

System monitorowania konstrukcji cylindrycznego zbiornika na węgiel

Dr hab. inż. Jacek Hulimka, Politechnika Śląska, dr hab. inż. Rafał Sieńko, Politechnika Krakowska

ARTYKUŁY PROBLEMOWE

1. Opis konstrukcji zbiornika

Część linii technologicznej w jednej ze śląskich kopalń stanowi cylindryczny, monolityczny zbiornik na węgiel – rys. 1, 2. Zbiornik wykonano o zewnętrznej średnicy 21,60 m i wysokości około 35,75 m (od poziomu posadzki części zagłębionej w gruncie, przyjętego jako poziom porównawczy $\pm 0,00$). Obiekt wyniesiony został ponad poziom gruntu na wysokość około 32,5 m. Z poziomu $+11,53$ m wyprowadzono stożkowy lej, w dolnej części przechodzący w płaski układ belkowy z otworami wysypowymi. Ruszt belkowy w dolnej części leja podparto na 16 żelbetowych słupach o przekroju kwadratowym lub prostokątnym; część słupów w przeszłości wzmocniono obudową stalową. Grubość płaszcza zbiornika w części ponad lejem wynosi 0,30 m, a w części dolnej 0,50 m. Grubość powłoki leja w części stożkowej wynosi 0,60 m. Koronę zbiornika zwieńczono obwodowym pierścieniem o szerokości 2,10 m.

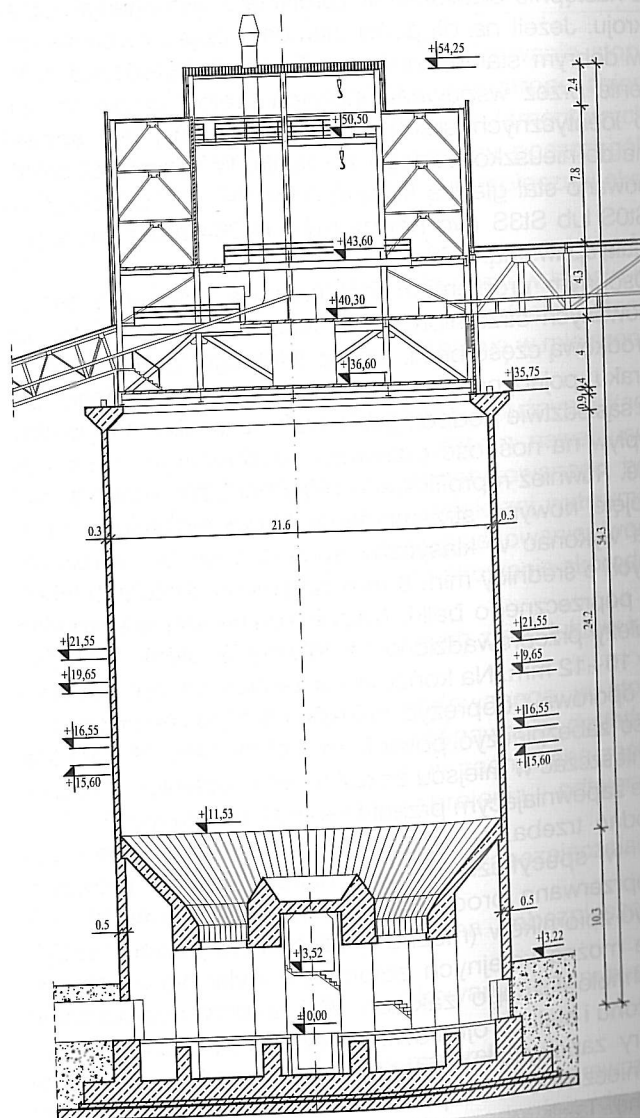
Nad zbiornikiem nadbudowano stalową konstrukcję szkieletową z monolitycznymi żelbetowymi płytami stropowymi w poziomach $+36,6$ m, $+40,3$ m i $+43,6$ m. Na konstrukcji nadbudowy oparto dwa mosty przenośników taśmowych. Całość obciążeń z nadbudowy przekazano na ściany zbiornika za pośrednictwem czterech narożnych słupów stalowych HEB300, opartych przegubowo na pierścieniu wieńczącym. Dostęp do nadbudowy stanowi stalowa klatka schodowa, dobudowana do zbiornika od strony południowej, sięgająca poziomu $+50,50$ m (ostatni podest). Obudowa klatki i sąsiadującej z nią przestrzeni transportowej stabilizowana jest do ściany zbiornika poziomymi ryglami stalowymi. Zarówno nadbudowę, jak i klatkę schodową z szybem transportowym obudowano blachą fałdową.

