BUDOWNICTWO
CZASOPISMO TECHNICZNE
TECHNICAL TRANSACTIONS
CIVIL ENGINEERING
WYDAWNICTWO POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ
2-B/2011
ZESZYT 18
ROK 108
ISSUE 18
YEAR 108

ANDRZEJ SERUGA, TERESA SERUGA, MARCIN MIDRO*

MODERNIZACJA WYDZIELONYCH KOMÓR FERMENTACYJNYCH PO 45 LATACH EKSPLOATACJI

MODERNIZATION OF SEPARATED DIGESTER TANKS AFTER 45 YEARS OF EXPLOITATION

Streszczenie

W roku 1965 zrealizowano dwie wydzielone komory fermentacyjne w oczyszczalni ścieków w Żywcu. Są to zbiorniki powszechnie stosowane o ścianie walcowej sprężonej zewnętrznymi cięgnami pasmowymi. Kopuła żelbetowa sprężona jest za pomocą cięgien wewnętrznych, usytuowanych w dolnym żelbetowym wieńcu. Po wykonaniu nowej komory fermentacyjnej w 2009 roku istniejące zbiorniki zostały zmodernizowane i przeznaczone na zbiorniki magazynowe osadu.

Słowa kluczowe: zbiornik, kopuła, naprężenia, okres użytkowania konstrukcji

Abstract

Two separated digester tanks were realized in 1965 year in Żywiec waste treatment plant. These are commonly used tanks which cylindrical wall is prestressed with external band tendons. The dome made of reinforced concrete is prestressed with internal tendons stabilised in lower cylindrical reinforced concrete beam. In 2009 year the new digester tank was constructed and the old tanks have been qualified for sediment tanks after modernization works.

Keywords: tank, reinforced cupola, stress, service life

* Dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK, dr inż. Teresa Seruga, mgr inż. Marcin Midro, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

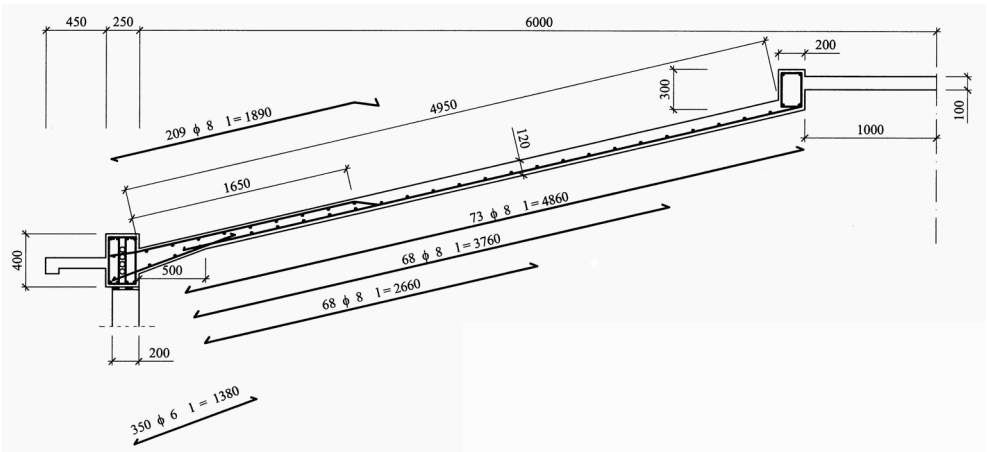
1. Wstęp

W 1965 roku w oczyszczalni ścieków w Żywcu zrealizowano dwie wydzielone komory fermentacyjne. W 1997 roku w związku ze stwierdzeniem nieszczelności połączenia kopuły z powłoką walcową przeprowadzono ocenę stanu technicznego zbiorników w szczególności przeanalizowano stan graniczny nośności powłoki walcowej, z uwagi na stwierdzone zagrożenie korozyjne cięgien sprężających usytuowanych najwyżej w stosunku do górnej krawędzi ściany zbiornika. W 1999 roku dokonano oceny stanu technicznego kopuł WKF na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych jakości betonu oraz analizy stanu zarysowania konstrukcji przykrycia. Obliczenia statyczne wykazały, że przyczyną zarysowania ww. kopuł są naprężenia termiczne w betonie, które rozwinęły się w wyniku zniszczenia warstw izolacyjnych ułożonych na konstrukcji kopuły w okresie przekazywania jej do eksploatacji. Z uwagi na działania prowadzone przez kierownictwo oczyszczalni ścieków, zmierzające do wybudowania nowego zbiornika WKF w ramach projektowanej modernizacji, podjęto decyzję o wykonaniu okresowych napraw i warunkowym dopuszczeniu obiektu do eksploatacji. W 2009 roku po wykonaniu nowej komory fermentacyjnej użytkowane dotychczas dwie komory fermentacyjne zaadaptowano na zbiorniki magazynowe osadu nadmiernego oraz osadu zagęszczonego. Było to możliwe po modernizacji obu obiektów polegającej na wymianie konstrukcji przykrycia oraz wykonaniu wejść z poziomu terenu do środka zbiornika przez otwory w powłoce walcowej.

2. Opis konstrukcji zbiorników

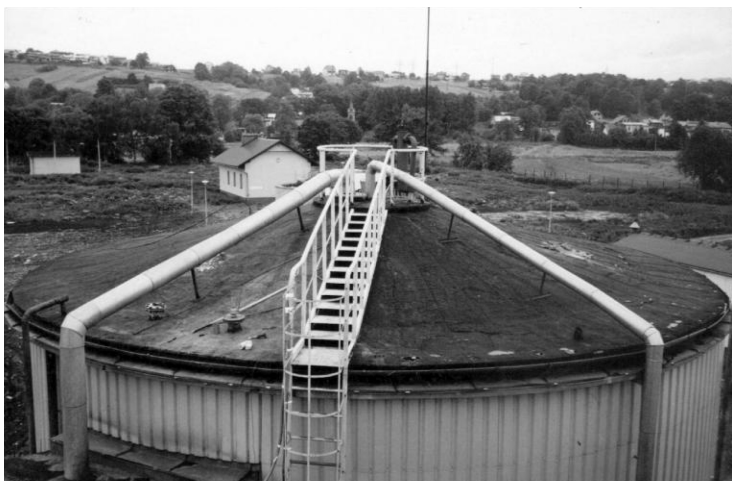
Wykonane w 1965 roku w oczyszczalni ścieków w Żywcu dwa jednakowe cylindryczne zbiorniki WKF mają pojemność jednostkową 1000 m^3. Ściana zbiornika połączona została z pierścieniem fundamentowym w sposób przegubowo-przesuwny. Przykrycie zbiornika stanowi monolityczna żelbetowa stożkowa kopuła. Zbiornik ma średnicę wewnętrzną 12,0 m i wysokość ściany 8,6 m. Ściana zbiornika o grubości 0,20 m wykonana jest z betonu hydrotechnicznego na kruszywie bazaltowym o projektowanej średniej wytrzymałości na ściskanie 30 MPa. Do betonu użyto kruszywa bazaltowego oraz cementu portlandzkiego 35 charakteryzującego się małym skurczem. Na obwodzie zbiornika znajduje się sześć pilastrów, rozmieszczonych symetrycznie, o szerokości 0,92 m i grubości 0,4 m wraz z powłoką walcową [1]. Ścianę zbiornika sprężono pojedynczymi cięgnami zewnętrznymi, dwuprzęsłowymi, pasmowymi typu 12 ø5 w systemie odcinkowym. Siłę naciągową stabilizowano w zakotwieniach stożkowych wyprodukowanych przez Politechnikę Krakowską. Na wysokości ściany rozmieszczono 35 obwodów cięgien, przy czym każdy obwód złożony jest z trzech odcinków, kotwionych przemiennie w pilastrach parzystych i nieparzystych. W celu zmniejszenia strat siły sprężającej spowodowanych tarciem pomiędzy cięgnami a powłoką walcową rozmieszczono stalowe podkładki toczne z drutu o średnicy 5 mm. Podkładki toczne spełniały jednocześnie drugą funkcję a mianowicie umożliwiały narzucenie warstwy torkretu na powierzchnię ściany zbiornika w taki sposób, aby cięgno współpracowało ze ścianą zbiornika i było zabezpieczone przed korozją.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 1. Przekrój poprzeczny kopuły zbiornika WKF

