

Analiza przyczyn zarysowań cylindrycznego zbiornika żelbetowego ujawnionych podczas próby szczelności

Prof. dr hab. inż. Anna Halicka, mgr inż. Dominika Franczak, Politechnika Lubelska, inż. Janusz Fronczyk, Budoprojekt Lublin

1. Szczelność zbiorników na ciecze według eurokodu 2-3

W polskiej normie PN-B-03264:2002 jako jedyny sposób zapewnienia szczelności zbiorników, przyjęte było ograniczenie szerokości rys do 0,1 mm, choć zapisało uwagę, że graniczne szerokości rys mogą być uzależnione od przepisów szczegółowych lub wymagań inwestora. Eurokod 2-3 wprowadza bardziej elastyczne podejście, klasyfikując zbiorniki pod względem zabezpieczenia przed przeciekami. I tak w klasie szczelności „0” dopuszcza się przecieki, w klasie szczelności „1” przecieki ogranicza się dopuszczając powstanie rys, które mogą podlegać samouszczelnieniu, w klasie szczelności „2” przecieki powinny być zminimalizowane, a w klasie szczelności „3” – do przecieków nie dopuszcza się. Zbiorniki na ciecze zazwyczaj projektowane są w klasie drugiej lub trzeciej. W trzeciej klasie szczelności wymagane jest sprężenie lub wewnętrzne okładziny, natomiast szczelność zbiornika klasy drugiej gwarantuje się alternatywnie przez:

- zapewnienie, że nie powstaną rysy przelotowe, co uzyskuje się przez spełnienie warunku, aby wysokość strefy ściskanej liczona w założeniu liniowej-sprężystości przy quasi stałej kombinacji obciążeń, była nie mniejsza niż 50 mm lub 0,2 wysokości przekroju;
- zastosowanie okładzin i taśm uszczelniających.

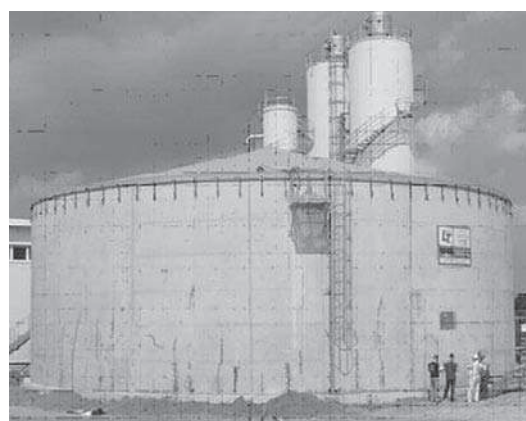
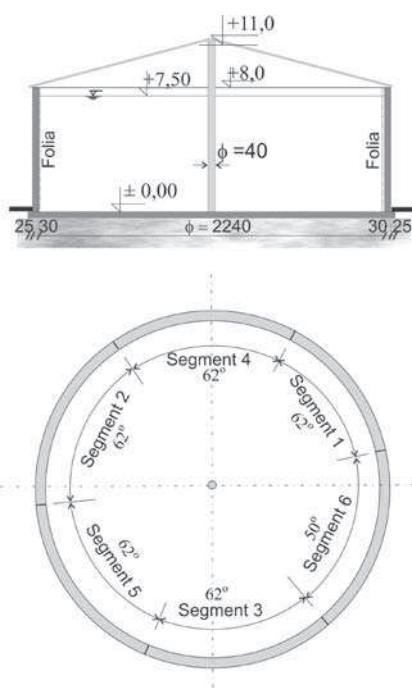
Takie podejście pozwala, aby wybór rozwiązania uzależnić od wymagań inwestora oraz od rachunku ekonomicznego. Na przy-

kład projektując w klasie 2 można wybierać między grubszą ścianą, w której nie wystąpią rysy przelotowe albo ścianą cieńszą uszczelnioną okładziną wewnętrzną. Dla zbiorników na ciecze o temperaturze wyższej niż temperatura otoczenia pozostaje kwestia decyzji, czy zbiornik ocieplić, co zmniejszy gradient temperatur, czy pozostawić nieocieplony stosując wewnętrzne uszczelnienie.

2. Charakterystyka zbiornika

2.1. Dane konstrukcyjne i projekt zbiornika

Żelbetowy zbiornik cylindryczny, pokazany na rysunku 1, przeznaczony jest do gromadzenia ścieków technologicznych o temperaturze 30°C. Zbiornik przekryty jest dachem z tworzywa sztucznego rozpiętym między ścianami i centralnym słupem. Zbiornik pierwotnie zaprojektowany był przez polskie biuro projektów jako ocieplony 10 centymetrową war-



Rys. 1.
Przekrój pionowy i rzut zbiornika z podziałem na działki robocze oraz jego widok

stwą styropianu, o grubości ścian 40 cm. Przed realizacją zlecono do niemieckiego biura projektów prze-projektowanie zbiornika w celu zmniejszenia zużycia materiałów. Ostatecznie zaprojektowano nieocieplony zbiornik z betonu klasy C30/37 o grubości ścian 30 cm. Przyjęto dopuszczalną szerokość rysy 0,3 mm. Szczelność zbiornika miała być zagwarantowana przez folię, przytwierdzaną już na etapie betonowania do wewnętrznej powierzchni ścian (folia mocowana do deskowania miała zaczepy zatapiające w betonie).

