

dr inż. Marcin Dyba<sup>1\*)</sup>  
mgr inż. Łukasz Ślaga<sup>1)</sup>

# Stany graniczne żelbetowego zbiornika wieży ciśnień po 55 latach eksploatacji

*Limit states of water tower reinforced concrete tank  
after 55 years of exploitation*

DOI: 10.15199/33.2015.09.

**Streszczenie.** W artykule przedstawiono analizę stanów granicznych nośności i użyteczności żelbetowego zbiornika kolejowej wieży ciśnień po 55 latach eksploatacji. Podstawą rozważań były badania materiałowe oraz wykonany model numeryczny konstrukcji. Przeprowadzono weryfikację stanów granicznych nośności i zarysowania ściany zewnętrznej komór cylindrycznych oraz płyty dennej zbiornika z uwzględnieniem efektów reologicznych. Otrzymane wyniki opisują przyczyny powstania stanu zarysowania w zbiorniku. Zaproponowano sposoby naprawy uszkodzeń.  
**Słowa kluczowe:** wieża ciśnień, skurcz betonu, zarysowanie.

**Abstract.** The paper presents ultimate and serviceability limit states of railway water tower reinforced concrete tank after 55 years of exploitation. On the basis of material tests and numerical analysis authors prepared technical condition assessment. Outer wall of cylindrical chambers and the bottom slab of the tank were verified in terms of load-bearing capacity and cracks widths, taking into account rheological effects. The causes and technical condition of the tank is strictly described by the calculations results. In conclusion, ways of repairing the damages were given.  
**Keywords:** water tower, shrinkage, concrete cracking.

Wieża wodna w Tarnowskich Górach (rysunek 1) została wybudowana w 1959 r. Ma kształt cylindryczny o promieniu podstawy  $R = 8,02$  m i wysokości całkowitą  $H = 30,38$  m z charakterystycznym poszerzeniem w formie „grzybka” w koronie wieży (poziom zbiornik wody). Ściany wieży są murowane z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej, natomiast stropy żelbetowe wykonano jako płyty pierścieniowe oparte na ścianach nośnych i belkach żelbetowych. Komunikację wewnątrz obiektu zapewniają żelbe-

towe schody wspornikowe. Na najwyższej kondygnacji znajduje się żelbetowy dwukomorowy cylindryczny zbiornik o pojemności  $V = 250$  m<sup>3</sup>. Ściany zbiornika są monolityczne i mają grubość 20 cm. Całkowita wysokość zbiornika wynosi 6,38 m. Jego spód stanowi płyta żelbetowa o grubości 20 cm (strop nad 3. piętrem) oparta na ruszcie z belek żelbetowych o przekroju  $60 \times 70$  cm.

## Badania doświadczalne

Ze względu na brak dokumentacji technicznej obiektu, podstawowym źródłem informacji były: wizja lokalna, inwentaryzacja i badania materiałowe (wykonano serię badań in situ oraz pobrano próbki do badań laboratoryjnych).

Na podstawie badań niszczących odwiertów rdzeniowych, pobranych z belek nośnych płyty dennej zbiornika, określono **średnią wytrzymałość betonu na ściskanie**  $f_{cm} = 28,4$  MPa, co odpowiada klasie betonu C20/25. Najmniejsza wytrzymałość na ściskanie, uzyskana podczas badań na odwiertach rdzeniowych, wyniosła  $f_{c,min} = 27,6$  MPa. Wykonano również nieniszczące badania jednorodności betonu za pomocą sklerometru typu N. Średnia liczba odbicia z pomiarów wyniosła 31,46, odchylenie standardowe 4,36, a współczynnik zmienności 13%.

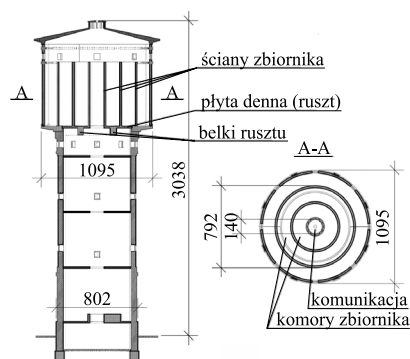
Do oznaczenia **alkaliczności** płyty dennej zbiornika metodą analityczną (pH) wykorzystano odwierty rdzeniowe. Odczyn pH

pobranych próbek wyniósł 12,0, a więc był większy od wartości granicznej  $pH = 10,8$ , która zapewnia właściwości ochronne stali zbrojeniowej.