Fig. 1. Vertical cross section of digisted tank dome



Rys. 2. Widok ogólny zbiornika po remoncie ściany w 1997 roku

Fig. 2. General view of tank after renovation of tank wall in 1997 year

Po wykonaniu torkretu powłoka walcowa zbiornika została zabezpieczona przed oddziaływaniem czynników atmosferycznych za pomocą ścianki o grubości 0,25 m wybudowanej na pierścieniu fundamentowym z cegły pełnej, usytuowanej w odległości 70 mm od powierzchni ściany zbiornika.

Żelbetowa stożkowa kopuła o wysokości 1,97 m i grubości 0,12 m oparta jest na ścianie zbiornika za pośrednictwem wieńca dolnego o przekroju 0,25×0,40 m. W górnej części kopuła zwieńczona jest wieńcem o średnicy wewnętrznej 2,0 m i przekroju 0,20×0,30 m (rys. 1). Kopułę wykonano z betonu na kruszywie granitowym, o projektowanej średniej wytrzymałości na ściskanie 17 MPa. Wieniec dolny kopuły wykonano z betonu o projektowanej średniej

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wytrzymałości na ściskanie 30 MPa. Wieniec ten jest sprężony dwuprzęsłowymi cięgnami wewnętrznymi, pasmowymi typu 12 ø5 mm, kotwionymi w sześciu pilastrach i rozmieszczonymi w czterech obwodach po trzy cięgna w każdym obwodzie. Pilastry w poziomie wieńca mają szerokość 1,62 m, a ich grubość na zewnątrz wieńca wynosi 0,20 m. Połączenie konstrukcji przykrycia ze ścianą komory jest przegubowo przesuwne, a powierzchnię poślizgu stanowią dwie warstwy papy na lepiku.

Zbrojenie kopuły (rys. 1) zgodnie z projektem należało wykonać z prętów stali gładkiej klasy A-I, z zapewnieniem otulenia 50 mm. Zbrojenie obwodowe o średnicy 6 mm ułożono co 0,18 m. Zbrojenie promieniowe dolne ułożono naprzemiennie z prętów średnicy 8 mm o trzech długościach. Rozstaw tych prętów na obwodzie wieńca dolnego wynosi 0,18 m. Z wieńca dolnego wyprowadzono na długość 1,50 m od krawędzi zbrojenie promieniowe o średnicy 8 mm, co 0,18 m, przy zewnętrznej powierzchni kopuły. Na pozostałej części kopuła nie jest zbrojona przy zewnętrznej powierzchni.

Ocieplenie kopuły zaprojektowano z pianobetonu o grubości 0,12 m, o ciężarze objętościowym g = 5,0 kN/m^3. Na warstwie dociskowej z zaprawy cementowej przewidziano izolację przeciwwilgociową z dwóch warstw papy na lepiku.

3. Stan techniczny i naprawa ściany zbiorników

W 1983 roku w wyniku stwierdzonego przedostawania się ścieków przez połączenie na poziomie górnej krawędzi ściany z pierścieniem fundamentowym zmodyfikowano rozwiązanie tego fragmentu połączenia wprowadzając na całym obwodzie od strony wewnętrznej odpowiednio wyprofilowany uszczelniający pasek z blachy o grubości 0,3 mm, w bruździe wypełnionej kitem fugowym. Rozwiązanie to okazało się nieskuteczne z uwagi na podciśnienie gazu panujące w kopule.

Z uwagi na zły stan ścianki ocieplającej została ona usunięta w 1996 roku, co umożliwiło dokonanie oceny stanu technicznego cięgien sprężających, zakotwień i torkretu. Stwierdzono następujące uszkodzenia:

– braki i odpryski torkretu z cięgien sprężających powstałe w wyniku niezbyt starannego wykonawstwa i częstych przelewów ścieków przez nieszczelne połączenie kopuły ze ścianką,
– ślady przecieków na styku wieńca kopuły z górną krawędzią powłoki walcowej,
– odsłonięcie kilku bloków kotwiących usytuowanych w pilastrach powłoki, jak i w pilastrach wieńca kopuły (widoczne stożki kotwiące i druty sprężające),
– lokalnie występującą korozję na niezabezpieczonych fragmentach cięgien sprężających, jedno z najwyżej usytuowanych cięgien było w całym przekroju skorodowane,
– zawilgocenia ścianki między pilastrami na styku z dnem oraz w dolnych częściach ściany zbiornika.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń statycznych i analiz uznano za konieczne wykonanie następujących robót naprawczych:

– Oczyszczono powłoki cięgien sprężających i zaspoinowano widoczne ubytki torkretu oraz jego połączenia z pierścieniem fundamentowym z zastosowaniem cementu do uszczelniania FIX 10-S firmy Schomburg, następnie nałożono masę uszczelniającą AQAFIN 2K. Zabezpieczono zaprawą widoczne w niektórych miejscach zbrojenie sprężające i bloki kotwiące.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

– Nałożono na pierścieniu fundamentowym (po uzupełnieniu jego ubytków zaprawą cementową 1:3 na cemencie portlandzkim klasy 35) dwie warstwy papy na lepiku z wywinięciem ich na sucho na ściankę zbiorników w celu umożliwienia odkształceń papy na styku.
– Z uwagi na to, że górna powierzchnia pierścienia fundamentowego zlokalizowana jest około 2,0 m poniżej poziomu terenu na zewnątrz ściany zbiorników wykonano na istniejącym fundamencie pierścień o grubości 0,15 m i o wysokości 1,5 m zbrojony prętami ze stali 18G2 o średnicy 16 mm co 0,2 m w kierunku pionowym i o 10 mm co 0,1 m w kierunku poziomym. Przestrzeń między ścianami wypełniono arkuszami styropianu o łącznej grubości 50 mm. Na górnej części pierścienia osadzono stalowe marki do stabilizacji konstrukcji nośnej ocieplenia na całej wysokości ściany.
– W poziomy styk pomiędzy ścianką walcową a kopułą wprowadzono sznur konopny smołowany o średnicy 20 mm i profilowany kit asfaltowo-kauczukowy Laterbit BG o 25 mm. Wypełnienie dociśnięto bednarką stalową ocynkowaną o szerokości 40 mm, stabilizowaną kołkami rozporowymi. Całość połączenia pokryto zaprawą cementową z dodatkiem zaprawy klejowej Atlas.
– Skorodowane cięgno zewnętrzne zastąpiono cięgnem koncentrycznym typu 12ø5 mm umieszczonym w osłonce polietylenowej prowadzonej na zewnętrznej powierzchni ściany zbiornika na długości 1/3 obwodu. Na całej szerokości pilastra przelotowego i na pilastrach kotwiących wykonano przekucia umożliwiające wprowadzanie osłonek stalowych karbowanych o średnicy 70 mm. Na pilastrach kotwiących umieszczono w strefie zakotwień spiralę o średnicy 0,16 m z drutu ø 6 mm. Pod bloki kotwiące zastosowano płyty oporowe o wymiarach 0,20×0,25 m z płaskownika grubości 25 mm. Naciąg zrealizowano z siłą 250 kN. Kanał kablowy wypełniono zaczynem cementowym o stosunku w/c = 0,4 na cemencie portlandzkim bez dodatków.
– Konstrukcję nośną ocieplenia wykonano z ceowników stalowych 100×50 mm (o długości 6,3 m) ustawionych pionowo i spawanych do marek osadzonych na zewnętrznym pierścieniu fundamentowym. W poziomach około 1/3 i 2/3 wysokości ściany zbiornika stabilizowano ceowniki za pomocą śrub rozporowych kotwionych do ściany między cięgnami sprężającymi. Do ceowników zamocowano obwodowo na wysokości, co około 1,5 m, łaty drewniane impregnowane o przekroju 0,02×0,10 m. Ocieplenie wykonano z dwóch warstw styropianu o grubości łącznej 50 mm klejonych do powierzchni betonu ściany i między sobą. Pomiędzy ceownikami a styropianem umieszczono rozpórki dystansowe.

