

Stan techniczny stalowego zbiornika o pojemności 570 m³ w świetle badań nieniszczących

Condition of steel tank capacity 570 m³ in the light of non-destructive testing

Streszczenie

Badania są konieczne przy analizowaniu stanu technicznego konstrukcji eksploatowanej przez czas dłuższy. Omówione w artykule badania nieniszczące *in situ*, elementów stalowych i żelbetowych zbiornika magazynującego kwas siarkowy pozwoliły:

- oszacować aktualne właściwości materiałów oraz ich stopień degradacji i korozji,
- określić stan graniczny bezpiecznej użyteczności konstrukcji,
- wyjaśnić przyczyny wzmożonej korozji płaszcza zbiornika cylindrycznego,
- przyjąć optymalny sposób restytucji podstawy słupa podpierającego dno zbiornika.

Abstract

Studies are needed and necessary for analyzing the technical condition of the structure operated for a long time.

Discussed in this paper non-destructive testing of steel and reinforced concrete storage of the tank sulfuric acid allowed:

- estimate the actual properties of materials and their degree of degradation and corrosion,
- determine safe serviceability limit states design,
- explain the reasons for increased corrosion of tank shell,
- take optimal restitution base of pillar supporting the bottom of the tank.

Wstęp

Zgodnie z podstawami projektowania określonymi w PN-EN1990 [1]: Konstrukcję należy zaprojektować tak, aby jej: nośność, użyteczność i trwałość była należyta. W artykule przedstawiono ocenę stanu technicznego zbiornika stalowego bezciśnieniowego o pojemności $V = 570 \text{ m}^3$ z przeznaczeniem do magazynowania kwasu siarkowego, który wybudowany został w 1973 r. Zbiornik zbudowano na stalowym ruszcie nośnym usytuowanym na fundamencie żelbetowym, wykonanym przez Niemców prawdopodobnie w okresie rozbudowy zakładu w latach 30. ubiegłego wieku.

Podczas okresowych przeglądów konstrukcji inspektor UDT wstrzymał jego eksploatację z uwagi na:

„utrata wytrzymałości betonu fundamentu stalowej podpory centralnej dna zbiornika”. Fakt, że użytkownik posiadał jedynie szczątkowe dane konstrukcyjne zbiornika, spowodował, że przeprowadzona ekspertyza techniczna wymagała wykonania całościowej inwentaryzacji obiektu oraz oceny stanu technicznego elementów nośnych.

Konstrukcja obiektu

Aktualny widok obiektu przedstawiono na rysunku 1, a jego dane konstrukcyjne na rysunkach 2+4. Cylindryczny zbiornik stalowy o pojemności $V = 570 \text{ m}^3$ został wykonany ze stali St2S w 1973 r. Płaszcza zbiornika, o średnicy $D_z = 9,0 \text{ m}$, jest wykonany z czterech pierścieni o wysokości po 2,25 m każdy. Całkowita wysokość płaszcza wynosi 9,0 m. Wyjściowo

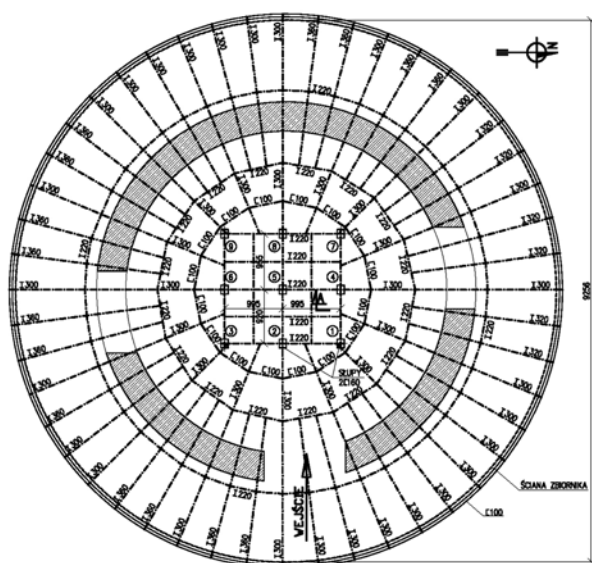
Dr hab. inż. Bernard Wichtowski, prof. ZUT – Projektowanie i Ekspertyzy, mgr inż. Romuald Hałas – ITA Telecom Polska.