**Detekcji zbrojenia i pomiaru grubości otuliny betonowej** dokonano metodą skaningową, używając urządzenia Femetr. Wykonano również lokalne odkrytki zbrojenia w elementach żelbetowych (w belkach i płycie dennej), których celem była weryfikacja położenia prętów zbrojeniowych oraz pomiar średnicy. Płyta denna zbiornika zbrojona jest dołem dwukierunkowo prętami  $\phi 10$  mm co 15 cm, belki rusztu żelbetowego –  $6 \phi 20$  mm i strzemiomami  $\phi 10$  mm w rozstawie  $20 \div 30$  cm (dwu- lub czterociętymi), a ściany zewnętrzne i wewnętrzne obustronnie w kierunku obwodowym i pionowym –  $\phi 12$  mm co 10 cm. Grubość otuliny zbrojenia belek rusztu wynosi 15 mm, płyty 10 mm, a ścian zbiornika 15 mm.

## Analiza statyczno-wytrzymałościowa elementów konstrukcyjnych

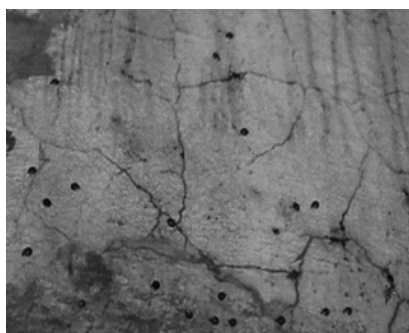
Ze względu na dużą liczbę pionowych rys powierzchniowych (fotografia) oraz możliwość powstania lokalnych przecieków w dolnej części zewnętrznej powłoki zbiornika, przeprowadzono analizę statyczno-wytrzymałościową pod kątem możliwości dalszego użytkowania. Na podstawie wyników badań materiałowych przygotowano



Rys. 1. Przekrój pionowy i poziomy wieży  
Fig. 1.

<sup>1)</sup> Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

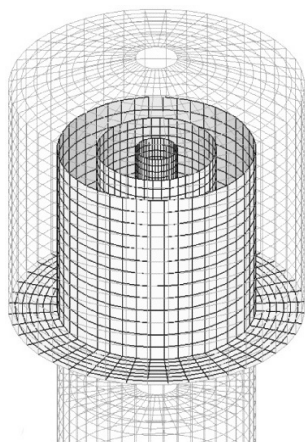
<sup>\*)</sup> Autor do korespondencji:  
e-mail: mdyba@pk.edu.pl



Zarysowania w dolnej części powłoki zewnętrznej zbiornika angielski

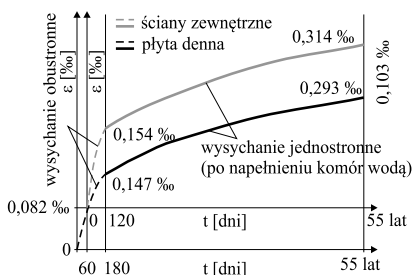
model numeryczny zbiornika dwukomorowego (rysunek 2). Ściany zewnętrzne i wewnętrzne zbiornika zamodelowano jako sztywno zamocowane w płycie stropu nad 3. piętrem. Stosowano 4-węzłowe elementy skończone o maksymalnym wymiarze 25 cm, a po zagęszczeniu 12,5 cm. Analiza zbiornika stanowi fragment obliczeń całej konstrukcji wieży wodnej.