Arkusze blachy trapezowej powlekanej (o szerokości 1,08 m i o długości 6,3 m) zamocowano do łat z wypuszczeniem poniżej górnej powierzchni pierścienia fundamentowego. W wypadku przelewu ścieki mogłyby wydostać się na zewnątrz pomiędzy blachą trapezową a zaizolowanym papą pierścieniem fundamentowym.

Po wykonaniu uszczelnienia styku wieńca kopuły ze ścianą zbiornika zawieszono na uprzednio przymocowanej do wieńca kopuły konstrukcji, z kątowników L80×80 o długości 100 mm (w przedłużeniu ceowników) oraz łat drewnianych usytuowanych obwodowo, arkusze blachy trapezowej o długości 1,0 m. Widok ogólny jednego ze zbiorników po wykonanych robotach naprawczych przedstawiono na rys. 2. Kopuła zbiornika pozostała w stanie niezmiennym od 1965 roku. Szczegółowo opisany stan uszkodzeń i zalecenia przedstawiono w pracy [2].

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4. Stan techniczny zbiorników w latach 1999–2009

4.1. Badania doświadczalne w 1999 roku

W związku z planowaną rozbudową oczyszczalni dokonano oceny stanu technicznego komór i ich przydatności w nowej strukturze. W tym celu w 1999 roku wykonano na każdej z kopuł trzy odwierty przelotowe o średnicy 80 mm, pobierając próbki do badań wytrzymałościowych, strukturalnych i chemicznych betonu. Ogólny widok miejsc pobrania odwiertów przedstawiono na rys. 2. Wykonane odkrywki umożliwiły ustalenie rodzaju i grubości warstw pokrycia kopuł, które przedstawiały się następująco:

– izolacja wodoszczelna z dwóch warstw papy na lepiku, wykazująca liczne uszkodzenia i odspojenia powodujące lokalne nieszczelności,
– warstwa dociskowa z zaprawy cementowej o grubości 40 do 50 mm, silnie zawilgocona, spękana i rozwarstwiająca się,
– ocieplenie stropu z dwóch warstw supremy o grubości około 50 mm, zniszczone i silnie zawilgocone,
– konstrukcja powłoki stożkowej z betonu cementowego na kruszywie granitowym łamanym, o grubości od 0,095 do 0,12 m. Badany beton był silnie zniszczony od strony działania biogazu, co przełożyło się na znaczne zróżnicowanie grubości.

W wyniku badań odwiertów stwierdzono, że beton konstrukcji kopuły wykazuje korozję siarczanową w całym przekroju płyty. Zawartość jonów siarczanowych wynosiła od 2,5 do 4,0% na jednostkę masy spoiwa przy wartości dopuszczalnej dla konstrukcji żelbetowych wynoszącej 3,0%. Zawartość jonów chlorkowych w zewnętrznych warstwach kopuły dochodziła do wartości granicznej (0,4% masy spoiwa), przy czym w jednym przypadku zarejestrowano wynik na poziomie 0,42%. Odczyn wyciągu wodnego pH zawarty był w przedziale od 8,20 do 11,80. Średnia gęstość betonu określona na podstawie 6 próbek wynosiła 2,26 kg/dm^3. Wskutek inkrustacji betonu gipsem i anhydrytem miał on niewielką nasiąkliwość, nieprzekraczającą 5%. Wytrzymałość betonu na ściskanie określona na próbkach walcowych $ø = h = 80$ mm wynosiła od 38,4 MPa (WKF nr 2) do 42,8 MPa (WKF nr 1) [3].

Pozyskane wraz z odwiertami betonu próbki zbrojenia kopuł wykazywały silną korozję powierzchniową i wżerową. W niektórych odwiertach wkładki zbrojenia uległy całkowitej degradacji. W pozostałych odwiertach ubytki średnicy zbrojenia dochodziły do 40%.

Badania doświadczalne wykazały, iż otulenie zbrojenia w niektórych partiach kopuły wynosiło 20 do 25 mm.

Wykonując odwierty betonu z kopuły zbiorników, pobrano jednocześnie próbki betonu z warstwy dociskowej. Wyniki otrzymane z badań warstwy dociskowej przedstawiono w tabeli 1.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tabela 1

Wyniki badania betonu warstwy dociskowej obu kopuł zbiorników WKF

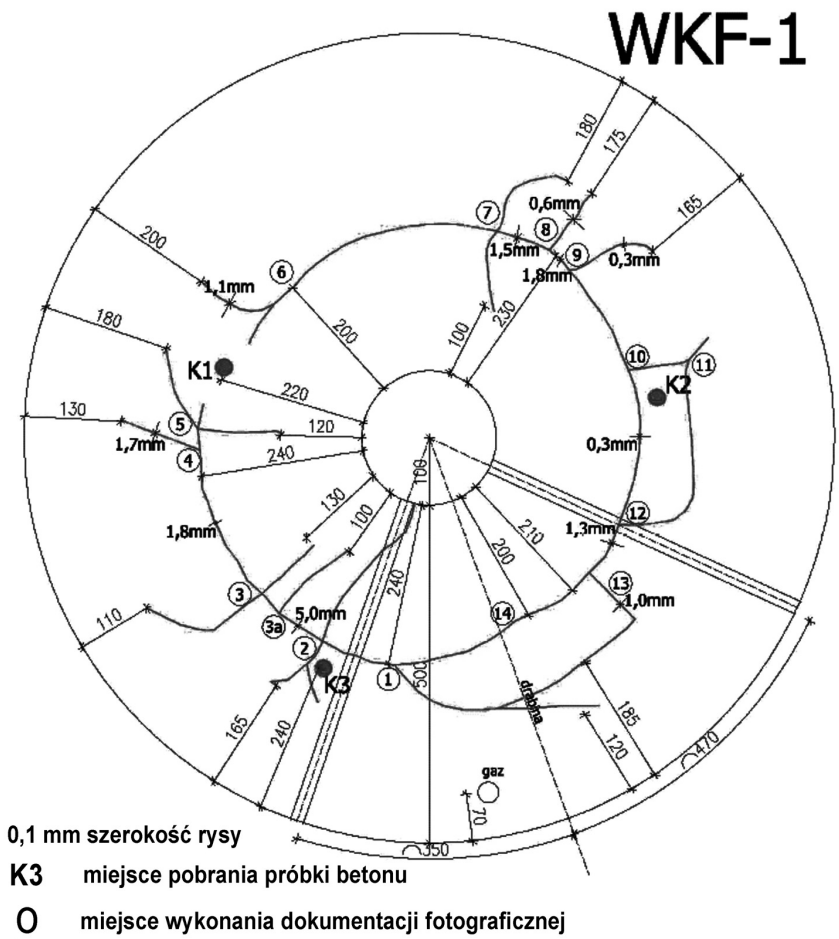
Badany obiekt	Nr odwiertu	Odczyn wyciągu wodnego pH	Ilość kruszywa na jednostkę masy spoiwa	Zawartość jonów [% masy spoiwa]	
				SO_4^{2-}	Cl^-
WKF nr 1	1	10,80	3,8	3,4	0,08
	2	10,60	4,2	3,4	0,08
	3	11,10	4,8	3,4	0,16
WKF nr 2	1	11,60	4,2	2,5	0,48
	2	11,00	4,2	2,5	0,32
	3	11,40	4,0	2,5	0,25

