* ma charakter naukowy, dokładny.

4. Model obiektu i jego obciążenia

Analizowanym obiektem jest zasadniczo wieża widokowa, a komin i wieża wodna stanowią obiekty odniesienia. W związku z tym modele numeryczne tych trzech obiektów są z sobą związane (rys. 1). W tabelicy 1 zestawiono wymiary wieży widokowej z podziałem na segmenty oraz masami dodatkowymi skorygowane w trakcie oględzin. Masy te (drugorzędne) wynikają z istnienia pomostu widokowego,

konstrukcji nośnej dachu z pokryciem i rozmieszczone są w górnej części głowicy wieży. W trzonie wieży pomiędzy poziomami ± 0.00 m a $+33.32$ m uwzględniono masy elementów klatki schodowej o intensywności 413 kg/mb, które równomiernie rozłożono wzdłuż wysokości.



Opracowanie własne.
Own elaboration

Rys. 1. Widok i numeryczne modele z podziałem na segmenty: a) komina, b) wieży widokowej (wodnej)

Fig. 1. View and numerical models with section division for: a) chimney, b) observation tower (water)

W modelach wszystkich obiektów uwzględniono uwarstwione podłoże gruntowe o modułach odkształcenia pierwotnego w granicach $25 - 80$ MPa [3]. Poniżej podano najważniejsze informacje o obciążeniach działających na

modele obiektów, które przyjęto wg stosownych norm, nie cytując szczegółów obliczeń ich wartości. W obliczeniach dynamicznych wieży widokowej uwzględniono: ciężar zbiornika na wodę w rzeczywistym rozkładzie przestrzennym, ciężar pomostu widokowego rozłożono wzdłuż górnej krawędzi zbiornika o intensywności 2.05 kN/mb, ciężary konstrukcji nośnej i pokrycia dachu o intensywność 0.41 kN/m², które rozłożono równomiernie na jego powierzchni, ciężary konstrukcji nośnej i pokrycia ścian osłonowych rozłożono równomiernie na powierzchni ścian bocznych zbiornika na wodę o intensywności 0.98 kN/m². Przyjęto charakterystyczne obciążenie użytkowe pomostu widokowego 3.0 kN/m².

Obciążenie wiatrem obliczono w sposób przewidziany przez PN-EN. Wartości sił działających na segmenty trzonu zestawiono w tabelicy 2.

Obecnie wieża widokowa wychylona jest o 0.251 m na poziomie 31.8 m n.p.t. w kierunku określonym azymutem ok. 330° . Obliczono obciążenie obiektu momentami skupionymi na poszczególnych poziomach (segmentach) w wyniku mimośrodowego działania ciężaru względem osi obiektu. Uwzględniono także prognozowane wychylenie wieży wywołane podziemną eksploatacją górniczą $T_{\text{prog}} = 2.7$ mm/m. Przyjęto niekorzystny przypadek, w którym wektory obu wychyleń wieży sumują się. Obciążenie zestawiono w tabelicy 2. Pozostałe wartości parametrów prognozowanych wpływów górniczych oddziałujących na analizowany obiekt nie przekroczyły kategorii pierwszej, w związku z tym pominięto je.

Wartość obciążenia dachu wieży śniegiem obliczono zgodnie z PN-EN dla II strefy i jego obliczeniowa wartość wynosi $s_d = 0.864$ kN/m².

Obciążenia różnego pochodzenia grupowano z zastosowaniem stosownych kombinacji obciążeń [5], tworząc sytuacje obliczeniowe uzasadnione zakresem analizy wieży widokowej i komina. W przypadku wieży widokowej przyjęto dwa zestawy obciążeń:

- kombinacja podstawowa uwzględniająca ciężar własny konstrukcji nośnej i elementów drugorzędnych, obecne wychylenie wieży, prognozowane wychylenie wieży, ob-

Tablica 1. Zestawienie geometrii wieży widokowej w zależności od analizowanego segmentu

