



TADEUSZ GODYCKI-ĆWIRKO, *tadeusz.godycki-cwirko@wilis.pg.gda.pl*

PAWEŁ PIOTRKOWSKI, *pawel.piotrkowski@wilis.pg.gda.pl*

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Politechnika Gdańska

ŻELBETOWE ZBIORNIKI OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW PO 20 LATACH EKSPLOATACJI

THE RC TANKS FOR SEWAGE TREATMENT PLANTS AFTER TWENTY YEARS OF EXPLOITATION

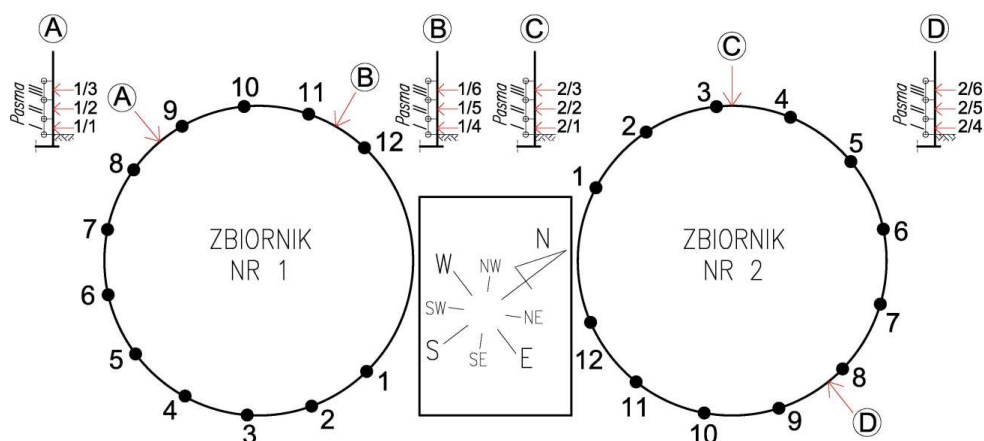
Streszczenie W referacie przedstawiono stan techniczny dwóch cylindrycznych żelbetowych zbiorników oczyszczalni ścieków po blisko dwudziestoletniej eksploatacji. Dalsza eksploatacja zbiorników w przypadku planowanego usprawnienia technologii eksploatacji wymaga radykalnych napraw. Autorzy przedstawili również koncepcję napraw zbiorników.

Abstract The paper presents the technical state of two cylindrical tanks of reinforced concrete sewage treatment plant after nearly two decades of exploitation. Further use of tanks for a planned exploitation of technology improvements require radical repairs. The authors also presented the concept of repairing tanks.

1. Dane ogólne

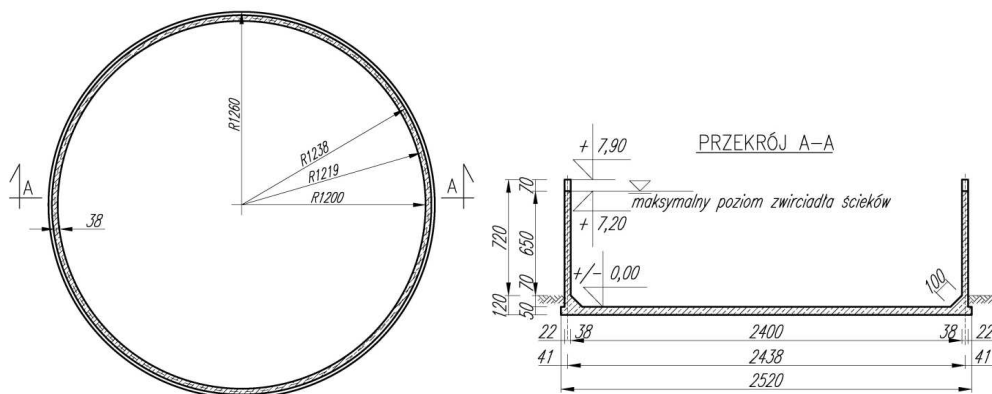
Analizowane zbiorniki żelbetowe stanowią element linii procesu technologicznego oczyszczalni ścieków w których dokonuje się proces napowietrzania i oczyszczania biologicznego. Rozpoczęcie inwestycji nastąpiło w roku 1984 r., od wymiany gruntów pod dwa zbiorniki. Betonowanie płaszczy zbiornika nr 1 (rys. 1) wykonywano latem 1989 r. a zbiornika nr 2 rok później. Analizowane zbiorniki wykorzystywano w procesie technologicznym jako tzw. Biooxybloki. W roku 1998 nastąpiła zmiana technologii oczyszczania ścieków a w roku 2010 wykonywane były prace projektowe związane z kolejną zmianą technologiczną mającą na celu zwiększenie efektywności oczyszczalni z uwagi na coraz większe zrzuły ścieków z sąsiadujących miejscowości co ma miejsce zwłaszcza w sezonie letnim.