4.2. Badania doświadczalne w 2002 roku i wyniki obliczeń statycznych kopuł

W związku z koniecznością dalszej eksploatacji zbiorników WKF (pozyskanie środków finansowych na rozbudowę i modernizację oczyszczalni w toku) w 2002 roku podjęto działania mające na celu określenie faktycznego stanu technicznego przykrycia. Na kopułach obu zbiorników zdjęto warstwy pokrycia wycinając dwa pasma szerokości 0,4 m wzdłuż tworzącej powłoki przykrycia od dolnego do górnego wieńca żelbetowego zbiornika nr 2. Pasma te poprowadzono przez odwierty z 1999 roku. W wyniku dokonanych odkrywek stwierdzono, że ocieplenie stanowią dwie warstwy supremy o grubości po 50 mm (zamiast płyt pianobetonowych), niespełniające swojej funkcji. W wyniku degradacji supremy uszkodzeniu uległa wylewka cementowa o grubości 50 mm. Przyczyną uszkodzenia była zamarzająca woda przesączająca się przez nieszczelną warstwę izolacji przeciwwilgociowej. W chwili dokonania odkrywek woda zalegała na długości 1,0 m od dolnego wieńca wzdłuż tworzącej. Po osuszeniu płyty żelbetowej zlokalizowano na jednym pasie dwie rysy obwodowe. Górna rysa o szerokości 0,35 mm znajdowała się w odległości 2,0 m, a dolna o szerokości 0,25 mm w odległości 3,27 m od zewnętrznej powierzchni bocznej górnego wieńca żelbetowego. W paśmie drugim górna rysa o szerokości 0,3 mm zlokalizowana była w odległości 1,8 m, natomiast dolna rysa o tej samej szerokości w odległości 2,50 m od zewnętrznej powierzchni bocznej górnego wieńca żelbetowego. Wysunięto wniosek, że rysy te występują na całym obwodzie górnej powierzchni kopuły w paśmie wysokości, na którym nie przewidziano obliczeniowego ani konstrukcyjnego zbrojenia (rys. 1).

Po usunięciu warstw pokrycia przeprowadzono inwentaryzację rys widocznych na górnej powierzchni kopuł. W kopułach stwierdzono występowanie ciągłych obwodowych rys i spękań, których rozwarcie dochodzi nawet do 5 mm. Spękania te usytuowane są w odległości około 2,20 m od wieńców górnych obydwu kopuł. Oprócz spękań obwodowych kopuł występują liczne rysy o kierunku zbliżonym do promieniowego oraz rysy obwodowe na części obwodu. Szerokość tych rys wynosi od 0,3 do 1,8 mm. Wyniki inwentaryzacji rys przedstawiono na przykładzie kopuły zbiornika WKF nr 1 (rys. 3).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 3. Ogólny widok rys zlokalizowanych na kopule komory WKF nr 1

Fig. 3. General view of cracks lokalized on dome digester no. 1

W obliczeniach statycznych powłoki stożkowej wykonanych w 1962 roku uwzględniono:

- obciążenia stałe:
  - 4 warstwy papy bitumicznej,
  - wylewka grubości 0,02 m,
  - pianobeton grubości 0,15 m,
  - płyta żelbetowa grubości 0,12 m o łącznym obciążeniu charakterystycznym 5,0 kN/m^2,
- obciążenie śniegiem (II strefa) 0,8 kN/m^2,
- obciążenie użytkowe 1,5 kN/m^2.

Ponadto w kombinacji obciążeń wykluczono jednoczesne działanie obciążenia użytkowego i śniegu. Powłokę stożkową potraktowano jako swobodnie opartą na ścianie zbiornika. Pominięto w rozważaniach oddziaływanie temperatury oraz ciśnienia gazu.

W obliczeniach statycznych wykonanych w 2002 roku za pomocą programu DIANA powłokę stożkową potraktowano jako przegubowo przesuwnie połączoną ze ścianą zbiornika.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

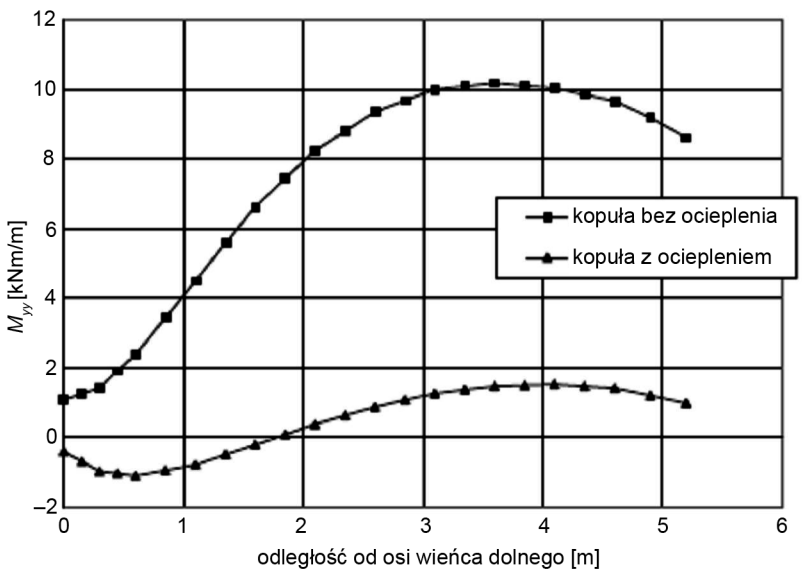
W połączeniu przyjęto współczynnik tarcia μ = 0,5. Ciśnienie gazu wewnątrz komory WKF przyjęto o wartości 0,003 N/mm^2. Obciążenie kopuły temperaturą obliczono przyjmując dwa warianty rozwiązania konstrukcyjnego:

- powłoka stożkowa bez ocieplenia (stan istniejący), dla którego różnica temperatur na grubości płyty wynosi 21,82°C,
- powłoka stożkowa z ociepleniem ze styropianu o grubości 50 mm i warstwą dociskową o grubości 50 mm (zaprawa cementowa), dla którego różnica temperatur na grubości płyty wynosi 2,81°C.

Do obliczeń przyjęto temperaturę wewnętrzną wynoszącą 36°C oraz temperaturę na zewnątrz –24°C.

Obciążenie cięgnami sprężającymi usytuowanymi w dolnym wieńcu żelbetowym potraktowane zostało jako obciążenie stałe. Przyjęto wartość obliczeniową siły po stratach doraźnych i reologicznych w cięgnie wynoszącą 101,7 kN.