wszystkie blachy płaszczu zaprojektowano o grubości 16 mm, połączonych między sobą dwustronnymi spoinami czołowymi. W 2004 r. założono nową stożkową konstrukcję dachową zbiornika i na niej pomost roboczy. Pokrycie dachu wykonano z 19 stożkowych odcinków blachy o grubości 12 mm opierających się na promieniście usytuowanych belkach dwuteowych. Dno zbiornika o średnicy $D_d = 9,05$ m i grubości blachy $t = 18$ mm położone jest na ruszcie z dwuteowników promieniście usytuowanych po obwodzie oraz prostopadle w części środkowej (rys. 2).

Ruszt wsporczy wykonano z belek dwuteowych od 300 do 360 mm oraz obwodowych I220 i C100 mm (rys. 5 i 6). W części środkowej zbiornika ruszt ma pro-



Rys. 1. Widok ogólny zbiornika
Fig. 1. General view of the tank



Rys. 2. Rzut konstrukcji wsporczej zbiornika
Fig. 2. Horizontal projection of tank's cantilevered construction

stopadle usytuowane belki dwuteowe 220 w rozstawie 0,5 m. Ruszt ten opiera się na: pierścieniowym, kołowym fundamencie żelbetowym o średnicy wewnętrznej $D_w = 5,5$ m i grubości ścianki 0,5 m, oraz w części środkowej zbiornika na 9 słupach stalowych.

Słupy te, w rozstawie 1 m, wykonane są z dwóch C160 zespawanych półkami. W części głowicowej mają one płytki podporowe o $t = 10$ mm w liczbie od 1 do 4 sztuk, a dołem opierają się na kwadratowej płycie podstawy o boku 340 mm i grubości 4 mm. Słupy przyspawane są do tej płyty obwodowo spoinami pachwinowymi o $a = 3$ mm. Osiem słupów zewnętrznych, w części przyfundamentowej, połączonych jest obwodowo przyspawanym C160 mm, natomiast słup środkowy nr 5 jest „niezespólny” i samodzielnie przenosi obciążenie (rys. 7).

Fundament żelbetowy przedstawiony na rysunkach 3 i 4 składa się z

- kołowej płyty o średnicy $D_f = 12,10$ m i grubości $t_f = 0,40$ m, oraz
- cylicylnicznej ściany wsporczej o $D_w = 5,50$ m oraz $t_s = 0,50$ m i wysokości $H_s = 3,06$ m.