Table 1. Summary of observation tower geometry depending on the analysed section

Oznaczenie segmentu [-]	A	B	C	D	E	F	Głowica		
Górne rzędne, m	± 0.00	$+3.00$	$+5.00$	$+11.90$	$+24.40$	$+33.10$	$+43.00$		
Średnia grubość, m	1.31	1.16	1.04	0.91	0.76	0.60	0.01		
Średnica wewnętrzna, m	3.58	3.58	3.82	3.78	3.68	3.50	8.00		
Zbieżność, cm/m	0.0	0.0	0.0	5.8	4.0	2.3	0.0		
Masa dodatkowa, kg/m	413						2924	2576	1148

Opracowanie własne.
Own elaboration

Tablica 2. Zestawienie obciążenia wiatrem i od wychylenia obiektu w zależności od analizowanego segmentu

Table 2. Summary of wind and object deflection load depending on the analysed section

Oznaczenie segmentu	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Wysokość trzonu, m	5.95	3.00	2.00	6.90	12.50	8.70	20.00	10.00	10.00
Obciążenie wiatrem, kN/m ²	0.071	0.158	0.205	0.330	0.501	0.596	0.715	0.760	0.800
Obciążenie od wychylenia, rzeczywiste, kNm	25.39	31.44	65.81	238.22	404.02	230.39	60.60	-	-
Obciążenie od wychylenia, prognoza, kNm	8.68	10.75	22.50	81.44	138.12	78.76	20.72	-	-

Opracowanie własne.
Own elaboration

ciężenie od parcia wiatru i śniegu, obciążenie użytkowe pomostu widokowego wieży,

- kombinacja wyjątkowa, w której były obciążenia związane z wpływem wstrząsów górniczych oraz pozostałe obciążenia z wyjątkiem parcia wiatru.

W analizie komina przyjęto kombinację podstawową obciążeń, tj.: ciężar własny konstrukcji nośnej i elementów drugorzędnych oraz parcie wiatru. W odniesieniu do modelu wieży wodnej przyjęto kombinację podstawową obciążeń, w której uwzględniono ciężar własny konstrukcji nośnej i elementów drugorzędnych, ciężar wody w zbiorniku, obciążenia od wiatru i śniegu.

W obliczeniach dynamicznych metodą historii obciążenia (THA) wykorzystano akcelerogramy zarejestrowane za pomocą aparatury pomiarowej rozlokowanej w różnych rejonach Rydułtów, w tym w sąsiedztwie obiektów zabytkowej kopalni „Ignacy”, udostępnione przez KWK „Rydułtowy – Anna”. Spośród ok. 680 wstrząsów, które wystąpiły w latach 2006 – 2011 wytypowano kilka zdarzeń o najwyższych energiach sejsmicznych w granicach $9 \cdot 10^6 - 1 \cdot 10^8$ J. Odpowiadały im obciążenia dynamiczne wieży w postaci poziomych, ortogonalnych składowych przyspieszeń drgań gruntu. Szczytowe wartości składowych przyspieszenia wynosiły maksymalnie 1.00 i 1.47 m/s^2 . Uzupełniono je kilkoma wstrząsami zarejestrowanymi w punkcie pomiarowym zainstalowanym w pobliżu wieży widokowej o szczytowych przyspieszeniach składowych poziomych nieprzekraczających 0.11 i 0.22 mm/s^2 .

5. Wyniki analizy numerycznej obiektu

Obliczenia oddziaływania wstrząsów górniczych na wieżę widokową wykonano z wykorzystaniem spektrum odpowiedzi zaczerpniętym z [4] i maksymalną wartością przyspieszenia poziomego $a_{max} = 0.5 m/s^2$ oraz stosując rzeczywiste akcelerogramy po przeskalowaniu ich szczytowych wartości przyspieszenia składowej poziomej do wartości $a_{max} = 0.8 m/s^2$. Kolejne wartości częstotliwości drgań własnych wieży widokowej wynoszą 1.15; 5.35; 8.85; 15.0 i 25.5 Hz, którym odpowiadają typowe współnikowe postacie modalne.

Wyniki analiz numerycznych obu obiektów odniesienia oraz wieży widokowej w postaci ekstremalnych wartości naprężeń całkowitych zestawiono w tabelicy 3. Pokazano także przykładowe mapy normalnych naprężeń głównych zawierające ich wartości ekstremalne. Przyjęto, że znak (+) oznacza rozciąganie i (-) ściskanie.