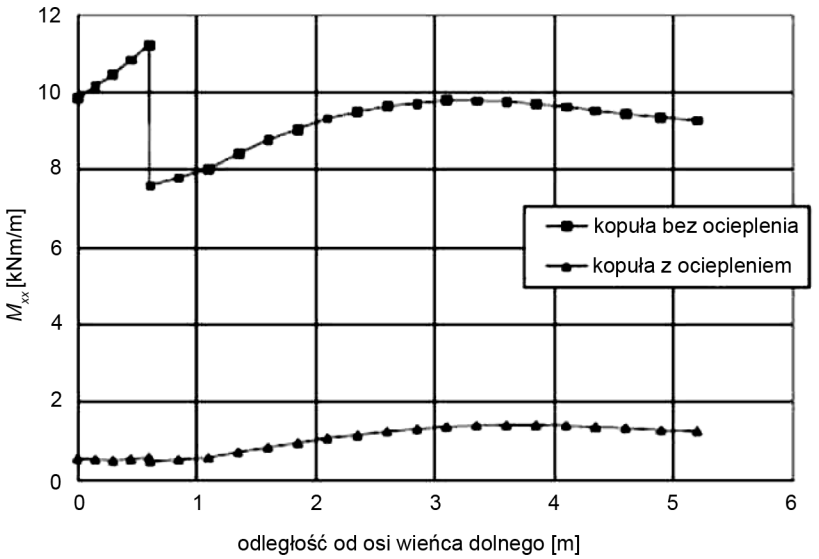
W celu zobrazowania wpływu temperatury na stan wytężenia powłoki zestawiono wykresy dla stanu kopuły bez ocieplenia i z ociepleniem, kolejno dla momentów południkowych (rys. 4), momentów równoleżnikowych (rys. 5), sił południkowych (rys. 6) i sił równoleżnikowych (rys. 7). Początek układu współrzędnych pokrywa się z osią dolnego wieńca, natomiast oś odciętych jest styczna do powierzchni powłoki. Wartości końcowe wykresów podano dla x = 5,19 m, co odpowiada położeniu osi wieńca górnego. Z analizy otrzymanych wyników wnioskuje się, że powłoka jest ściskana wzdłuż tworzącej oraz w kierunku równoleżnikowym z wyjątkiem dolnego wieńca, który jest rozciągany (rys. 4, 5). Największa siła rozciągająca wieniec powłoki ocieplonej wynosi 49 kN, co wywołuje naprężenia 0,49 MPa, natomiast w powłoce bez ocieplenia siła ta wynosi 127 kN, a naprężenie 1,27 MPa. Wartości tych naprężeń nie przekraczają wytrzymałości betonu na rozciąganie.



Rys. 4. Rozkład momentów południkowych wzdłuż tworzącej kopuły

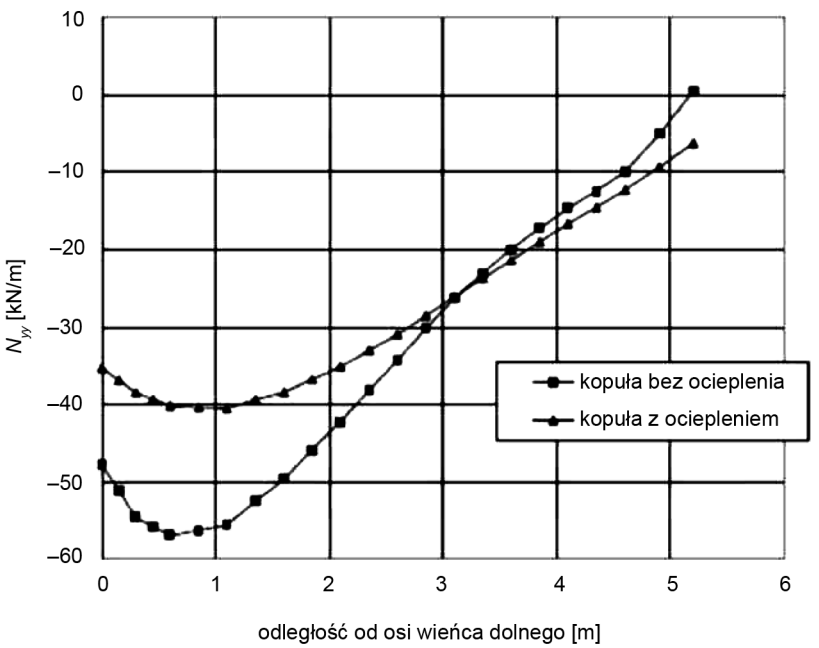
Fig. 4. Distribution of vertical bending moments along dome high

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 5. Rozkład momentów równoleżnikowych wzdłuż tworzącej kopuły

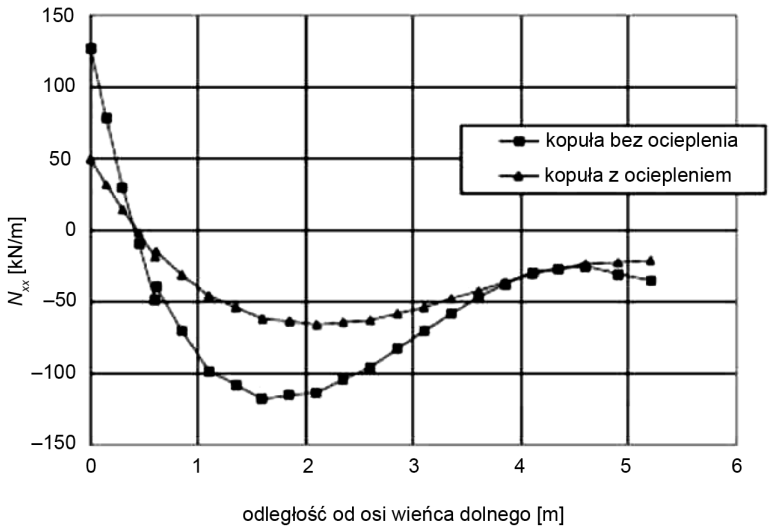
Fig. 5. Distribution of horizontal bending moments along dome high



Rys. 6. Rozkład sił południkowych wzdłuż tworzącej kopuły

Fig. 6. Distribution of vertical forces along dome high

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 7. Rozkład sił równoleżnikowych wzdłuż tworzącej kopuły

Fig. 7. Distribution of horizontal forces along dome high

Momenty zginające południkowe i równoleżnikowe obliczone dla kopuły bez ocieplenia wywołują rozciąganie zewnętrznych włókien na jej całej powierzchni górnej. Największe wartości momentów wynoszą odpowiednio M_{yy} = 10,18 kNm/m, M_{xx} = 9,79 kNm/m. Wartościom tym odpowiadają naprężenia rozciągające w betonie, które po uwzględnieniu sił ściskających powłokę wynoszą 4,08 MPa i 3,60 MPa. Po ociepleniu kopuły wartości momentów zmniejszają się znacznie i wynoszą M_{yy} = 1,52 kNm/m i M_{xx} = 1,40 kNm/m, co nie zagraża jej zarysowaniem.

Maksymalny moment południkowy występuje w odległości około 2 m od osi górnego wieńca, co pokrywa się ze strefą występowania w kopułach obu zbiorników ciągłych rys obwodowych. Znaczna ich rozwartość spowodowana była brakiem zbrojenia kopuł w tej części. Występujące lokalnie rysy obwodowe, w odległości 1,85 m od dolnego wieńca, powstały w pobliżu miejsca zakończenia górnego zbrojenia promieniowego kopuł. Wskutek przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie w kierunku równoleżnikowym powstały również rysy promieniowe (rys. 3).