Zbiorniki wykonano jako cylindryczne o konstrukcji żelbetowej monolitycznej. Ściany płaszcza zbiornika połączone są monolitycznie z płytą denną. Geometria obu zbiorników jest jednakowa (rys. 2). Średnica wewnętrzna wynosi 24 m a wysokość użytkowa wewnętrzna 7,2 m co daje pojemność jednego zbiornika równą 3257 m³. Powyżej tego poziomu na części obwodu zbiornika pobocznicze są nadbetonowane o wysokości około 0,7 m. Grubość ścian poboczniczy jest stała i wynosi 0,38 m do 0,40 m. Płyta denna kołowa o średnicy 25,2 m ma grubość 0,5 m. Płyta posadowiona jest na betonowej poduszce grubości 0,15 m izolowanej papa na lepiku z warstwą dociskową betonową grubości 0,05 m. Całą wewnętrzną powierzchnię zbiornika pokryto bitumiczną warstwą izolacyjną.



Rys. 1. Położenie analizowanych zbiorników względem stron świata. Miejsca pomiarowe, w których przeprowadzono badania sklerometryczne (1 do 12) oraz miejsca wykonanych odwiertów (A do D)

Według projektu konstrukcyjnego do wykonania całej konstrukcji przyjęto beton kl. B20 z dodatkiem „Hydrobetu” w ilości 1,5% w stosunku do wagi cementu.



Rys. 2. Geometria analizowanego zbiornika. Rzut oraz przekrój poprzeczny

Ściany zbiornika posiadają zbrojenie ze stali kl. A-II znaku 18G2 w następującej ilości: obwodowe obustronnie pręty ϕ 16 m co 12,5 cm, $\rho_1 = 0,85\%$, pionowe pręty wzdłuż pobocznic obustronnie ϕ 16 m co 20 cm.

2. Stan techniczny

Stan techniczny zbiorników budził zastrzeżenia bezpośrednio po wykonaniu. Dowodem tego było zlecenie orzeczenia technicznego jeszcze przed uruchomieniem oczyszczalni. Autorzy opracowania wykonanego w 1991 r. stwierdzili, że beton obu zbiorników nie osiągnął projektowanej klasy B20. Jako przyczynę tego stanu podano następujące czynniki: niestaranne wykonawstwo, zła pielęgnacja betonu w czasie jego dojrzewania, niekorzystny wpływ dużej odległości transportu mieszanki betonowej w okresach wysokich temperatur powietrza o małej wilgotności. Duża niejednorodność betonu, jak pisali autorzy ówczesnego

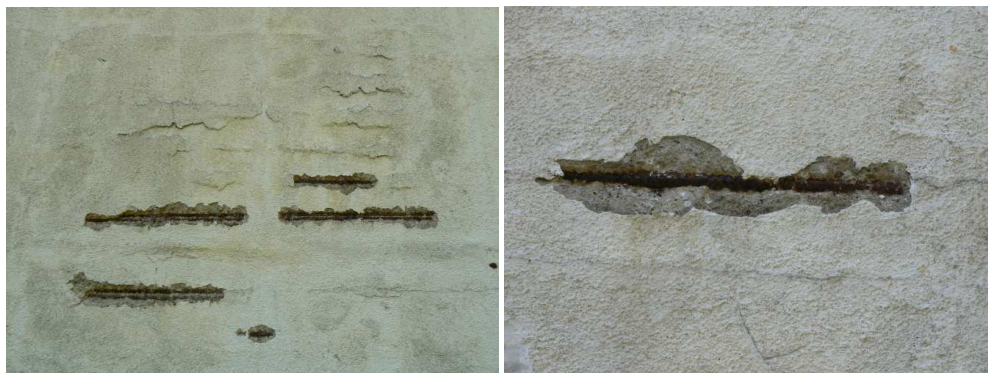
orzeczenia była widoczna gołym okiem. Zauważono liczne miejsca źle zagęszczonego betonu, zlokalizowane w różnych częściach płaszczy zewnętrznych. Miejsca te wyróżniały się porowatością powierzchni, rakami oraz spękaniem. Zaproponowane wzmocnienia słabych obszarów płaszczy zewnętrznego zbiorników nie wykonano. Zaszpachlowano jedynie ubytki oraz pomalowano powierzchnie płaszczy zbiorników. Natomiast od wewnątrz wykonano powłokę, która miała przeciwdziałać przeciekom.