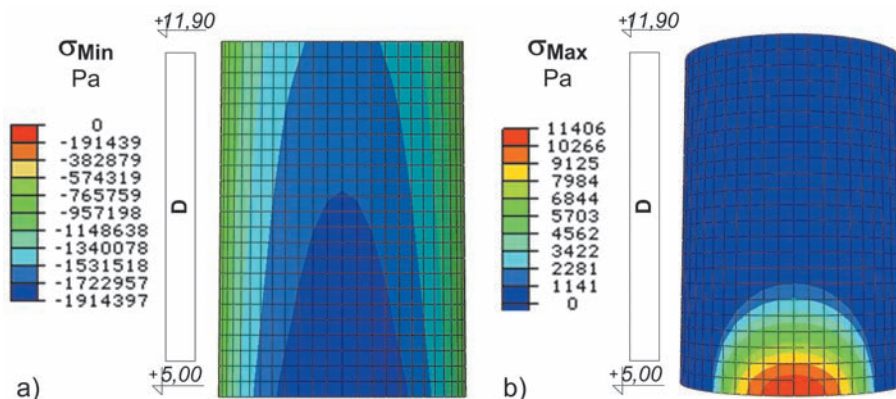
W kominie i wieży wodnej ekstremalne normalne pionowe lub poziome naprężenia główne, wywołane przez jednoczesne działanie obciążeń od ciężaru własnego i parcia/ssania wiatru, wystąpiły w segmencie D, tj. pomiędzy poziomami 5÷12 m. Przykładową mapę pokazano na rysunku 2.

W wieży widokowej ekstremalne normalne naprężenia główne o kierunkach pionowym i poziomym wywołane przez jednoczesne działanie obciążeń statycznych i dynamicznych, generowanych przez wstrząsy górnicze wystąpiły także w segmencie D. Stosowne mapy naprężeń obliczonych oboma zastosowanymi metodami pokazano na rysunku 3.

Tablica 3. Zestawienie wartości ekstremalnych naprężeń w analizowanych obiektach
Table 3. Summary of extreme values of stresses in the analysed objects

l.p.	Obiekt	Obciążenia, kN	Naprężenia ekstremalne, kPa			
			pionowe		poziome	
1	Komin	ciężar wł. i wiatr	-1 914	+11	-24	+584
2	Wieża wodna	ciężar wł., pełny zbiornik, wiatr i śnieg	-1 058	brak	-12	+13
3	Wieża widokowa	obc. statyczne i użytkowe	-1 247	brak	-179	+11
4	Wieża widokowa	obc. statyczne i dynamiczne $a_{max} = 0,5 m/s^2$ (met. spektrum odpowiedzi)	-1 118	+70	-160	+18
5	Wieża widokowa	obc. statyczne i dynamiczne $a_{max} = 0,8 m/s^2$ (met. historii obciążenia)	-1 065	+72	-152	+5