Na podstawie przeprowadzonych badań i analizy numerycznej można wnioskować, że głównym czynnikiem powodującym uszkodzenia powłok kopuł WKF były wpływy termiczne [4]. Mając na uwadze fakt, że skuteczność izolacyjna warstw ocieplających i jakość ich wykonania była niska, a uszkodzenia postępowały w wyniku długotrwałego użytkowania, stwierdzono konieczność dokonania rzetelnej oceny stanu technicznego wszystkich zbiorników tego typu, aby nie dopuścić do ich awarii.

W oparciu o wyniki otrzymane z badań doświadczalnych jak i wnioski wynikające z analiz obliczeniowych uznano za konieczne podjęcie stosownych działań zapewniających bezpieczną eksploatację zbiorników na najbliższe lata. Po zdjęciu warstw pokrycia i wysuszeniu betonu powłoki stożkowej rysy w kopułach zainiekowano żywicą epoksydową. Strefy zarysowane pokryto masą szpachlową na matach z włókna szklanego. Następnie zrealizowano

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

ocieplenie z pianki poliuretanowej o grubości 60 mm i zabezpieczono je powłoką ochronną na siatce, co skutecznie przedłużyło okres eksploatacji zbiorników WKF.

4.3. Badania doświadczalne w 2009 roku

W 2009 roku po oddaniu do eksploatacji nowej komory fermentacyjnej podjęto decyzję o przekwalifikowaniu dotychczasowych zbiorników WKF z przeznaczeniem na zbiorniki magazynowe osadu. Kopuły stożkowe obu zbiorników należało zastąpić przykryciem z tworzyw sztucznych.

4.3.1. Analiza chemiczna betonu z kopuły i ściany zbiorników

Podczas prowadzonych prac rozbiórkowych kopuł został pobrany materiał w postaci odkuwek betonu oraz w postaci zwiercin z otworów na głębokości od 0 do 50 mm, oddzielnie dla każdych 10 mm. Próbki pobrano ze ścian i kopuł zbiorników w miejscach charakterystycznych uszkodzeń.

Beton poddano analizie chemicznej zgodnie z [5, 6, 7]. Obejmowała ona oznaczenie odczynu wyciągu wodnego oraz procentowej zawartości jonów chlorkowych w spoiwie. Wyniki analizy chemicznej zwiercin wykazały zbliżoną wartość pH dla kopuł i ścian obu komór WKF. Otrzymane wartości zestawiono w tabelach 2 i 3. Odczyn pH zewnętrznej części otuliny (od 0 do 10 mm) dla wszystkich próbek pobranych z kopuł wynosił w granicach 9,40–9,60 i był poniżej wartości 11,80, która jest wartością graniczną zapewniającą pasywny stan stali zbrojeniowej [8].

Tabela 2

Wyniki badania betonu z kopuły zbiorników WKF (zwierciny)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [mm]	pH	Zawartość jonów Cl^- [% masy spoiwa]
1	Kopuła zbiornika	0–10	9,60	0,33
		10–20	10,10	0,15
		20–30	10,80	0,07
		30–40	11,40	–
		40–50	11,80	–

Tabela 3

Wartości skrajne wyników badania betonu z kopuły zbiorników WKF (odwierty)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [mm]	pH		Zawartość jonów Cl^- [% masy spoiwa]	
			Min	Max	Min	Max
1	Kopuła zbiornika	0–15	9,40	9,85	0,08	0,27
		15–30	10,40	10,90	0,07	0,16
		30–45	11,50	11,80	–	–

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Odczyn pH zewnętrznej części otuliny (od 0 do 10 mm) dla wszystkich zwiercin pobranych ze ścian wynosił powyżej wartości 11,80. Skażenie jonami chlorkowymi ścian nie przekraczało dopuszczalnej wartości, która wynosi 0,4% masy spoiwa. Wartości przedstawiono w tabelach 4 i 5.

Tabela 4

Wyniki badania betonu ze ściany zbiorników WKF (zwierciny)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [mm]	pH	Zawartość jonów Cl^-[% masy spoiwa]
1	Ściana zbiornika	0–10	11,80	0,05
		10–20	11,90	0,05
		20–30	11,90	–
		30–40	12,00	–
		40–50	12,05	–

Tabela 5

Wartości skrajne wyników badania betonu ze ściany zbiorników WKF (odwierty)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [mm]	pH		Zawartość jonów Cl^-[% masy spoiwa]	
			Min	Max	Min	Max
1	Ściana zbiornika	0–15	11,90	12,00	0,03	0,07
		15–30	11,98	12,05	0,03	0,05
		30–45	12,00	12,05	–	–

4.3.2. Wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej zbiorników

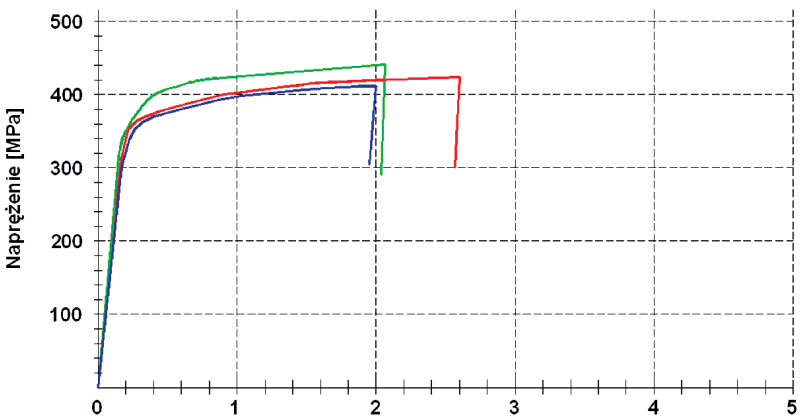
Stal zwykła z kopuły zbiorników

Zbrojenie płyty żelbetowej w kierunku południowym zaprojektowano i wykonano z prętów o średnicy 8 mm ze stali gładkiej, natomiast w kierunku równoleżnikowym z prętów o średnicy 6 mm, również ze stali gładkiej. W październiku 2009 roku zdemontowano kopułę na obu zbiornikach, a pozyskaną, losowo pobraną stal zbrojeniową przebadano w laboratorium Politechniki Krakowskiej (9 prętów o średnicy 8 mm, 3 pręty o średnicy 6 mm). Stal była lokalnie silnie skorodowana i wykazywała korozję zarówno powierzchniową, jak i wżerową. Po dokonaniu pomiaru stwierdzono ubytek średnicy zbrojenia dochodzący do 45%, co przekłada się na wyraźne obniżenie nośności przekroju konstrukcji [9]. Wybrane próbki stali niewykazujące uszkodzeń korozji wżerowej poddano badaniom wytrzymałościowym. Poniżej przedstawiono zdjęcie zerwanego pręta o średnicy 8 mm podczas statycznej próby rozciągania. Wyniki badań wytrzymałościowych ilustrują wykresy σ-ε dla stali zwykłej o średnicy 8 mm (rys. 9), dla stali zwykłej o średnicy 6 mm (rys. 10).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys. 8. Pręt o średnicy 8 mm zbrojenia kopuły po zerwaniu

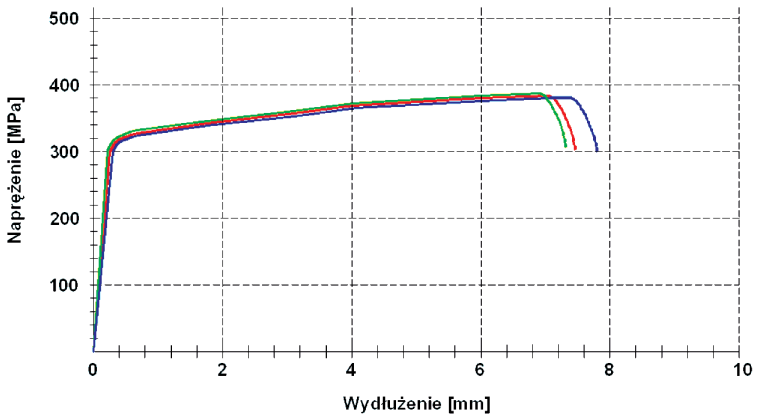
Fig. 8. Bar ϕ 8 mm of dome normal steel after testing