2. Awaria zbiornika

Wobec widocznej gołym okiem destrukcji zbiornika, stanowiącego kluczowy obiekt umożliwiający wysyłkę węgla drogą kolejową, użytkownik obiektu zlecił wykonanie ekspertyzy technicznej obiektu. Oględziny zbiornika, przeprowadzone ze zwyżki i metodami alpinistycznymi, wykazały szereg wad i uszkodzeń mają-

cych wpływ na możliwość i bezpieczeństwo jego użytkowania. W szczególności były to:

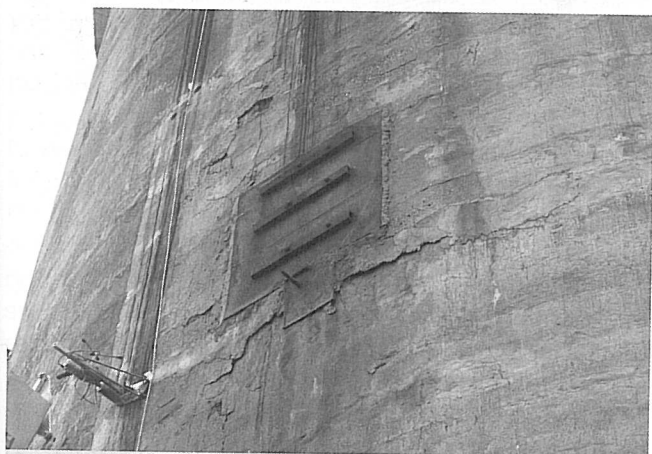
- całkowita destrukcja fragmentu płaszcza po stronie zachodniej; w miejscu tym w przeszłości założono prowizoryczne wzmocnienie stalowe, jednak wokół niego doszło już do dalszych uszkodzeń konstrukcji – rys. 3,



Rys. 1. Przekrój pionowy zbiornika



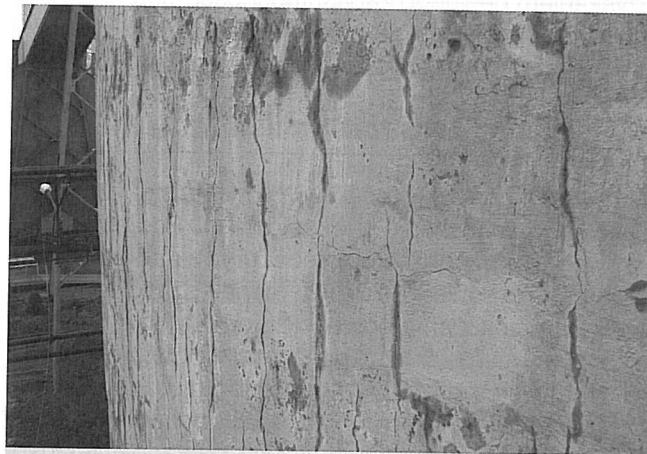
Rys. 2. Widok zbiornika



Rys. 3. Wzmocnienie stalowe w miejscu perforacji płaszcza

- siatka zarysowań na zewnętrznej powierzchni większej części płaszcza, z dominującymi rysami pionowymi – rys. 4,
- siatka spękań z dominującymi rysami poziomymi w górnej części płaszcza, z wyraźnymi śladami wymywania soli wapnia z betonu,
- szereg różnej wielkości odspojeń otuliny betonowej, z bardzo silną korozją odkrytych wkładek zbrojeniowych – praktycznie we wszystkich częściach konstrukcji – rys. 5,
- znaczne obszary silnego rozsegregowania betonu, w efekcie czego ma on lokalnie bardzo niską wytrzymałość oraz szczelność,
- szereg dawnych napraw powierzchniowych, praktycznie w całości odspojonych od oryginalnego betonu,
- niemal całkowicie zniszczone fragmenty wymurowań z cegły na pierścieniu korony zbiornika,
- lokalnie bardzo silne uszkodzenia korozyjne stalowych elementów nośnych nadbudowy zbiornika,
- silne zawilgocenia betonu w obrębie podziemnej części konstrukcji oraz pod obydwoma mostami przenośnikami,
- znaczne obszary zniszczonej otuliny i korozji prętów zbrojeniowych na wewnętrznej powierzchni płaszcza zbiornika.