Dno zbiornika stanowi płyta żelbetowa o grubości 30 cm na podkładzie z betonu o grubości 10 cm, pod którym wymieniono grunt na warstwę zagęszczonej mieszanki piaskowo-żwirowej. Oparcie ścian na płycie zamodelowano w obliczeniach jako przegubowe, a ukształtowano przez połączenie ściany z dnem za pośrednictwem prętów $\phi 12$ co 20 cm usytuowanych w osi ściany. Zbrojenie ściany zaprojektowano stałą BSt500 dwustronnie:

- od strony zewnętrznej: pionowe $\phi 16$ co 9,5 cm, poziome $\phi 16$ o zmieniającym się rozstawie od 9,5 cm w dolnej części ścian do 5,5 cm w części górnej,
- od strony wewnętrznej: pionowe $\phi 10$ co 15 cm, poziome $\phi 10$ co 8,0 cm.

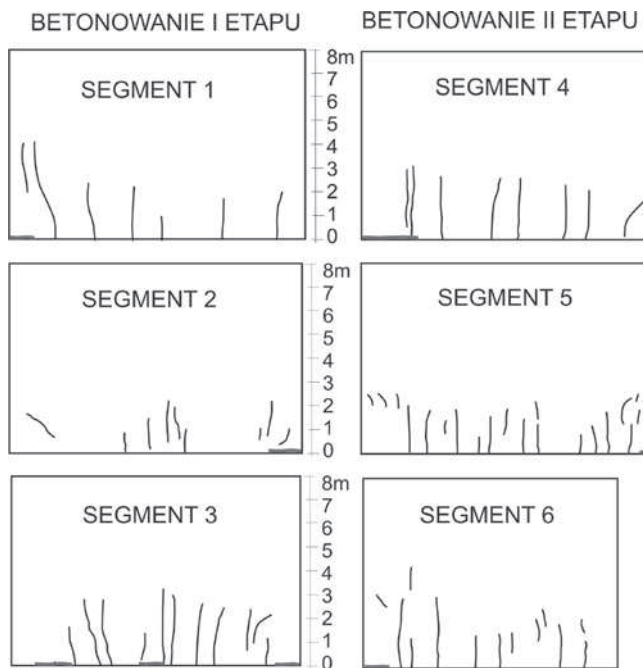
2.2. Technologia wykonania zbiornika

Betonując ścianę zbiornika podzieliła ją na sześć pionowych działek roboczych (segmentów) o wysokości równej wysokości zbiornika i długości około 12 m (rys. 1). Segmenty były betonowane kolejno, w odstępach tygodniowych przy zachowaniu zasady, że co drugi segment pozostawał niezabetonowany i wypełniany był w drugiej kolejności. Po trzech dniach od zabetonowania każdego z segmentów deskowanie wewnętrzne przesuwane było po prowadnicach do segmentu następnego.

Płytę denną zabetonowano w sierpniu. Segmenty podstawowe (nr 1–3) betonowane były we wrześniu, a segmenty wypełniające (nr 4–6) – w drugiej połowie września i w październiku. Użyto betonu na bazie cementu hutniczego CEM III/A 42,5N. Pielęgnację prowadzono przez tydzień przez polewanie zabetonowanego fragmentu wodą. Szczelność styków między segmentami zapewniano stosując profile z blachy ocynkowanej z warstwą aktywnego bentonitu. Styk ściany z dnem uszczelniano taśmą dylatacyjną z wkładką pęczniącą.

3. Zarysowanie zbiornika

Próba szczelności wykonana została w maju następnego roku. Ujawniła ona istnienie rys, przez które nastąpiły przecieki. Wykonawca zdecydował o iniekcyjnym sklejeniu rys, a już po rozpoczętej iniekcji inwestor zlecił wykonanie ekspertyzy w celu ustalenia przyczyn zarysowań i określenia warunków dalszej eksploatacji.