W lipcu 2010 r. autorzy referatu dokonali oględzin zewnętrznych stron płaszczy zbiorników. Dostęp do wnętrza nie był możliwy z uwagi na bieżącą eksploatację zbiorników, które przez cały czas były napełnione ściekami. Zbiorniki od zewnętrznej strony pokryte są grubą warstwą farby koloru białego, która na powierzchni ścian zbiornika nr 1 jest silnie złuszczone. Natomiast od wewnątrz, przed rozpoczęciem eksploatacji w roku 1992 wykonano izolację bitumiczną. Izolacja ta okazała się nieskuteczna ponieważ już podczas próby szczelności pojawiły się przesiąki i przecieki, które starano likwidować poprzez wykonanie wewnątrz powłoki uszczelniającej. Na dzień dzisiejszy po prawie 20 latach eksploatacji zbiorników, stan zbiorników w zakresie szczelności i trwałości pozostawia wiele do życzenia. Dotyczy to przede wszystkim zbiornika nr 1.

W trakcie oględzin ujawniono szereg wad, które pogrupowano na trzy rodzaje.

Spękania i odspojenia otuliny

Spękania i odspojenia otuliny betonowej od prętów zbrojenia widoczne są jedynie w zbiorniku nr 1. Wady te związane są z brakiem odpowiedniego otulenia prętów zbrojeniowych podczas betonowania płaszcza. Z usytuowania prętów względem powierzchni zewnętrznej płaszcza zbiornika (rys. 13) wynika, że pręty te stykały się z deskowaniem podczas układania mieszanki betonowej. Dodatkowo ten niekorzystny stan potęgowały drgania związane z zagęszczaniem mieszanki betonowej buławą wibracyjną.



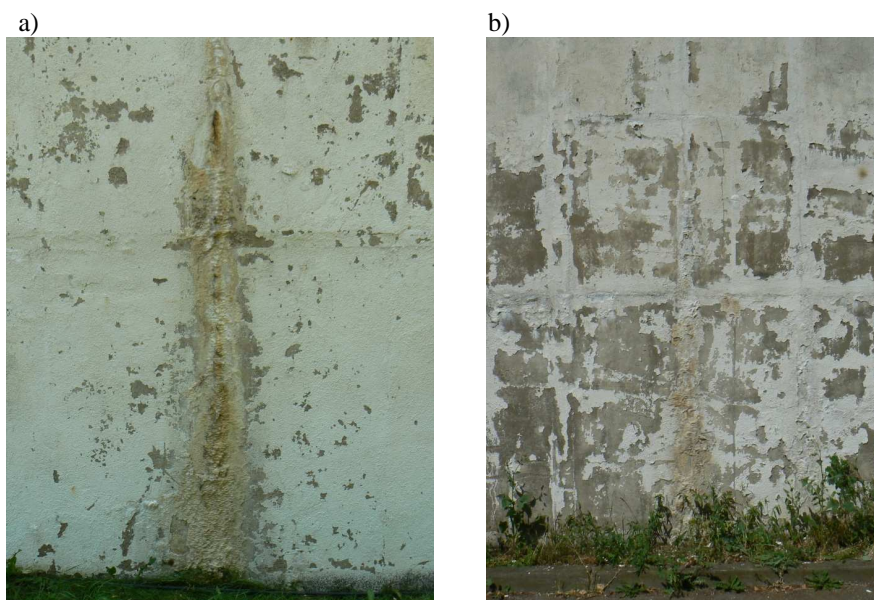
Rys. 3. Widoczne spękania oraz odspojenia a raczej brak otuliny betonowej prętów zbrojenia

Obszary spękań i braku otuliny występują w zbiorniku nr 1 od strony południowo-wschodniej w paśmie na wysokości od 3 do 4 m nad poziomem terenu oraz w kilku miejscach na ¼ długości obwodu, ograniczonej kierunkami zachodnim i północnym.