Część słupów w kondygnacji podziemnej została w przeszłości wzmocniona konstrukcją stalową, co świadczy o obserwowanych już wcześniej wadach, skutkujących obniżeniem nośności tych elementów. Badania wytrzymałościowe betonu przeprowadzono na pobranych z konstrukcji próbkach rdzeniowych. Uzyskane wyniki pozwoliły na zakwalifikowanie betonu w płaszczu zbiornika do klasy C12/15. Beton w podziemnej części płaszcza spełniał warunki stawiane klasie C16/20, natomiast beton w części słupów z trudem można było zakwalifikować do klasy C8/10.



Rys. 4. Przykład pionowych rys na zewnętrznej powierzchni płaszcza



Rys. 5. Przykład uszkodzeń otuliny i korozji zbrojenia

Odczyn pH próbek pobranych z płaszcza zbiornika, leja i słupów mieścił się w granicach od 9,05 do 10,45, to jest poniżej granicy skutecznej ochrony zbrojenia przed korozją. Zawartość jonów siarczanowych mieściła się w granicach 0,33% w odniesieniu do masy betonu, co w przeliczeniu na masę cementu (przy założeniu 300 kg cementu na 1 m³ mieszanki betonowej) daje około 2,65% – nieco poniżej przyjętej wartości dopuszczalnej. Zawartość jonów chlorkowych nie przekraczała w badanych próbkach betonu 0,04%, mieszcząc się poniżej wartości dopuszczalnej, wynoszącej 0,3%.

Dodatkowym problemem były wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej obiektu. Obliczenia wykonano dla rzeczywistej geometrii, klasy betonu zgodnej z wynikami badań oraz rozkładu i klasy stali zbrojeniowej zgodnych z wykonanymi badaniami (skanowanie i odkrywki), niezbędnymi wobec braku większości oryginalnych rysunków konstrukcyjnych. Przy założeniu napętnienia zbiornika węglem zgodnie z jego nominalną ładownością (7 000 ton), uzyskano niespełnienie warunków SGN we fragmentach płaszcza. Dopiero ograniczenie załadunku do połowy nominalnej nośności skutkowało uzyskaniem pewnego zapasu nośności – i to przy założeniu, że wkładki zbrojeniowe mają nominalny przekrój (co oznacza brak uszkodzeń korozyjnych).

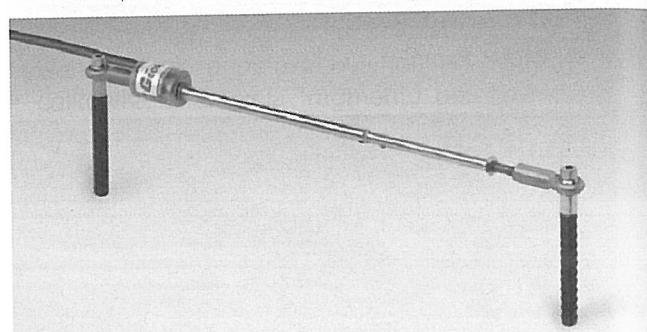
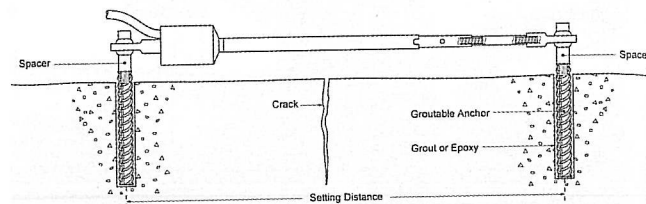
3. Monitoring konstrukcji zbiornika

Stan techniczny zbiornika był na tyle niski, że rozważano jego wyłączenie z eksploatacji. Podjęto zatem decyzję o rozpoczęciu procedury zaprojektowania i wykonania nowego obiektu, jednak szacowany czasookres przekazania nowego zbiornika do eksploatacji wynosił około 3 lata (po 2 latach został on zaprojektowany i jesienią 2011 r. rozpoczęto prace ziemne). Konieczne więc było umożliwienie użytkowania zbiornika przy założeniu minimalizacji nakładów finansowych na doprowadzenie jego konstrukcji do sprawności technicznej zapewniającej bezpieczną pracę zbiornika przez maksymalnie 3 lata.