Obliczenia prowadzono w przypadku dwóch sytuacji obliczeniowych. W pierwszej analizowano możliwość zarysowania ściany zewnętrznej zbiornika podczas eksploatacji wskutek chwilowego przepelnienia zewnętrznej komory. W obliczeniach uwzględniono obciążenia stałe i parcie hydrostatyczne. Następnie analizowano możliwość powstania rys we wczesnym okresie dojrzewania na skutek skrępowania ścian zbiornika w płycie dennej [3, 6]. Założono, że ściany zbiornika zostały zabetonowane 2 miesiące później niż płyta. Założenie takie wydaje się w pełni uzasadnione, biorąc pod uwagę technologię realizacji tego typu obiektów w latach 50. XX w. Wyznaczono rozwój skurczu betonu w płycie dennej zbior-

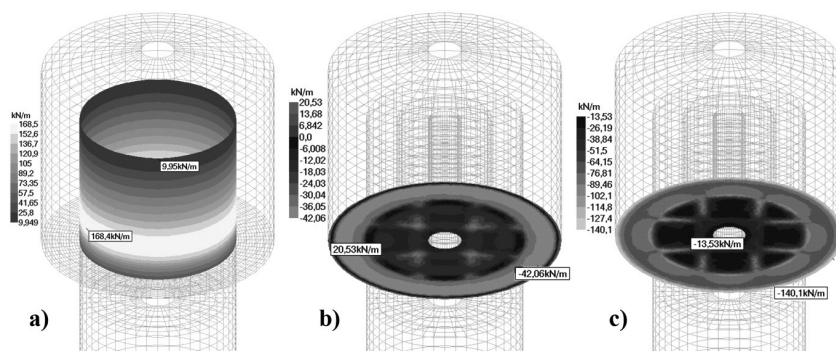


Rys. 2. Model numeryczny zbiornika dwukomorowego Fig. 2.

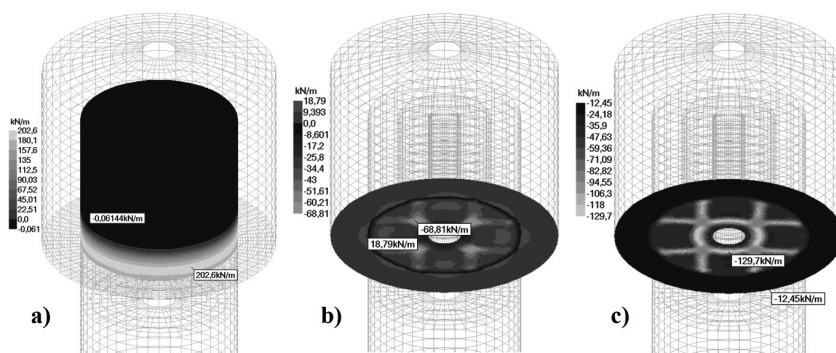
nika przy założeniu wysychania obu powierzchni płyty (górnej i dolnej) do chwili zapelnienia zbiornika wodą. Przyjęto, że napelnienie zbiornika nastąpiło po sześciu miesiącach od momentu zabetonowania płyty. Po tym czasie skurcz spowodowany był dalszym wysychaniem dolnej powierzchni płyty. Analogicznie wyznaczono rozwój skurczu w ścianach zewnętrznych z uwzględnieniem różnicy w czasie między betonowaniem ścian zbiornika i rusztu dolnego (rysunek 3). Całkowita różnica odkształceń skurczowych w analizowanych ścianach względem płyty dolnej w przypadku betonu C20/25 i cza-



Rys. 3. Rozwój skurczu betonu w elementach zbiornika Fig. 3.



Rys. 4. Rozkład sił od obciążeń zewnętrznych: a) obwodowe w ścianach; b) obwodowe w płycie dennej; c) radialne w płycie dennej Fig. 4.



Rys. 5. Rozkład sił od całkowitego odkształcenia skurczowego betonu: a) obwodowe w ścianach; b) obwodowe w płycie dennej; c) radialne w płycie dennej Fig. 5.

su 55 lat wynosi  $\epsilon = 1,03 \cdot 10^{-4}$ . Przyjmując współczynnik rozszerzalności cieplnej betonu  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ , wyznaczono równoważne obciążenie termiczne ściany zbiornika temperaturą  $\Delta T = -8,8 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Wykonane obliczenia numeryczne pozwalają na szczegółową analizę zachowania się konstrukcji zbiornika z uwzględnieniem skurczu betonu elementów składowych. Na rysunkach 4 oraz 5 przedstawiono rozkłady sił obwodowych w ścianach zewnętrznych oraz radialnych i obwodowych w płycie dennej zbiornika od obciążeń zewnętrznych oraz skurczu betonu.