Rys. 9. Wykres σ-ε dla stali zwykłej o średnicy 8 mm

Fig. 9. Diagram σ-ε for normal steel ϕ 8 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



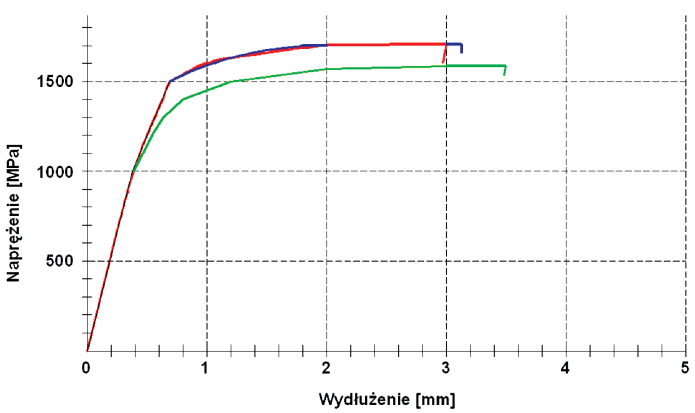
Rys. 10. Wykres σ-ε dla stali zwykłej o średnicy 6 mm

Fig. 10. Diagram σ-ε for normal steel ϕ 6 mm

Średnia wytrzymałość na rozciąganie prętów o średnicy 6 mm i 8 mm określona na 3 próbkach wynosi odpowiednio 383,0 i 421,6 MPa. Obserwując przebieg zależności σ-ε na wykresach 9 i 10, można stwierdzić, że badana stal nie wykazuje w sposób charakterystyczny granicy plastyczności. Widoczne jest gwałtowane załamanie wykresów przy poziomie naprężeń 300 i 350 MPa. Można zaobserwować również znaczne różnice w wartościach odkształceń granicznych w chwili zerwania próbek. Zaprezentowane badania doświadczalne wykazały, że zastosowana w konstrukcji stal charakteryzuje się wyższymi parametrami wytrzymałościowymi niż wartości przyjęte w dokumentacji projektowej.

Stal sprężająca na obwodzie ściany zbiornika

Próbki stali sprężającej o średnicy 5 mm, pobrane ze ściany zbiornika, po wykonaniu otworów wejściowych poddano również badaniom wytrzymałościowym. Poniżej przedstawiono wykres σ-ε dla zerwanych drutów o średnicy 5 mm (rys. 11) podczas statycznej próby rozciągania.



Rys. 11. Wykres σ-ε dla drutu o średnicy 5 mm stali sprężającej

Fig. 11. Diagram σ-ε for prestressing steel ϕ 5 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Średnia wytrzymałość stali sprężającej na rozciąganie określona na 3 próbkach wynosi 1678,6 MPa przy odchyleniu standardowym s = 63,85 MPa i współczynniku zmienności v = 3,8%. Obliczona wytrzymałość charakterystyczna wynosi 1573,95 MPa. Wytrzymałość ta jest większa od wytrzymałości charakterystycznej obliczonej na podstawie badań doświadczalnych tej samej stali sprężającej w 1964 roku, na 12 próbkach, podczas realizacji konstrukcji. Uzyskana wówczas wytrzymałość średnia na zerwanie wynosiła 1557,9 MPa przy odchyleniu standardowym s = 44,82 MPa i współczynniku zmienności v = 2,88%. Obliczona wytrzymałość charakterystyczna wynosiła 1484,4 MPa. Na podstawie otrzymanych wyników można wnioskować, że zastosowana stal sprężająca pochodziła z różnych dostaw. Należy zauważyć, że w obu przypadkach przebadane liczby próbek nie są liczbami reprezentatywnymi, niemniej jednak zastosowana stal spełniła założenia obliczeniowe w dokumentacji projektowej.

Na podstawie otrzymanych zależności σ-ε określono moduł sprężystości stali sprężającej na poziomie obciążeń od 0,2 do 0,7 wartości siły zrywającej [10], który wynosi 191,3 GPa.

5. Opis robót adaptacyjnych i podsumowanie

W 2009 roku po wykonaniu nowej komory fermentacyjnej użytkowane dotychczas dwie komory fermentacyjne zaadaptowano na zbiorniki magazynowe osadu nadmiernego oraz osadu zagęszczonego. W pierwszej kolejności przystąpiono do rozbiórki konstrukcji kopuły z pozostawieniem dolnego pierścienia obwodowego sprężonego cięgnami wewnętrznymi. Widok ogólny zbiorników na tym etapie rozbiórki przedstawiono na rys. 12 i 13.

Rys. 12. Widok z góry na zbiornik WKF nr 2 po usunięciu kopuły

Fig. 12. General view of tank no. 2 after demolition of reinforced dome

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys. 13. Widok na oba zbiorniki po usunięciu kopuł

Fig. 13. General view of tanks after demolition of reinforced domes

Rys. 14. Widok ogólny belki pierścieniowej

Fig. 14. General view of prestressed concrete ring beam

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys. 15. Widok uszkodzonej bitumicznej powłoki ochronnej na wewnętrznej powierzchni ściany

Fig. 15. View of damaged bituminous protective coating on internal surface of tank wali

Połączenie dolnego pierścienia sprężonego kopuły zbiornika z powłoką walcową zbiornika widoczne jest na rys. 14. Na górnej powierzchni pierścienia sprężonego można zauważyć fragmenty cegieł i pianki pozostałe na gzymsie. Po uzupełnieniu ubytków powstałych podczas demontażu kopuły wyprofilowano powierzchnię górną pierścienia sprężonego, na którym w późniejszym etapie osadzono konstrukcję lekkiego, powłokowego przykrycia.

Zbiorniki WKF były eksploatowane bez przerwy od 1965 roku. Przekazując zbiorniki do użytkowania, pokryto wewnętrzną powierzchnię ścian ochronnymi powłokami bitumicznymi. Na rysunku 15 widoczne są pozostałe fragmenty powłoki, przeważnie w dolnych częściach ściany zbiornika. W większości przypadków powłoka ta uległa zniszczeniu w górnych partiach ściany zbiornika (rys. 14 i 15). Widoczne na rys. 15 końcówki rur doprowadzające ścieki zostały usunięte i zastąpione rurami wykonanymi ze stali nierdzewnej.