Rys. 2. Obraz zarysowań kolejno betonowanych segmentów zbiornika

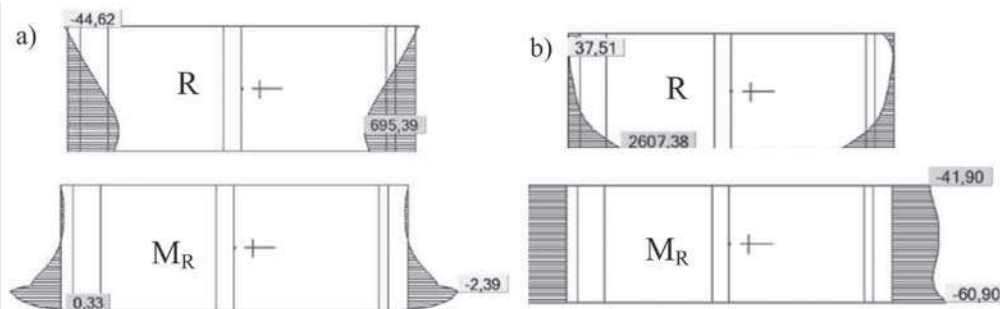
Ze względu na znajdującą się od strony wewnętrznej folię, rysy inwentaryzowano od strony zewnętrznej, określając jedynie ich przebieg (rys. 2). Ustalenie rozwartości było już niemożliwe. Były to rysy głównie pionowe lub odchylające się ukośnie przy końcach segmentów, sięgające 1/3 wysokości. Ze względu na fakt wystąpienia przecieków można uznać, że były to rysy przelotowe. Pomimo zastosowania pionowych taśm dylatacyjnych, zauważono także przecieki na styku ściany z dnem. Zinwentaryzowano tu zarysowania o długości kilkudziesięciu centymetrów, szczególnie na końcowych odcinkach segmentów.

Wytrzymałość betonu próbek – „świadków” przechowywanych w warunkach laboratoryjnych, badana w miesiąc po próbie szczelności, odpowiadała projektowanej klasie C30/37. Wykonano również badania sklerometryczne, które pozwoliły stwierdzić, że średnia wytrzymałość betonu w konstrukcji (wiek betonu $t=250$ dni), była równa $f_{cm}(t=250) = 44,5$ MPa, przy wskaźniku zmienności 12% i najniższej wytrzymałości 37,3 MPa. Średniej zbadanej sklerometrycznie wytrzymałości betonu na ściskanie odpowiada, zgodnie ze wyrażeniami zawartymi w EC-1-1, średnia wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctm}(t=250) = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0,30(f_{cm} - 8)^{2/3} = 0,30(44,5 - 8)^{2/3} = 3,30 \text{ MPa}$$

Korzystając ze wzorów normy EC2-1-1 przeliczono uzyskane wartości na wytrzymałości betonu 28-dniowego uzyskując $f_{cm}=37,7$ MPa, $f_{ctm}=2,90$ MPa.

Rys. 3. Rozkłady równoleżnikowych sił R i równoleżnikowych M_R od charakterystycznej kombinacji obciążeń w zbiorniku napełnionym w założeniu pracy liniowo-sprężystej: a) w czasie próby szczelności, b) w warunkach zimowych



4. Analiza statyczna zbiornika obciążonego cieczą

W celu oceny, czy zarysowania zbiornika nastąpiły w czasie próby szczelności, wykonano obliczenia MES przy wykorzystaniu programu komercyjnego w założeniu pracy liniowo-sprężystej. Założono posadowienie na sprężystym podłożu oraz sztywne połączenie ścian z płytą denną (modelowanie styku jako słabszej warstewki o mniejszym współczynniku sprężystości dało zbliżone rezultaty). Przyłożono, zgodnie z technologią pracy zbiornika, obciążenie ciśnieniem słupa cieczy o ciężarze objętościowym 10,8 kN/m³ i wysokości 7,5 m, ciężarem ścian oraz skurczem. Rozkłady równoleżnikowych sił i momentów od charakterystycznej kombinacji obciążeń pokazano na rysunku 3a. Siła rysująca przekrój, obliczona dla wytrzymałości na rozciąganie $f_{ctm}(t=250)$ wynosi:

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}(t=250)}{\frac{M_R/R}{(1,0 \cdot 0,30^2)/6} + \frac{1}{1,0 \cdot 0,30}} = \frac{3300}{\frac{2,39/695,39}{(1,0 \cdot 0,30^2)/6} + \frac{1}{1,0 \cdot 0,30}} = 926,08 \text{ kN}$$

co wobec maksymalnej siły równoleżnikowej równej 695,39 kN oznacza, że przyczyną zauważonych w czasie próby szczelności zarysowań nie było ciśnienie cieczy.