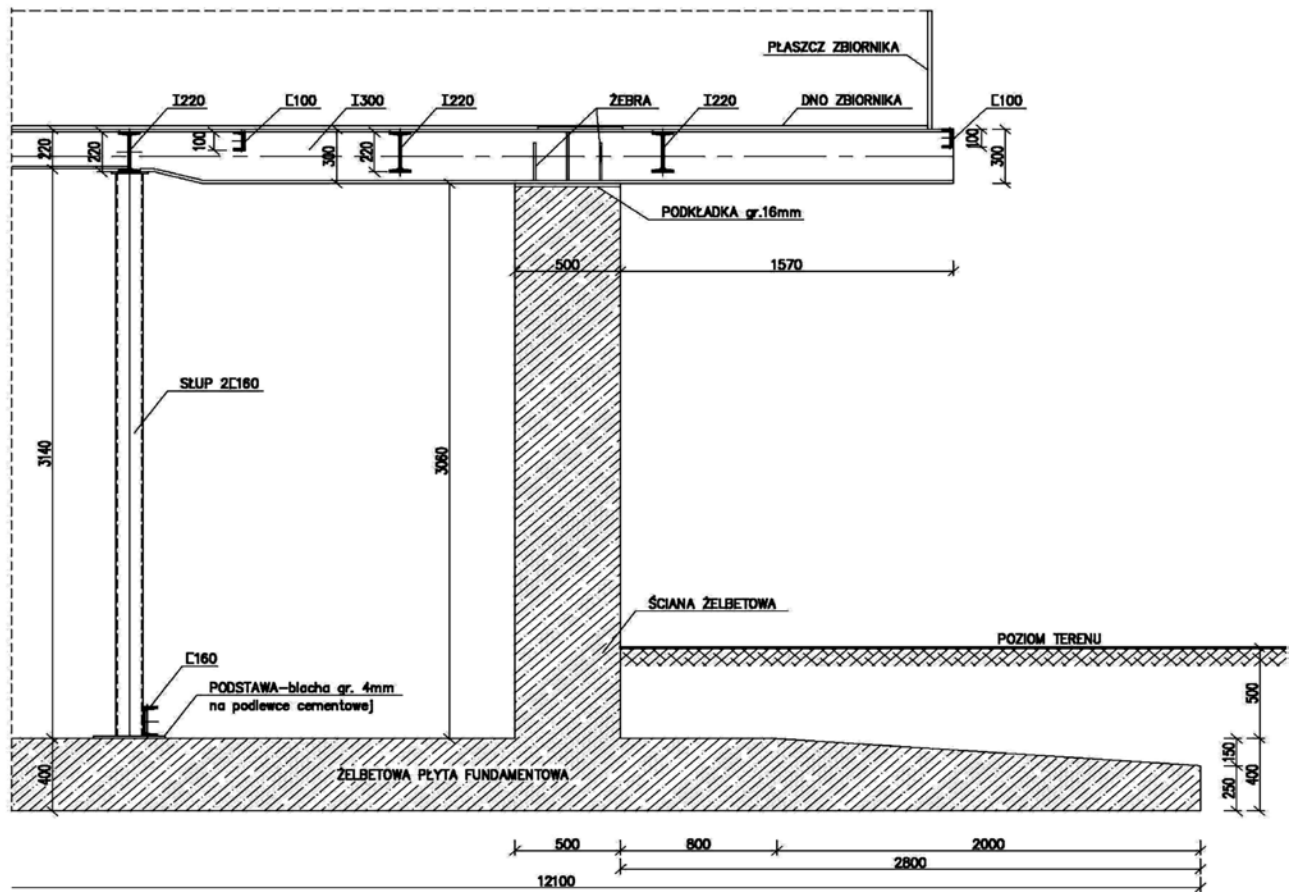
Aktualny stan techniczny fundamentu ocenia się jako bardzo dobry. Nie stwierdzono żadnych pęknięć ani też zarysowań betonu.