### Analiza SGN i SGU ścian zbiornika

Obliczona zgodnie z EC2 [2] szerokość rysy w przypadku siły rozciągającej pochodzącej od obciążeń zewnętrznych i wymuszonych wyniosła  $w = 0,29 \text{ mm}$  [1]. Wartość ta przekracza graniczne rozwarście rysy dla konstrukcji szczelnych  $w_k = 0,1 \text{ mm}$ . Zastosowane zbrojenie obwodowe ścian spełnia wymagania stanu granicznego użytkowalności w przypadkach kombinacji obciążeń związanych z fazą eksploatacji obiektu oraz wymagania z uwagi na nos-

ność dla obciążeń wymuszonych, eksploatacyjnych oraz ich interakcji.

Obliczenia wykonane zgodnie z normą PN-56/B-03260 z 1956 r. [4] stosowaną w okresie wznoszenia wieży potwierdziły, że przy współczynniku pewności 1,6 spełniony jest stan graniczny nośności dla obciążeń eksploatacyjnych oraz ich interakcji z oddziaływaniem wymuszonym skurczu. Spełniony jest również zapis mówiący o ograniczeniu zarysowania, który nie definiuje granicznego rozwarcia rysy i sprowadza się do wprowadzenia współczynnika pewności 1,3. Wykonana analiza MES uzupełnia obliczenia analityczne SGN i SGU. Wytoczne normy z lat pięćdziesiątych XX w. na konstrukcje żelbetowe nie wprowadzały metod służących do tak szczegółowych obliczeń. Otrzymane wyniki z analizy statycznej wskazują, że wskutek różnicy odkształceń skurczowych, która zaszła we wczesnym okresie dojrzewania i działania obciążeń zewnętrznych, doszło do zarysowania ścian cylindrycznej [6]. Rozwój tego za-

rysowania uzależniony był od poziomu napełnienia zbiornika.

### Podsumowanie

Obiekty budowane tuż po wojnie przekroczyły już swój okres użytkowania i zgodnie z obowiązującymi warunkami technicznymi należy prowadzić ich przegląd. Dwukomorowy zbiornik wieży wodnej jest w złym stanie technicznym i wymaga uszczelnienia. Możliwa jest jego dalsza eksploatacja po wykonaniu prac naprawczych polegających na: odgrzybieniu i oczyszczeniu ścian, zainiekowaniu rys oraz wykonaniu wewnętrznej izolacji wodoszczelnej np. z mikrozaprawy uszczelniającej zawierającej substancje krystalizujące i zamykające pory struktury betonu.

W przypadku zbiorników miarodajny do przyjęcia ilości zbrojenia jest stan graniczny użyteczności, a o przekrojach elementów konstrukcyjnych (grubości ścian i kopuł przekrywających) decyduje warunek szczelności. W związku z tym

należy rozpatrywać możliwość zarysowania powłoki walcowej na wszystkich etapach wznoszenia i eksploatacji, włącznie z wczesnym okresem dojrzewania [5].

### Literatura

- [1] Łapko A., Prusiel J. A.: Obliczeniowa kontrola zarysowania ścian żelbetowych silosów na podstawie Eurokodów, Przegląd Budowlany nr 1/2010, s. 24-28.
- [2] PN-EN 1992-1-1. Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1. PKN, Warszawa 2008.
- [3] PN-EN 1992-3. Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 3. PKN, Warszawa 2008.
- [4] PN-56/B-03260. Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Warszawa 1956.
- [5] Seruga A., Zych M.: Thermal Cracking of the Cylindrical Tank under Construction. I: Case Study, Journal of Performance of Constructed Facilities, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000581, 04014100. Online Publication Date: 11 Jan 2014.
- [6] Zych M.: Wpływ skrępowania elementów z betonu na odkształcenia wymuszone według PN-EN 1992-3, Inżynieria i Budownictwo nr 1/2015, s. 12 – 16.

*Przyjęto do druku:*