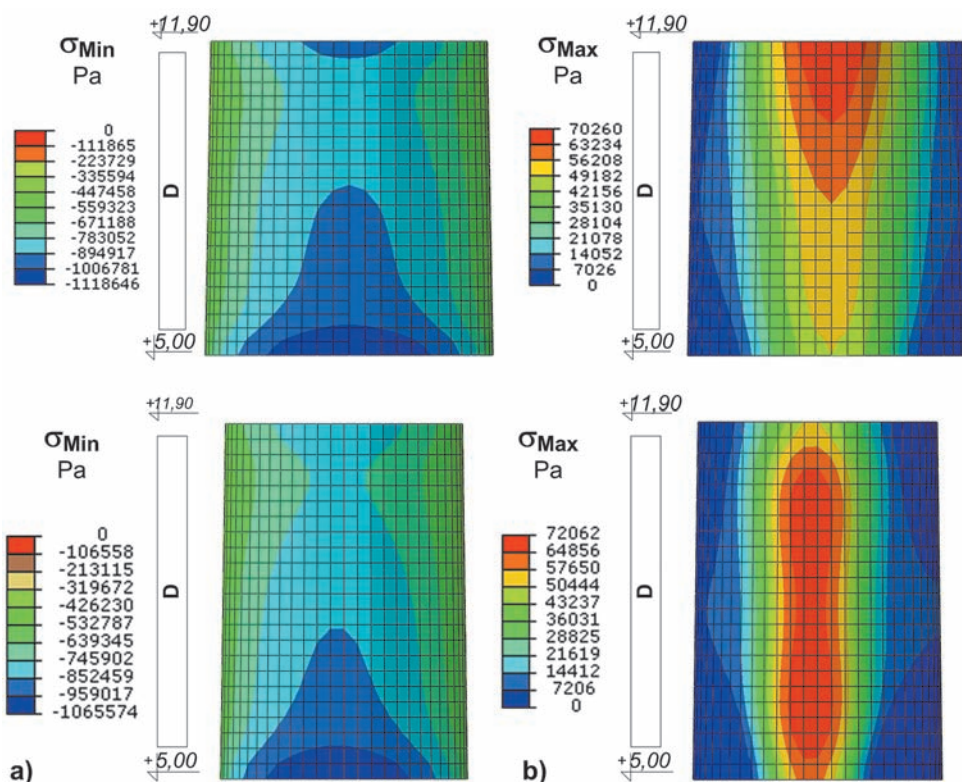
Opracowanie własne.
Own elaboration



Opracowanie własne.
Own elaboration

Rys. 2. Mapa normalnych pionowych naprężeń głównych w modelu komina o wartościach: a) minimalnych, b) maksymalnych

Fig. 2. Map of normal vertical principal stresses in the chimney model with values: a) minimal, b) maximal



Opracowanie własne.
Own elaboration

Rys. 3. Mapy wartości pionowych naprężeń głównych w modelu wieży widokowej wywołane obciążeniem statycznym i oddziaływaniem od wstrząsów górniczych: wg metody spektrum odpowiedzi (góra), metodą historii obciążenia (dół), a) minimalnych, b) maksymalnych
Fig. 3. Maps of vertical principal stresses in observation tower model caused by static load and impacts of mining tremors: according to response spectrum method (above) time history analysis (below), a) minimal, b) maximal

Na podstawie stanu naprężeń normalnych pionowych i poziomych wywołanych w kominie i wieży wodnej przez ich obciążenia, oszacowano wytrzymałości charakterystyczne muru trzonu wieży na ściskanie i rozciąganie przy zginaniu prostopadle do spoin wspornych. Na tej podstawie dokonano oceny klasy zaprawy muru, ponieważ ona warunkuje wytrzymałość muru przy zginaniu przez spoiny, tj. w płaszczyźnie pionowej. Jest to bowiem parametr niewaligiczny oceny odporności wieży widokowej na działanie wstrząsów górniczych. Po uwzględnieniu, że komin istniał ponad pięćdziesiąt lat temu i materiał konstrukcyjny ulegał przez ten czas stopniowej degradacji, zwłaszcza na powierzchni, i uwzględnieniu, że analiza dotyczy sytuacji wyjątkowej, oszacowano tę wytrzymałość muru. Jej obliczeniowa wartość ustalona została na co najmniej $f_{xdl} = 77$ kPa.

Na podstawie danych z tabeli 3 stwierdzono, że w trzonie wieży widokowej maksymalne naprężenia normalne spełniają warunki stanu granicznego nośności, w odniesieniu do analizowanych kombinacji obciążeń statycznych i dynamicznych, tj. z uwzględnieniem oddziaływania wstrząsów górniczych. Oszacowano jej odporność na to oddziaływanie parasejsmiczne, wyrażone za pomocą maksymalnego przyspieszenia poziomego:

- na podstawie spektrum odpowiedzi $a_{max} = 0.5$ m/s²,
- na podstawie rzeczywistych akcelerogramów $a_{max} = 0.8$ m/s².

5. Podsumowanie

Wyniki uzyskane w trakcie analiz numerycznych wieży widokowej i obiektów historycznie ją poprzedzających pozwalają na sformułowanie wniosków, także natury ogólniejszej.