Badania elementów zbiornika

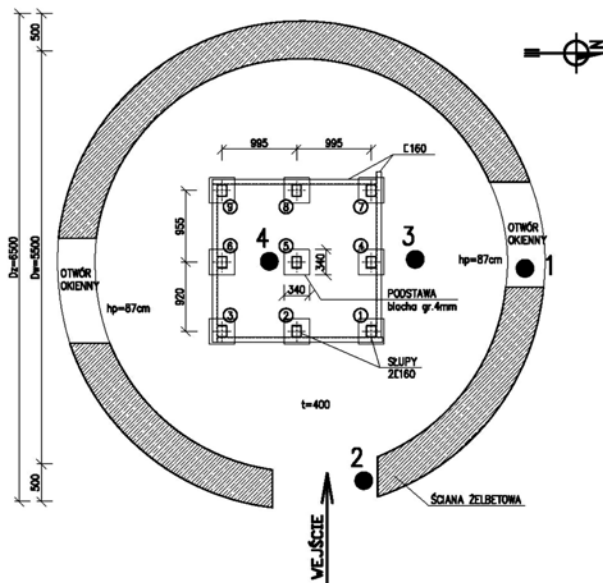
Grubość blach zbiornika

W przygotowanych punktach, po stronie zewnętrznej zbiornika, mierzono grubość blach: dna, płaszczu i pokrycia. Pomiary wykonano za pomocą grubościomierza ultradźwiękowego SONO M410 produkcji Metison Polska. Zmierzone zakresy grubości blachy w danym punkcie, wartość grubości średniej i szybkość korozji liniowej podano w tabelicy I. Stwierdzono nieznaczny stopień skorodowania mierzonych blach. Maksymalny ubytek grubości blachy dna zbiornika wynosi 3,0 mm (16,7%), blachy górnego pierścienia płaszczu 3,8 mm (23,8%), a blachy pokrycia 0,3 mm (2,5%). Oznacza to maksymalną szybkość rocznej korozji blach mierzonych elementów zbiornika, odpowiednio: 0,075; 0,095 i 0,033 mm/rok. Dwie pierwsze wartości szybkości korozji są ok. 4÷5 razy większe od stwierdzonej szybkości korozji liniowej w zbiornikach omówionych w [2, 3].

Na uwagę zasługuje fakt wzrastającej korozji płaszczu wraz ze wzrostem jego wysokości. Średnia szybkość korozji pierścienia dolnego jest 1,61 razy mniejsza od szybkości korozji pierścienia górnego. Jest to wynik „korozji na linii cieczy” [2, 4], zgodnie z rysunkiem 8. W tym przypadku powstają ogniwa galwaniczne w warunkach niejednakowego napowietrzania. Części płaszczu otoczone kwasem o dużym stężeniu tlenu stanowią katody, a te niższe stykające się z roztworem o mniejszym stężeniu tlenu – anody.



Rys. 3. Przekrój pionowy w płaszczyźnie A-A
Fig. 3. Vertical projection in the A-A plane



Rys. 4. Rzut przyziemia (1+4 punkty pom. betonu)
Fig. 4. Horizontal projection tank's ground floor (1+4 concrete measurements points)

Para elektrod tworzy ogniwo korozyjne. Zniszczeniu korozyjnemu ulegają fragmenty płaszcza, do których silnie korozyjny tlen atmosferyczny rozpuszczony w elektrolicie ma utrudniony dostęp. Oznacza to, że korozji ulega płaszczy zbiornika w stanie zanurzenia



Rys. 5. Zewnętrzny krawędziowy odcinek rusztu podzbiornikowego
Fig. 5. Outer edge section of the grate under tank

tuż poniżej poziomu kwasu. Tworzy się efektywna powierzchnia katodowa pod spowodowanym napięciem powierzchniowym meniskiem kwasu, przez który tlen ma krótszą drogę dyfuzji do metalicznej katody.

Tablica I. Pomierzone grubości blach zbiornika i ich korozja
Table I. Measured sheet metal thickness and corrosion of the tank

Element	Nr punktu pomiarowego	Lokalizacja i wysokość od dna m	Grubość t, mm			Szybkość korozji mm/rok
			pomierzona	średnia	projektowana i rok budowy	
1	2	3	4	5	6	7
Dno	1	N (rys. 2 i 4)	16,3÷17,1	16,7	18,0 (1973)	0,033
	2	W	16,2÷17,1	16,6		0,035
	3	S	14,8÷5,3	15,0		0,075
	4	E	16,5÷17,0	16,7		0,033
Płaszcz	1 – I pierścień	0,5	13,7÷14,0	13,8	16,0 (1973)	0,055
	2 – I dolny	2,0	13,5÷13,7	13,6		0,060
	3 – II pierścień	2,5	13,2÷13,5	13,3		0,068
	4 – II pierścień	4,0	13,1÷13,4	13,3		0,068
	5 – III pierścień	5,0	12,4÷13,2	12,8		0,080
	6 – III pierścień	6,5	12,7÷13,0	12,8		0,080
	7 – IV pierścień	7,5	12,3÷12,6	12,4		0,090
	8 – IV górny	8,5	11,7÷12,6	12,2		0,095
Pokrycie	1	N (rys. 2 i 4)	11,6÷11,8	11,7	12,0 (2004)	0,033
	2	W	11,8÷12,1	11,9		0,011
	3	S	11,7÷11,9	11,8		0,022
	4	E	11,7÷11,9	11,8		0,022