Biorąc pod uwagę stan degradacji zbiornika, szukano metody, która pozwoliłaby w czasie rzeczywistym kontrolować pracę konstrukcji pod wpływem zmieniającego się obciążenia węglem. Takie możliwości dają tzw. systemy monitorowania konstrukcji (ang. Structural Health Monitoring – SHM). Pod tym pojęciem rozumiemy urządzenia techniczne składające się z zespołu czujników realizujących pomiary różnych wielkości fizycznych, rejestratorów dokonujących zapisu wyników pomiarów oraz oprogramowania zarządzającego tymi pracami, a także bardzo często – określającego aktualne wyężenie konstrukcji [1], [2], [3]. Dobór mierzonych wielkości fizycznych, typu czujników, dokładności ich pomiaru, zakresu pomiarowego, lokalizacji punktów pomiarowych oraz częstotliwości dokonywania pomiarów podlega projektowaniu. Trzeba tutaj każdorazowo wyważyć aspekt techniczny i ekonomiczny i znaleźć rozwiązanie optymalne. Systemy monitorowania konstrukcji dokonują akwizycji danych pomiarowych w sposób ciągły. Oznacza to, że dla wielkości wolnozmiennych (statycznych), odstęp czasu pomiędzy poszczególnymi seriami pomiarowymi powinien wynosić od około 10 sekund do 24 godzin, a dla wielkości szybkozmiennych (dynamicznych) – w większości przypadków obiektów budowlanych, wystarczająca jest częstotliwość dokonywania pomiarów na poziomie 100 Hz.

Ściany zbiornika, praktycznie od poziomu górnej krawędzi stożka leja, podlegają równoleżnikowemu roz-

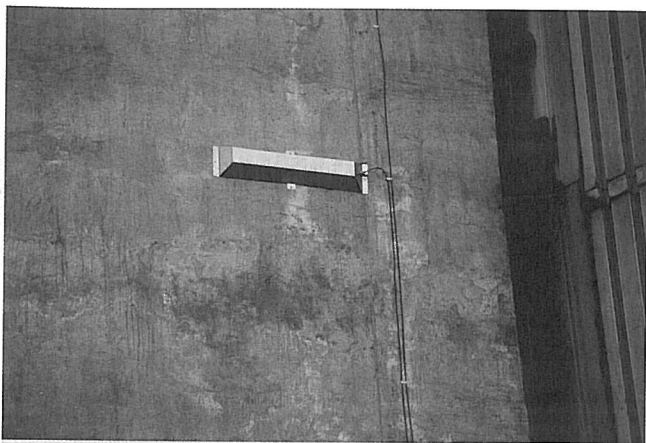
ciąganiu na skutek zmieniającego się poziomu węgla. Stan naprężeń na obwodzie zbiornika pozostaje teoretycznie stały. Udział betonu w pracy elementów praktycznie osiowo rozciąganych jest minimalny, zatem za bezpieczeństwo konstrukcji odpowiedzialne jest wyłącznie zbrojenie.



Rys. 6. Ekstensometr – widok oraz szkic montażowy

Dla takiej konstrukcji najkorzystniejszym byłoby zastosowanie takiej metody pomiarowej, która umożliwiłaby rejestrację wartości siły rozciągającej w ścianie zbiornika na całym jej obwodzie i na całej jej wysokości. Na obecnym poziomie rozwoju technik pomiarowych, takie rozwiązanie nie jest jednak możliwe, z uwagi na jego koszt. Jest jednak oczywiste, że w ścianie zbiornika muszą zostać zachowane warunki nierozdzielności pomiędzy poszczególnymi jego pasmami południkowymi i równoleżnikowymi. Możliwe jest zatem zaprojektowanie efektywnego systemu monitorowania wykorzystującego dyskretny sposób rozmieszczenia punktów pomiarowych. Oczywiście pozostaje pytanie, jak gęsta powinna być to siatka, by wyniki były wiarygodne. Tutaj z pomocą przychodzi nam różne metody numeryczne, których zadaniem jest znajdowanie rozwiązań dla tzw. zadań odwrotnych [4], [5]. Metody te wykorzystują zarówno dane teoretyczne o konstrukcji, jak i wyniki pomiarów. Zakładając konkretną dokładność pomiarów, możemy określić minimalną liczbę punktów, przy której określenie stanu wyężenia konstrukcji lub jej elementów będzie wiarygodne.