Przesiąki i przecieki

W zbiorniku nr 1 stwierdzono liczne ślady zachodzących w trakcie eksploatacji przesiąków punktowych i przecieków pionowych, które mają postać wykwitów i wtrąceń związków

chemicznych, które po wykrystalizowaniu przeciwdziałały nieszczelności. Powyższe objawy (rys. 4). mają charakter długotrwały bowiem były one sygnalizowane wcześniej. Miejsca widocznych przecieków tworzą pionowe ślady widoczne od poziomu terenu do wysokości sięgającej 2,2 m. Obszary, w których jest tych miejsc najwięcej (w rozstawie co 0,5÷1 m) znajdują się od strony południowej i południowo-wschodniej oraz północno-wschodniej zbiornika nr 1. Na powierzchni płaszcza tego zbiornika zarejestrowano 35 miejsc po pionowych przeciekach w tym 13 o wysokości około 2 m ponad poziomem terenu. Spośród opisanych śladów przecieków kilka z nich, miejscowo była wilgotna co może świadczyć o bieżącym aktywnym przesiąkaniu. W zbiorniku nr 2 jedynie w paśmie przygruntowym od strony zachodniej zauważono wilgotne obszary świadczące o przesiąkaniu cieczy przez ścianę płaszcza zbiornika. Obszary aktywnego zawilgocenia występują także od strony zachodniej zbiornika nr 2. W tym przypadku ograniczają się one do wysokości około 1 m nad poziom terenu.



Rys. 4. Widoczne od zewnątrz płaszcza zbiornika nr 1 miejsca w których nastąpiły przecieki: a) od strony południowo-wschodniej, b) od strony północno-wschodniej

Zróżnicowana jednorodność powierzchni płaszcza

Widoczne różnice pomiędzy poszczególnymi warstwami betonu płaszcza analizowanych zbiorników, zauważono w zbiorniku nr 1. W przypadku drugiego zbiornika takową niejednorodność stwierdzono na podstawie badań sklerometrycznych. Niedostateczna jednorodność w znacznej mierze była wynikiem niestarannego wykonawstwa oraz dostaw mieszanki betonowej pochodzącej z różnych źródeł i braku pielęgnacji świeżego betonu podczas wysokich letnich temperatur.

Z informacji ustnych uzyskanych od personelu technicznego zatrudnionego przez użytkownika obiektu wynika, że zbiorniki nr 1 i 2 nie były betonowane w procesie ciągłym. Betonowanie odbywało się w kilku niezaplanowanych etapach przy czasowo zmiennych przer-

wach między poszczególnymi etapami. Powyższe zaowocowało krzywoliniowym przebiegiem styków przerw betonowanych obszarów płaszczy zbiornika, co jest widoczne na rys. 5.



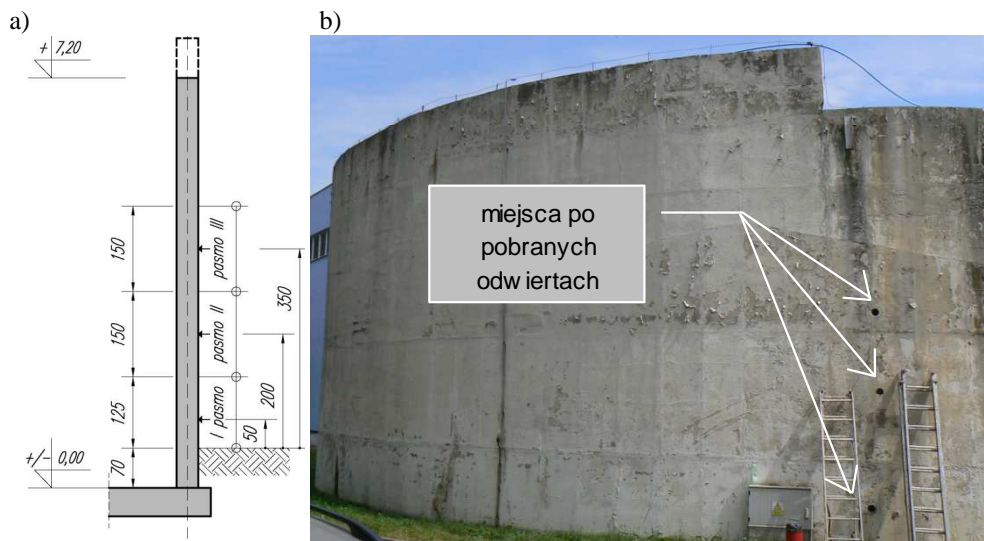
Rys. 5. Widoczne niejednorodne obszary betonu – strona południowo-zachodniej zbiornika nr 1