Rys. 6. Konstrukcja środkowej części rusztu podzbiornikowego
Fig. 6. Structure median section of the grate under tank



Rys. 7. Stopa podporowa słupa środkowego nr 5 (por. rys. 2 i 3)
Fig. 7. Base of foundation middle pillar's No. 5 (see Fig. 2 i 3)

Grubość środników słupów podporujących dno zbiornika

Konstrukcję 9 słupów podporowych centralnej strefy dna zbiornika (por. rys. 3, 4 i 6) omówiono w pkt. 2. Słupy te wykonano z dwóch ceowników 160 tworzących przekrój zamknięty, przez zesparanie ich półek przerywanymi spoinami czołowymi. W celu oceny stopnia skorodowania ich powierzchni od środka, pomierzono grubość środników wszystkich ceowników usytuowanych od strony północnej, tj. od strony osi słupów 1-4-7 wg rys. 4, a wyniki tych pomiarów zamieszczono w tablicy II. Zmierzone zakresy grubości środników ceowników słupów podano w kol. 2. Stwierdzono znaczne zróżnicowanie grubości w stosunku do grubości normatywnej $t = 7,5$ mm (kol. 4). Odchyłki te wynoszą dla 8 słupów od +0,4 do -0,7 mm, a jedynie dla słupa nr 7 odchyłka ta wynosi -1,0 mm. Procentowe wartości tych odchyłek wynoszą dla 8 słupów od +5,3 do -9,3%, a dla słupa nr 7 -13,3%. Dla tego słupa odchyłka grubości przekracza wartość tolerancji walcowniczej $\pm 10\%$. Nie występuje korozja powierzchni wewnętrznej słupów podporowych środkowej strefy zbiornika.

Sklerometryczne pomiary wytrzymałości betonu fundamentu

Sklerometryczne pomiary wytrzymałości żelbetonowych fundamentów zbiornika, tj. cylindrycznej ściany o $D_w = 5,50$ m, grubości $t_s = 0,50$ m i wysokości $H_s = 3,06$ m oraz kołowej płyty poziomej o średnicy $D_f = 12,10$ m, wykonano za pomocą młotka Schmidta – Hammera typu N, produkcji szwajcarskiej firmy SWISS PAT. Pomiary przeprowadzono w czterech punktach usytuowanych zgodnie z rysunkiem 4.

Tablica II. Grubość środników słupów podporowych
Table II. Thickness of webs pillars supporting

Nr słupa (rys. 4)	Zakres grubości mm	Grubość średnia, mm	Odchyłka		Nr słupa (rys. 4)	Zakres grubości mm	Grubość średnia, mm	Odchyłka	
			od 7,5 mm	%				od 7,5 mm	%
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	6,7÷6,8	6,8	-0,7	9,3	6	6,8÷7,0	6,9	-0,6	8,0
2	7,6÷7,9	7,7	0,2	2,7	7	6,4÷6,6	6,5	-1,0	13,3
3	7,3÷7,4	7,3	-0,2	2,7	8	7,8÷8,0	7,9	0,4	5,3
4	7,8÷7,9	7,8	0,3	4,0	9	7,7÷8,0	7,8	0,3	4,0
5	7,3÷7,4	7,3	-0,2	2,7					