Nie zawsze możliwe jest zbudowanie takiego systemu, który umożliwiłby monitorowanie całego obiektu. Wówczas można zastosować tzw. podejście lokalne i zdecydować się na pomiar wybranych wielkości fizycznych w kilku wytypowanych subiektywnie punktach konstrukcji. Taki sposób rozumowania zastosowano w przypadku analizowanego zbiornika. Zakładając równomierny rozkład siły równoleżniko-



Rys. 7. Widok czujnika zamontowanego na zbiorniku, zabezpieczonego obudową mechaniczno-termiczną

wej na obwodzie zbiornika, zdecydowano się na pomiar siły rozciągającej w ścianie zbiornika w dwóch poziomach (+16,55 m oraz +21,55 m) rozmieszczając czujniki pomiarowe co 120°. Dodatkowo zainstalowano po jednym czujniku pod i nad uszkodzonym fragmentem ściany (poz. +15,60 m oraz +19,65 m). Do pomiaru zastosowano ekstensometry strunowe o bazie pomiarowej 600 mm i zakresie 12,5 mm – rys. 6. Dokładność pomiaru takimi czujnikami wynosi $\pm 0,1\%$ zakresu pomiarowego, czyli 0,0125 mm przy rozdzielczości pozyskiwania danych rzędu 0,003 mm. Częstotliwość pomiaru dokonywana może być w zakresie od 10 sekund do 24 godzin. Bazę pomiarową dobrano tak, by każdy czujnik obejmował co najmniej od 2 do 3 wyznaczonych teoretycznie rys. Czujniki zamocowano w betonie za pomocą specjalnych kotew. Założono, że przyczepność między stalą zbrojeniową a betonem jest pełna. Założenie to oraz odpowiednia długość czujnika pozwalają mierzone odkształcenia betonu odnieść do stali zbrojeniowej i dla niej wyliczać przyrosty sił czy naprężeń. Oczywiście wyznaczenie naprężeń w stali zbrojeniowej wymaga założenia wartości jej modułu sprężystości, a wyznaczenie siły – dodatkowo pola powierzchni prętów zbrojeniowych. Czujniki zostały zabezpieczone specjalnymi obudowami chroniącymi je przed uszkodzeniami mechanicznymi oraz wpływami termicznymi – rys. 7. Każdy z zamontowanych czujników wyposażony został w czujnik temperatury, aby umożliwić kontrolę zmian termicznych w płaszczu zbiornika. Zmiany te wynikają przede wszystkim z dziennej wędrówki słońca, ale mogą powodować istotne odkształcenia powłoki zbiornika. Zakres pomiarowy czujników temperatury wynosił od -20 do $+80^{\circ}\text{C}$, dokładność pomiaru $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$, a rozdzielczość $\pm 0,125^{\circ}\text{C}$. Zadaniem izolacji termicznej obudów czujników było zrównanie temperatury rejestrowanej przez termistor zainstalowany w obrębie czujnika strunowego z temperaturą powłoki zbiornika w danym punkcie pomiarowym. Wielkością mierzoną przez czujniki strunowe jest częstotliwość drgań struny, która zmienia się wraz

ze zmianą jej napięcia. Stosując pewne uproszczenia w przekształceniach znanych równań fizycznych można wykazać, że istnieje prosta zależność między częstotliwością drgań struny a jej odkształceniem:

$$\varepsilon = k \cdot f \quad (1)$$

gdzie ε jest odkształceniem, k – stałą zależną od typu czujnika [$1/\text{Hz}$], a f – częstotliwością drgań struny [Hz]. Uwzględnienie różnych współczynników rozszerzalności termicznej stali struny i betonu mierzonej konstrukcji wymaga, dla określenia wartości odkształcenia powodującego naprężenia w konstrukcji, zastosowania równania:

$$\varepsilon_{\text{stress}} = \varepsilon(f) + \varepsilon(T) \quad (2)$$

gdzie:

$$\varepsilon(f) = (f_1 - f_0) \cdot k \quad (3)$$

$$\varepsilon(T) = (T_{1c} - T_{0c}) \cdot \alpha_{Tc} - (T_{1k} - T_{0k}) \cdot \alpha_{Tk} \quad (4)$$

gdzie: $\varepsilon(f)$ jest odkształceniem związanym wyłącznie ze zmianą częstotliwości drgań struny, $\varepsilon(T)$ jest odkształceniem związanym ze zmianą temperatury, f_1 jest częstotliwością drgań struny w chwili t_1 , f_0 jest częstotliwością drgań struny w chwili t_0 , T_{1c} jest temperaturą czujnika w chwili t_1 , T_{1k} jest temperaturą konstrukcji w chwili t_1 , α_{Tc} jest współczynnikiem rozszerzalności termicznej materiału struny (stali), a α_{Tk} współczynnikiem rozszerzalności termicznej materiału, z którego zbudowana jest analizowana konstrukcja. Jeśli założymy, że temperatura czujnika i konstrukcji jest identyczna, wówczas równanie (4) przyjmie postać:

$$\varepsilon(T) = (T_{1c} - T_{0c}) \cdot (\alpha_{Tc} - \alpha_{Tk}) \quad (5)$$

Należy wyraźnie podkreślić, że czujniki strunowe poprzez pomiar częstotliwości drgań struny realizują wyłącznie pomiar odkształceń wywołujących naprężenia w konstrukcji ($\varepsilon_{\text{stress}}$). Odkształcenia „beznaprężeniowe” (np. swobodne wydłużenie belki wolnopodpartej spowodowane temperaturą) są wyliczane na podstawie znajomości zmian termicznych w czasie.

4. Krótki opis wyników pomiarów

Podczas analizy zachowania się zbiornika autorzy dysponowali pomiarami z ośmiu czujników strunowych, opisanych w punkcie 3. W szczególności istotne były tutaj czujniki oznaczone numerami CM-06 i CM-08, usytuowane bezpośrednio pod i nad uszkodzonym fragmentem ściany (rys. 3), w poziomie +15,60 m oraz +19,65 m. Samo uszkodzenie było niedostępne (zakryte stalową „tata”), jednak z relacji użytkownika obiektu wynikało, że doszło tam do naruszenia ciągłości kilku sąsiadujących ze sobą wkładek zbrojeniowych.

Odczyty czujników (w zakresie przemieszczeń i temperatury) były dostępne zdalnie, z częstotliwością pomiaru co 15 minut.

Drugą z dostępnych danych był stopień napełnienia zbiornika. Niestety, był on odczytywany jedynie zgrubnie (z dokładnością do 100 ton przy ładowności zbiornika 7 000 ton, co stanowi około 1,4%), cztery razy na dobę.

Pomiary rozpoczęto w listopadzie 2010 r. i są one wciąż kontynuowane.

W okresie prowadzenia pomiarów stopień napełnienia zbiornika utrzymywał się w zakresie od 7% do 84%, jedynie sporadycznie przekraczając dopuszczoną w ekspertyzie wartość 50% (ostatni raz w lipcu 2011 r., – od tego czasu, po pisemnym upomnieniu użytkownika – nie doszło już do przekroczeń).

Porównania odczytów z pomiarów z danymi dotyczącymi napełnienia zbiornika nie wykazały jednoznacznie ścisłych korelacji, niemniej widoczne było powiązanie największych zanotowanych przemieszczeń ze stopniem wypełnienia zbiornika.

Największe przemieszczenia zanotowano w obrębie czujników zabudowanych w bezpośrednim sąsiedztwie uszkodzonego (sperforowanego) fragmentu płaszcza zbiornika. Czujnik zabudowany nad uszkodzeniem wskazywał przemieszczenia w granicach od 0,05 do 0,10 mm, a pod uszkodzeniem – w granicach od 0,03 do 0,09 mm. Wyraźne wzrosty przemieszczeń towarzyszyły dopiero wypełnieniu zbiornika w granicach ponad 45–50% jego nominalnej ładowności, natomiast wyraźne obniżenie wypełnienia (do kilkunastu procent ładowności) jedynie w pierwszych tygodniach pomiarów dawał zauważalne spadki wyników (nawet do wartości ujemnych). Od pewnego momentu wskazania przemieszczeń praktycznie nie spadały poniżej wspomnianych wyżej wartości minimalnych (0,05 i 0,03 mm), co można tłumaczyć trwałym przyrostem szerokości rys, wynikającym z ich mechanicznego zablokowania na kruszywie.