2. Badania sklerometryczne i wytrzymałościowe – stan istniejący

Badania terenowe i laboratoryjne przeprowadzono dla określenia jednorodności oraz wytrzymałości betonu. W tym celu dnia 16 lipca 2010 r. wykonano badania sklerometryczne oraz pobrano odwierty z płaszczy obu zbiorników. Badania zostały wykonane przez Katedrę Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu Politechniki Gdańskiej. W celu przeprowadzenia badań wydzielono trzy pasma na każdym ze zbiorników (rys. 6). Pierwsze pasmo było zlokalizowane na wysokości $0 \div 1,25$ m licząc od poziomu terenu, drugie od $1,25 \div 2,75$ m i trzecie od $2,75$ do $4,25$ m. Średnie poziomy poszczególnych pasm wynosiły: 0,5 m, 2 m, 3,5 m. Ekstremalne siły rozciągające pochodzące od parcia cieczy występują w II paśmie.

W każdym paśmie wyznaczono dwanaście miejsc w których dokonywano odczyty z badań sklerometrycznych (co najmniej 5 miarodajnych odczytów z każdego miejsca). Miejsca te pokazano na rys. 2. Ponadto w każdym zbiorniku wyznaczono po dwa miejsca, z których pobierano próbki walcowe 10/10 cm z dokonanych odwiertów. W wyznaczonych miejscach pobierano po trzy odwierty, po jednym dla każdego pasma. Razem z odwiertów pobrano do badań laboratoryjnych 12 próbek walcowych 10/10 cm.

Na podstawie przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych, określono dla zbiornika nr 1 klasę betonu B17,5 a dla zbiornika nr 2 klasę B12,5. Jednorodność dla zbiornika nr 1 wahała się od średniej w I paśmie, dostatecznej w paśmie drugim do niedostatecznej w III paśmie. Natomiast dla zbiornika nr 2 jednorodność betonu w każdym paśmie była niedostateczna. Do dalszej analizy przyjęto dla obu zbiorników parametry wytrzymałościowe odpowiadające wytrzymałości gwarantowanej $f_{c,cube}^G = 12,5$ MPa co według normy PN:84 [1] odpowiadało klasie B12,5.



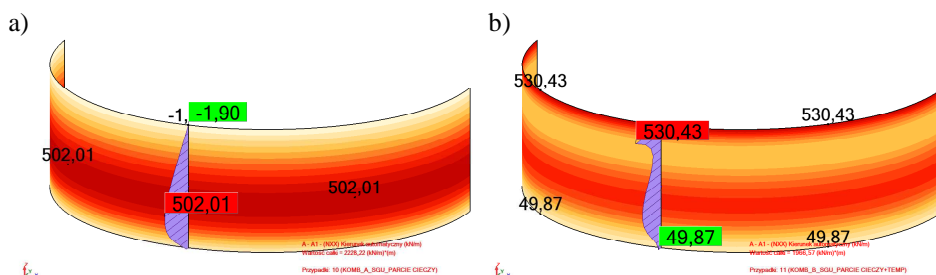
Rys. 6. Wydzielone pasma do przeprowadzenia badań betonu

3. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

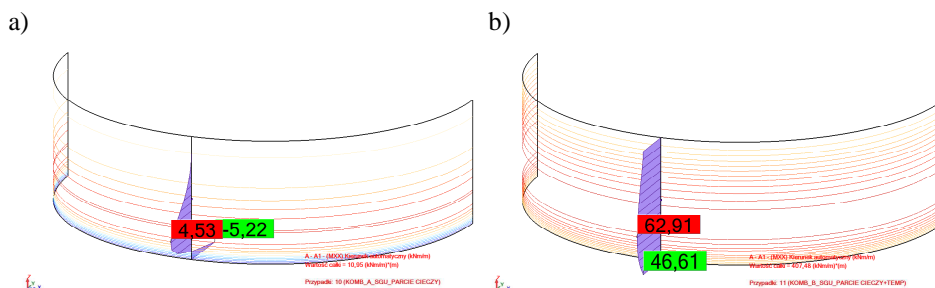
Model analityczny zbiornika stanowi cylindryczny płaszcz sztywno połączony z płytą denną na sprężystym podłożu. Do obliczeń wykorzystano komercyjny system obliczeniowy bazujący na MES, przyjmując wcześniej wyznaczone parametry materiałowe oraz wyliczony na podstawie badań gruntowych średni współczynnik sprężystości podłoża.

Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej wynika, że dla kombinacji obciążeń w porze letniej, gdzie decydującym przypadkiem obciążeniowym jest parcie cieczy maksymalna siła rozciągająca (obwodowa) wynosi $N_x = 502,01$ kN (rys. 7). Siła ta występuje na wysokości około 2,9 m licząc od dna. W fazie sprężystej daje to naprężenia rozciągające $\sigma_x = 1,32$ MPa. Momenty zginające obwodowe (M_x) (rys. 8) powodują na zewnętrznej stronie zwiększenie naprężeń o wartość 0,16 MPa do 1,48 MPa i zmniejszenie po stronie wewnętrznej do 1,19 MPa. Uwzględniając istniejące zbrojenie o stopniu $\rho_l = 0,85\%$ i przyjmując stosunek modułów sprężystości stali do betonu $\alpha_{et} = 23$, wielkość naprężeń rozciągających zmniejsza się do wartości $\sigma_x = 1,21$ MPa na stronie zewnętrznej do 1,11 MPa w środku i minimalnie po stronie wewnętrznej do wartości 1,01 MPa. Jak z tego wynika na całej grubości przekroju naprężenia rozciągające przekraczają wytrzymałość na rozciąganie $f_{ctk} = 1,0$ MPa.

W przypadku dodatkowego obciążenia termicznego w postaci gradientu temperatury na płaszczu zbiornika równego -15 deg, co ma miejsce w porze zimowej, mamy do czynienia ze znacznie większymi momentami zginającymi (rys. 8b) oraz dużą koncentracją maksymalnych sił rozciągających przy koronie ścian zbiornika (rys. 7b). Uwzględniając zbrojenie analogicznie jak wcześniej otrzymamy następujące wielkości naprężeń rozciągających. Na wysokości około 2,9 m licząc od dna zbiornika po stronie zewnętrznej $\sigma_x = 2,51$ MPa, w środku 0,87 MPa i po stronie wewnętrznej naprężenia ściskające $-0,76$ MPa. U góry płaszczu po stronie zewnętrznej $\sigma_x = 2,41$ MPa w środku płaszczu 1,18 MPa i po stronie wewnętrznej praktycznie równe zero.



Rys. 7. Siły obwodowe (N_x [kN/m]) w płaszczu zbiornika: a) pora letnia (tylko parcie cieczy), b) pora zimowa (parcie cieczy i obciążenie termiczne płaszczu gradientem temp. równym – 15 deg)



Rys. 8. Momenty obwodowe (M_x [kNm/m]) w płaszczu zbiornika: a) pora letnia (tylko parcie cieczy), b) pora zimowa (parcie cieczy i obciążenie termiczne płaszczu gradientem temp. równym -15deg)

Uwzględniając wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej w której uwzględnione zostały obciążenia ekstremalne wynikające z parcia cieczy przy maksymalnym napełnieniu jak też dodatkowo obciążenia termicznego okresu zimowego przyjęte w postaci gradientu temperatury na płaszczu zbiornika równego 15 deg, można jednoznacznie stwierdzić, że z uwagi na istniejące zbrojenie stan graniczny nośności (SGN) jest zabezpieczony. Ma to miejsce pod warunkiem, że zbrojenie obwodowe i pionowe od strony wewnętrznej zbiornika nie jest w zakresie korozji w stanie gorszym niż to zostało ustalone podczas wizji lokalnej od strony zewnętrznej.

Zakładając oprócz spełnienia warunków wytrzymałościowych z uwagi na SGN spełnienia również warunku wynikającego z ograniczenia rozwarcia rys z uwagi na trwałość ($w_{k,lim} = 0,3$ mm), ilość potrzebnego zbrojenia zarówno obwodowego jak i pionowego po stronie zewnętrznej jest niewystarczająca. Należy podkreślić, że przyjęta graniczna wartość rozwarcia $w_{k,lim} = 0,3$ mm spełnia jedynie warunek związany z trwałością i nie gwarantuje zachowania szczelności bez dodatkowego zabezpieczenia.