Tablica III. Pomierzone f_c betonu fundamentów
Table III. Measured compression strength of foundations concrete

Punkt pomiaru	Lokalizacja (rys. 4)	Zakres pomiaru L_i	Pomiar średni L	Odchyłka standard.	Współczynnik zmienności %	Wytrzymałość na ściskanie, f_{cm} , MPa	
						średnie	min
1	2	3	4	5	6	7	8
1	parapet okna	36-39	37,6	0,68	1,8	20,0	15,6
2	ściana (wej-	37-40	38,3	0,73	1,9	21,0	16,2
3	ście)	44-50	46,5	1,47	3,2	34,7	23,3
4	posadzka	38-43	41,2	1,47	3,6	25,5	15,1
	posadzka						

Zakres pomierzonych 20 wartości L_i w poszczególnych punktach podano w tablicy III. Wartości obliczonej wytrzymałości na ściskanie betonu f_{cm} w poszczególnych punktach pomiarowych, według komputerowej obróbki statycznej pomiarów zgodnie z instrukcją ITB nr 194/98, zawarto w kolumnach 7 i 8 tablicy III.

Przyjmując minimalną wartość wytrzymałości średniej betonu na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia f_{cm} z kol. 7, klasę betonu oszacowano wg PN-B-03264 [5] po określeniu:

- wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie $f_{ck} = f_{cm} - 8 = 20 - 8 = 12$ MPa,
- wytrzymałości obliczeniowej betonu na ściskanie $f_{ctd} = f_{ck} / \gamma_c = 12 / 1,5 = 8,0$ MPa,
- wytrzymałości obliczeniowej na rozciąganie $f_{ctd} = 0,73$ MPa. Tak oszacowana klasa betonu to B15.

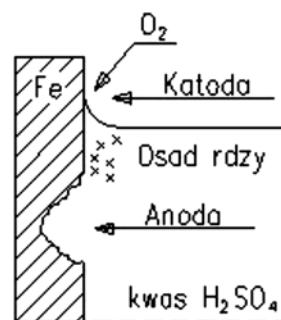
Imperfekcje konstrukcyjne i eksploatacyjne słupa nr 5 oraz jego restytucja

W trakcie przeglądu technicznego grupy 9 słupów podpierających środkową część dna zbiornika stwierdzono poniższe błędy projektowe i wykonawcze oraz usterki eksploatacyjne w konstrukcji stopy podstawy słupa środkowego nr 5 (por. rys. 4 i 7):

- brak spoiny pachwinowej o długości 160 mm łączącej środnik ceownika od strony południowej z poziomą blachą podstawy o grubości $t = 4,0$ mm,
- podlewka założona tylko po krawędziach blachy podstawy i stąd jej niekrowe wygięcie nad podlewką krawędziową o 2÷3 mm,
- całkowity brak pakietów podkładek stalowych pod stopą.

Imperfekcje te świadczą, że podporę wykonano niezgodnie z normatywnymi wymaganiami technicznymi i warunkami wykonania [6, 7]. Według autorów, głównym jednak czynnikiem zaistniałych odkształceń blachy podstawy jest jej niewystarczająca grubość $t = 4,0$ mm. Potwierdzeniem tego wniosku są wyniki obliczeń wytrzymałościowych. Naprężenia w trzonie słupa od ściskania z wyboczeniem $\sigma_s = 58$ MPa, w spoinach pachwinowych $\tau = 139$ MPa, a w blasze podstawy $\sigma_b = 797$ MPa, której obliczone ugięcie krawędzi $s = 3,5$ mm. Oznacza to, że jedynie w blasze podstawy obliczone naprężenia przekraczają wytrzymałość dopuszczalną $f_d = 195$ MPa aż 4,1 raza.