Wspomniane, ujemne wartości przemieszczeń wynikają z faktu „wyzerowania” czujników po ich założeniu przy pewnym stopniu wypełnienia zbiornika węglem. Niestety, pomimo zawiadomienia użytkownika o rozpoczęciu pomiarów, nie wykonał on wówczas nawet przybliżonego oszacowania stopnia wypełnienia zbiornika, co wprowadza do wyników nieznaną wartość początkową. Z przeprowadzonego wywiadu wynika jednak, że stopień wypełnienia zbiornika w chwili pomiaru zerowego można oszacować na około 75%.

Zanotowany w okresie pomiarowym zakres zmian wartości przemieszczeń czujników poza strefą perforacji nie przekroczył wartości 0,12 mm, a w przypadku czujników pod i nad uszkodzeniem płaszcza – 0,15 mm. Wartości te mieszczą się w zakresie dopuszczalnej szerokości zarysowań – oczywiście trzeba mieć świadomość, że wyniki pomiarów obrazują

jedynie zmiany zaistniałe od początku prowadzenia pomiarów, tym samym nakładając się na pierwotny stan odkształceń i zarysowań płaszcza.

5. Podsumowanie

Współczesne metody diagnozy pracy konstrukcji poprzez ciągły pomiar zmian wybranych wielkości fizycznych są coraz częściej stosowane w analizie pracy różnych obiektów budowlanych. Już nie tylko największe mosty, czy spektakularne budowle obejmowane są nadzorem systemów monitorowania konstrukcji (SHM), ale także obiekty o mniejszym znaczeniu ekonomicznym i społecznym. Interesujące możliwości dają nam systemy monitorowania instalowane na istniejących budowlach znajdujących się w niskim stanie technicznym. Systemy te będą najczęściej wspomagać określanie wyężenia konstrukcji w funkcji czasu poprzez pomiar zmian wartości wybranych wielkości fizycznych. Dzięki nim możliwe będzie warunkowe dopuszczenie obiektów do użytkowania, dlatego bardzo ważnym aspektem tego typu systemów będzie właściwa interpretacja wyników pomiarów poprawnie zaprojektowanego urządzenia monitorującego. Ostateczną decyzję o bezpieczeństwie konstrukcji będzie zawsze podejmował inżynier, wspomagany przez system monitorowania obiektywnymi danymi pomiarowymi.

W danym przypadku uszkodzonego zbiornika, monitoring umożliwił bieżące śledzenie zachowania się newralgicznych punktów konstrukcji, pozwalając tym samym na jej użytkowanie w okresie niezbędnym do zaprojektowania i wzniesienia nowego obiektu. Wobec stanu technicznego zbiornika i wyników analizy obliczeniowej, bieżąca kontrola osłabionej strefy płaszcza była warunkiem dopuszczenia obiektu do ograniczonej eksploatacji – alternatywą było wyłączenie obiektu z ciągu technologicznego, skutkujące koniecznością znacznego ograniczenia wydobycia węgla.

Wobec braku istotnych przyrostów przemieszczeń, nawet w sytuacji przeciążenia zbiornika ponad maksymalną wartość określoną ekspertyzą, dopuszczono jego eksploatację do chwili ukończenia nowego obiektu (jesień 2012 r.).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Biliszczuk J., Barcik W., Sierko R., System monitorowania mostu w Puławach, Mosty, nr 4/2009
- [2] Onysyk H., Analiza wybranych wyników pomiarów elektronicznych mostu przez Wisłę w Puławach, Inżynieria i Budownictwo, nr 7–8/2011
- [3] Sierko R., Konstrukcja autostrady A1 na obszarze szkód górniczych, Magazyn Autostrady, nr 12/2011
- [4] Karmowski W., Orkisz J., A Physically Based Method of Enhancement of Experimental Data – Concepts, Formulation and application to Identification of Residual Stresses, Inverse Problems in Engineering Mechanics, Springer Verlag, 1993
- [5] Karmowski W., Orkisz J., Application of physically based approximation to a posteriori estimation of solution errors, 2nd European Conference on Computational Mechanics, Cracow, June 2001