4. Ocena istniejącego stanu technicznego zbiorników

Obecnie po prawie 20 latach eksploatacji na podstawie przeprowadzonych badań w zakresie nośności granicznej SGN, która jest limitowana głównie ilością i jakością stali zbrojeniowej, można stwierdzić, że w obecnym stanie stabilność konstrukcji obu zbiorników nr 1 i nr 2 nie jest zagrożona. W zakresie trwałości, gdzie oprócz stali do gry wchodzi również beton, którego niska wytrzymałość decyduje nie tylko o nośności lecz także wpływa na ochronę stali przed korozją, sytuacja jest mniej optymistyczna. Z uwagi na niską wytrzymałość betonu, dużą niejednorodność i wątpliwą wodoszczelność istniały i ciągle

jeszcze istnieją przecieki. W jakim stopniu porowatość betonu i związane z tym przecieki wpłyną na trwałość obiektu trudno w chwili obecnej ustalić. Do tego niezbędne jest poznanie warstw wewnętrznych zbiornika w tym zarówno betonu jak i stali co będzie możliwe po przynajmniej czasowym wyłączeniu poszczególnych zbiorników z eksploatacji w celu udostępnienia do badań wnętrza zbiornika.

Podsumowując można stwierdzić, że żelbetowe płaszcze istniejących zbiorników spełniają wymagania normy PN:02 [2] dotyczące nośności (SGN), natomiast nie spełniają wymagań związanych ze stanami granicznymi użytkowości (SGU) zarówno jeżeli chodzi o szczelność jak też trwałość.

5. Wnioski i zalecenia końcowe

Dalsza eksploatacja zbiorników zwłaszcza w przypadku planowanego usprawnienia technologii eksploatacji wymaga radykalnych napraw dotyczących przede wszystkim płaszczy obu zbiorników. Z dokładnych badań wytrzymałości betonu jak też analizy statyczno-wytrzymałościowej uwzględniającej wpływ gradientu temperatury w okresie zimy wynika potrzeba uszczelnienia i naprawy betonu oraz uzupełnienia zbrojenia płaszczy zbiorników. Jednym z najbardziej racjonalnych sposobów wzmocnienia i naprawy byłoby wykonanie zewnętrznej zbrojonej warstwy betonu natryskowego tzw. torkretu. Warstwa narzutu o grubości co najmniej 5 cm wykonana z betonu B25 powinna być naniesiona na uprzednio odpowiednio przygotowaną powierzchnię zewnętrzną z której powinny być usunięte całkowicie warstwy farby i tynku. Oczyszczona powierzchnia przed torkretowaniem winna być powleczona odpowiednią warstwą szczerpną. Siatka zbrojenia z prętów ϕ 8 mm o oczkach 10×10 cm winna być przed betonowaniem zamocowana odpowiednim kołkowaniem (12 szt./m²) do ściany.

Krawędź górną płaszcza zbiornika w której z tytułu temperatur ujemnych występuje siła normalna-rozciągająca równa ok. 530 kN, należy wzmocnić nadbetonem o szerokości ściany i wysokości co najmniej 10 cm, zbrojonym podłużnie 10 prętami ϕ 16 mm ze stali klasy A-IIIIN. Nadbeton ten należy połączyć z istniejącą koroną ściany za pomocą stalowych sworzni odpowiednio zakotwionych w istniejącej ścianie.

Nakładanie betonu natryskowego po stronie zewnętrznej należy wykonać po napełnieniu zbiornika przy dodatniej temperaturze powietrza.

Przed wykonaniem naprawy zewnętrznej należy ocenić stan powierzchni wewnętrznej, następnie zależnie od tej tego dokonać jej naprawy i uszczelnienia. Wybór sposobu wykonania izolacji szczelnej uzależniony jest od stanu technicznego wewnętrznej powierzchni zbiornika. W przypadku znacznych ubytków betonu i korozji stali zbrojeniowej autorzy zalecają wykonać naprawę i jednocześnie izolację szczelną przy zastosowaniu wodoszczelnej warstwy betonu natryskowego o grubości $4 \div 5$ cm i zbrojeniu siatką ϕ 6 mm o oczkach 10 cm. W innym przypadku można wykonać systemową izolację wodoszczelną.

Literatura

1. PN-B/84-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
2. PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
3. Godycki-Ćwirko T.: *Morfologia rys w konstrukcjach z betonu*, Wydawnictwo Pol. Białostockiej, 1982.