Autorzy ekspertyzy zaprojektowali restytucję podpory słupa nr 5 przez założenie dwustronnych, krzyżowo usytuowanych ceowników 160 (rys. 9). Nowo założone ceowniki łączą słup środkowy 5 ze słupami 2÷8 oraz 5÷6. Są one spawane spoinami pachwinowymi z wszystkimi stykającymi się elementami słupów i ich blachami stopowymi oraz ceownikami obwodowymi.



Rys. 8. Korozja wywołana powstaniem ogniw niejednorodnego napowietrzenia

Fig. 8. Corrosion caused by the creation of uniform aeration cells



Rys. 9. Konstrukcja wzmacniająca centralne słupy wsporcze
Fig. 9. Strengthening structure of central pillars supporting

Obliczenia elementów obiektu metodą MES

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe elementów nośnych obiektu zbiornika na kwas siarkowy ($\rho_c = 18,5 \text{ kN/m}^3$), metodą elementów skończonych przeprowadzono komputerowo, wykorzystując program RM-Win 3D. Obliczone procentowe maksymalne wykorzystanie nośności zasadniczych elementów konstrukcyjnych wynosi:

- nośność płaszcza zbiornika obciążona nośnością czołowej spoiny pionowej –39,4%,
- blacha dna zbiornika $t_{\min} = 18 \text{ mm}$ ze stali St2S – 66,0%,
- dwuteowe belki poziome PN300 rusztu nośnego ze stali St37.12 (rys. 2) – 53,6%,
- trzon słupa podporowego z 2CPN160 ze stali St3S – 29,8%,
- żelbetowy fundament cylindryczny z betonu B15 – 22,6%.

Podsumowanie

Przeprowadzone badania nieniszczące obiektu zbiornika pozwoliły oszacować aktualny stan techniczny konstrukcji stalowej i żelbetowej. Stwierdzone imperfekcje stopy słupa podporowego nr 5 wymagały jej wzmocnienia w sposób przedstawiony w referacie. Aktualny stan techniczny konstrukcji jest zadowalający, maksymalne wykorzystanie nośności w konstrukcji stalowej wynosi ok. 70%, a w konstrukcji żelbetowej jedynie 25%.

Szybkość korozji blach płaszcza zbiornika na kwas siarkowy jest ok. 4÷5 razy większa od korozji stwierdzonej w zbiornikach na wodę i paliwa płynne, a korozji blach dna około dwukrotnie większa. Jednocześnie szybkość korozji pierścieni górnych

płaszcza zbiornika jest o 50% większa od szybkości korozji pierścieni dolnych. Świadczy to o zwiększonej korozji wżerowej na linii kwasowej (granica faz kwas – powietrze) w wyniku stężonego ogniwa tlenowego.

W wypadku projektowania zbiorników o podobnych warunkach eksploatacyjnych, celowe wydaje się przyjmowanie zwiększonej o 30÷40% grubości blach pierścienia na poziomie lustra kwasu w porównaniu z grubością blach pierścieni pozostałych.

Jedynie badania konstrukcji *in situ* z całym zakresem uwarunkowań wykonawczych i eksploatacyjnych pozwalają dokładnie ocenić jej aktualny stan techniczny.

Literatura

- [1] PN-EN 1990:2004 Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] Wichtowski B.: Uszkodzenia korozyjne zbiornika wieżowego na wodę; „Ochrona przed Korozją” nr 5/1997.
- [3] Wichtowski B., Ziółko J.: Trwałość eksploatacyjna podziemnych zbiorników stalowo-żelbetowych na paliwa płynne; „Konstrukcje Stalowe” nr 13/1996.
- [4] Wranglen G.: Podstawy korozji i ochrony metali; WNT Warszawa, 1985.
- [5] PN-B-03264:1999 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne.
- [6] PN-B-03215:1998 Konstrukcje stalowe – Połączenia z fundamentami – Projektowanie i wykonanie.
- [7] PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane – Warunki wykonania i odbioru.