Podkreślenia wymaga prosta z pozoru konstatacja, lecz o daleko idących konsekwencjach – w trakcie remontów zabytkowych obiektów powinny być przeprowadzone oceny parametrów mechanicznych, w tym szczególnie wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych. Najlepiej wykonać to laboratoryjnie na próbkach materiałów pobranych z obiektu. W uzasadnionych sytuacjach mogą być także zastosowane metody nieniszczące. Rzeczywiste wartości parametrów powinny być podstawą oceny bezpieczeństwa obiektu zabytkowego po zmianie jego pierwotnej – przemysłowej funkcji i co równie ważne, będą wykorzystane w razie kolejnych zmian, przebudów lub konieczności sprawdzenia nowo pojawiających się oddziaływań.

W sytuacji braku niezbędnych informacji konstrukcyjnych o obiekcie możliwe jest zwykle oszacowanie jego nośności, stateczności lub odporności z uwzględnieniem historii jego użytkowania, w której powinny się znaleźć ekstremalne sytuacje eksploatacyjne o możliwych do oszacowania obciążeniach. Po przeprowadzeniu analiz numerycznych ich wpływu na konstrukcję nośną obiektu możliwe staje się oszacowanie realnych wartości parametrów mechanicznych materiału konstrukcyjnego.

Stwierdzono także, że oszacowanie odporności obiektu na oddziaływanie wstrząsów górniczych zależy wyraźnie od zastosowanych danych wejściowych do analizy. Wykorzystanie standardowego spektrum odpowiedzi opracowanego dla rejonu, w którym zlokalizowano wieżę, zaniża ocenę, w porównaniu z analizą dynamiczną wykorzystującą zarejestrowane w naturze przebiegi przyspieszeń na powierzchni ziemi. Odporność ta wyrażona maksymalnym przyspieszeniem poziomym podłoża gruntowego wieży wynosi 0.5 m/s^2 w pierwszym przypadku i 0.8 m/s^2 w drugim.

Jak się wydaje, przyczyna tego stanu rzeczy tkwi w tym, że w metodzie historii obciążeń następuje wykorzystanie rezerw zawartych we wzajemnych relacjach widma własnego obiektu i ewoluujących własności widmowych obciążeń dynamicznych. Krótki czas trwania segmentów tych akcelerogramów, odpowiedzialnych za ekstremum odpowiedzi dynamicznej obiektu i wyraźna ewolucja ich widma amplitudowego powodują, że ta odpowiedź uzyskuje ograniczony poziom intensywności. Czynnikiem tych nie ujmuje w pełni metoda spektrum (RSA). Zalecić można więc przeprowadzanie oceny odporności obiektów zabytkowych na wstrząsy górnicze za pomocą metody historii odpowiedzi, pod warunkiem, że dostępne są akcelerogramy od wstrząsów górniczych zarejestrowane w rejonie lokalizacji obiektu.

Obliczenia numeryczne wykonano w Akademickim Centrum Komputerowym AGH-Cyfronet na podstawie

przyznanych grantów obliczeniowych nr MNiSW/Sun6800/PŚląska/083/2007, MNiSW/SGI3700/PŚląska/083/2007, a także MNiSW/Sun6800/PŚląska/084/2007, MNiSW/SGI3700/PŚląska/084/2007.

Literatura

1. Cholewicki A., Kawulok M., Lipski Z., Szulc J.: Zasady ustalania obciążeń i sprawdzania stanów granicznych budynków lokalizowanych na terenach górniczych w nawiązaniu do Eurokodów. Seria „Projektowanie według Eurokodów”. Wyd. 1. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2012.
2. Czerwionka L., Tatara T.: Wzorcowe spektra odpowiedzi z wybranych obszarów GZW. „Czasopismo Techniczne” 2007, z. 2 – B, s. 11-18.
3. Fedorowicz J., Fedorowicz L.: Obroty fundamentów posadowionych na poziomo deformującym się podłożu górniczym. „Przeгляд Górnicy” 1992, nr 8, s. 23-25.
4. Ostręga A.: Prawne uwarunkowania ochrony dziedzictwa górniczego w procesie likwidacji, rekultywacji i rewitalizacji. „Przeгляд Górnicy” 2012, nr 12, s. 52-61.
5. Pietrzyk-Sokulska E.: Rewitalizacja terenów przemysłowych – problemy. „Przeгляд Górnicy” 2012, nr 3, s. 38-44.
6. Tatara T., Pachla F.: Uszkodzenia w obiektach budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych. „Przeгляд Górnicy” 2012, nr 7, s. 1-10.