Nowe przeznaczenie obiektów wymagało wykonania włazów wejściowych do zbiorników z poziomu terenu. Zachodziła zatem konieczność przecięcia dwóch cięgien sprężających, zewnętrznych, pasmowych typu 12ø5 mm. Przeprowadzone obliczenia statyczne wykazały konieczność wzmocnienia ścianki zbiornika przed przystąpieniem do wykonywania otworów o średnicy 700 mm. Wzmocnienie wykonano za pomocą taśm z włókien węglo-

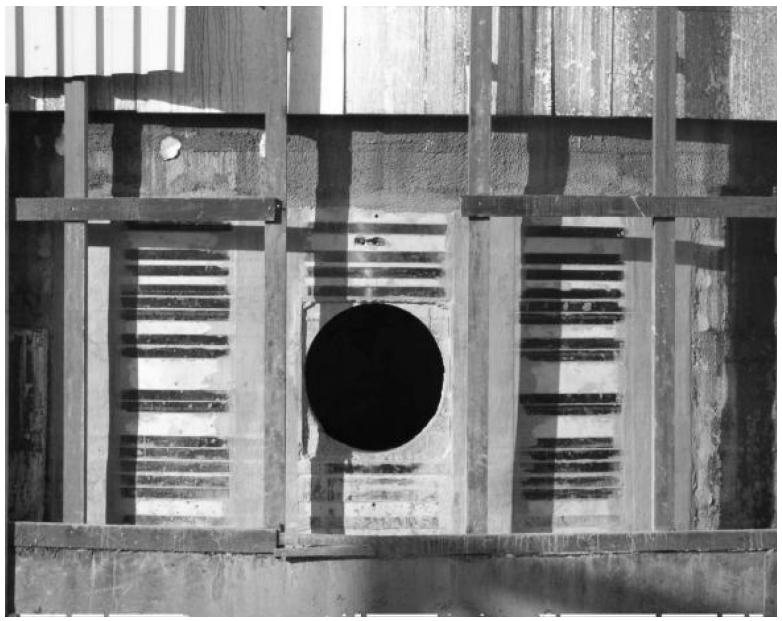
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wych naklejonych nad i pod otworami oraz po obu ich stronach. Przed nałożeniem taśm powierzchnię torkretu wyprofilowano przez wypełnienie wszelkich nierówności za pomocą masy szpachlowej na bazie żywic epoksydowych. Ogólny widok otworów oraz usytuowania taśm przedstawiono na rys. 16 i 17.

Cięgna sprężające po ich przecięciu w dalszym ciągu spełniają swoją funkcję, gdyż nie utraciły przyczepności ze ścianą zbiornika. Po nałożeniu taśm z włókna węglowego, a przed wykonaniem otworów, na końcach taśm naklejono maty z włókna węglowego w dwóch warstwach, co zapewniło dostateczne zakotwienie cięgien sprężających.

Na rysunkach 16 i 17 widoczna jest również konstrukcja nośna oparta na żelbetowym pierścieniu fundamentowym, połączona ze ścianą zbiornika i służąca do podwieszenia powłoki ochronnej ze stalowych blach trapezowych.

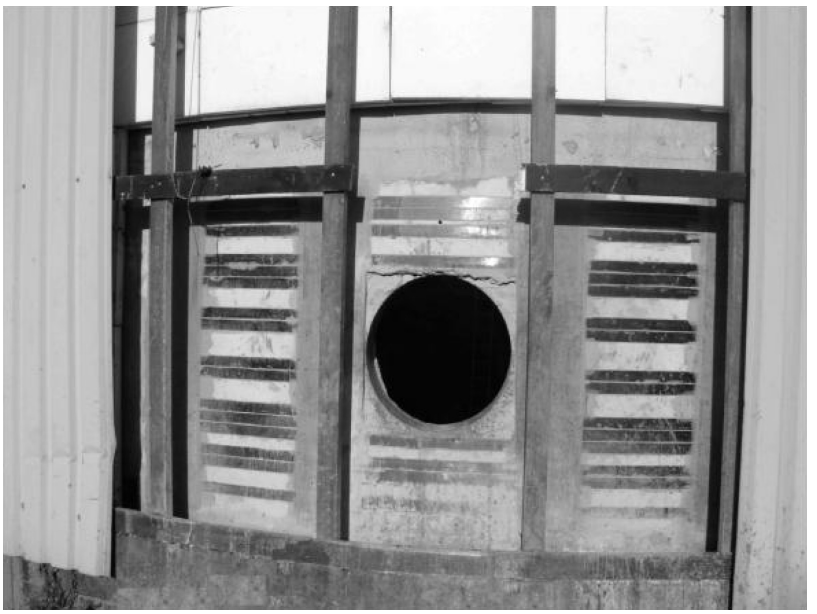
Na rysunkach 18 i 19 przedstawiono przekrój poprzeczny przez torkret i cięgna sprężające przy otworach zbiorników WKF nr 1 i 2. Na rysunku 19 widać lokalne pustki pomiędzy cięgnem sprężającym a ścianą zbiornika. Spowodowane to zostało brakiem minimalnego prześwitu pomiędzy drutami sprężającymi (5 mm), co uniemożliwiło przedostanie się torkretu. Należy jednak zauważyć, że pomimo tego zaniedbania stal sprężająca nie wykazywała objawów korozji, ponieważ nie była narażona na bezpośrednie działanie czynników atmosferycznych.



Rys. 16. Usytuowanie taśm wokół otworu włazowego zbiornika WKF nr 1

Fig. 16. Layout of carbon plates around the manhole on tank no. 1

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 17. Usytuowanie taśm wokół otworu włazowego zbiornika WKF nr 2

Fig. 17. Layout of carbon plates around the manhole on tank no. 2

Rys. 18. Poprawnie wykonany torkret na cięgnach sprężających

Fig. 18. Correctly executed torcrete over prestresing tendoms

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys. 19. Niepoprawnie wykonany torkret na cięgnach sprężających

Fig. 19. Uncorrectly executed torcrete over prestresing tendoms

Rys. 20. Widok ogólny prefabrykowanych kopuł wykonanych z laminatu

Fig. 20. General view of prefabicated, laminate domes

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rys. 21. Widok ogólny zbiorników po modernizacji w 2009 roku

Fig. 21. General view of tanks after modernization in 2009 year

Podczas rozbudowy oczyszczalni ścieków w Żywcu zaadaptowano kilka dotychczas eksploatowanych obiektów do pełnienia innych funkcji, wykorzystując ich konstrukcję nośną. Działanie takie daje możliwość uniknięcia likwidacji starych obiektów. W przypadku zbiorników WKF na pozostawionej ścianie walcowej zainstalowano samonośne lekkie przekrycie powłokowe z laminatu poliestrowo-szklanego (rys. 20, 21), którego jest obecnie głównym zadaniem hermetyzacja zbiorników oraz zmniejszenie uciążliwości osadu dla otoczenia.

Literatura

[1] Dokumentacja techniczno-projektowa zbiorników WKF w oczyszczalni ścieków w Żywcu, Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego, Kraków 1962.

[2] Seruga A., Seruga T., *Stan techniczny i naprawa wydzielonych komór fermentacyjnych po 30 latach eksploatacji*, XIX Konferencja Naukowo-Techniczna: Awarie Budowlane, Szczecin–Międzyzdroje, 19–22 maja 1999, materiały konferencyjne, 837-844.

[3] Fiertak M., Seruga A., Kańka S., Tracz T., *Badanie i ocena stopnia destrukcji betonu stropów WKF w Oczyszczalni Ścieków w Żywcu*, Instytut L-1, Politechnika Krakowska, Temat: L-1/376/99, Kraków 1999.

[4] Seruga A., Seruga T., Wojtasiewicz M., *Analiza i ocena stanu zarysowania żelbetowych kopuł zbiorników WKF po czterdziestu latach eksploatacji*, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna: Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze, Wrocław–Szklarska Poręba 2007.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

[5] BS 1881: Part 124, Methods for analysis of hardened concrete.
[6] PN-EN 196-2:2006 Metody badania cementu: Analiza chemiczna cementu.
[7] PN-EN12504-1 Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Odwierty rdzeniowe – Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
[8] Wieczorek G., *Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002.
[9] Destrebecq J.-F., Gwoździewicz P., Midro M., *Durability estimation of a reinforced concrete structure with regard to corrosion processes*, 6th International Conference AMCM, Łódź 2008.
[10] PN-EN ISO 15630-3:2004 Stal do zbrojenia i sprężania betonu: Metody badań. Część 3: Stal do sprężania.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