Następnie, weryfikując założenia projektowe, obliczono siły wewnętrzne, które mogą wystąpić w napełnionym zbiorniku w czasie eksploatacji w warunkach zimowych. Obciążenie temperaturą obliczono zgodnie z normą EC1-5. Ściany obciążono gradientem temperatur równym 17,5° i ochłodzeniem konstrukcji o 28,3°C (zgodnie z zasadami kombinacji obciążeń EC1-4 są to wartości kombinacyjne obliczone ze współczynnikiem $\psi_0=0,6$). Uzyskane rozkłady sił wewnętrznych pokazano na rysunku 3b. Siła rysująca przekrój w analizowanej sytuacji eksploatacyjnej równa się:

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}(t=250)}{\frac{M_R/R}{(1,0 \cdot 0,30^2)/6} + \frac{1}{1,0 \cdot 0,30}} = \frac{3300}{\frac{60,90/2607,38}{(1,0 \cdot 0,30^2)/6} + \frac{1}{1,0 \cdot 0,30}} = 674,85 \text{ kN}$$

Maksymalna siła równoleżnikowa wynosi 2607,38 kN (rozciąganie z małym mimośrodem). W analizowanej sytuacji eksploatacyjnej mogą więc powstać rysy o charakterze przelotowym. Zatem dla spełnienia warunku drugiej kategorii szczelności należało zbiornik uszczelnić wewnętrzną okładziną, co projektant uczynił.

5. Analiza zbiornika w stadiach przedeksplatacyjnych

Po stwierdzeniu, że to nie ciśnienie cieczy w czasie próby szczelności spowodowało zarysowania, przeanalizowano stadia przedeksplatacyjne, a w szczególności wpływ:

- odkształceń wymuszonych skurczem oraz stygnięciem betonu po jego samoociepleniu,
- obciążeń termicznych w zbiorniku pozostającym w stanie nienapełnionym przez okres zimowy.

Oparto się na pracach [1, 2, 6, 7, 8], gdzie podano teoretyczne podstawy analizy zachowania się ścian pod wpływem odkształceń wymuszonych, oraz [5, 9, 10], gdzie opisano przypadki zbiorników zarysowanych w stadiach eksploatacyjnych.

Możliwość zarysowania pod wpływem odkształceń wymuszonych oceniono dwoma sposobami: uproszczoną metodą normy EC2-3 oraz obliczając siły wewnętrzne w poszczególnych segmentach metodą elementów skończonych.

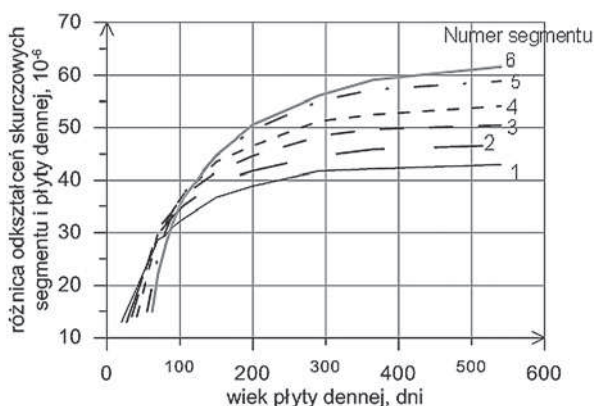
5.1. Oddziaływania w stadiach przedeksplatacyjnych

5.1.1. Odkształcenia skurczowe

Odkształcenia skurczowe płyty dennej oraz segmentów obliczono zgodnie z EC2-1-1, przyjmując następujące założenia:

– średnia wilgotność 80% (pomiarów dwóch najbliższych stacji meteorologicznych),
 – beton C30/37, cement klasy N, pielęgnacja przez 7 dni od chwili betonowania,
 – miarodajny wymiar płyty dennej $h_o = 585$ mm, a segmentu ściany $h_o = 440$ mm (pokryta folią, wewnętrzna powierzchnia pionowa ściany nie stykała się z atmosferą).
 Zgodnie z [3] uwzględniono pęcznienie betonu oraz zbrojenie zarówno ściany, jak i fundamentu, redukujące odkształcenia skurczowe. Obliczono różnicę odkształceń skurczowych poszczególnych segmentów ścian i płyty dennej (rys. 4). Największe z nich nie przekraczają wartości $65 \cdot 10^{-6}$ w najpóźniej betonowanym segmencie szóstym.

5.1.2. Odkształcenia wynikające z samoociepnięcia betonu



Rys. 4. Różnica odkształceń skurczowych poszczególnych segmentów ścian i płyty dennej

Wzrost temperatury wynikający z samoociepnięcia segmentów oszacowano na podstawie orientacyjnych danych zawartych w pracy [2]. Przy module powierzchniowym segmentów równym 7,1, drogą interpolacji uzyskano przybliżoną wartość 20° . W rzeczywistości samoociepnięcie mogło być mniejsze, bowiem użyto cementu hutniczego o niskim ciepłe hydratacji, a niemal przez cały okres wykonywania segmentów wiał wiatr o prędkości większej niż 2 m/s i występowały znaczne wahania dobowe temperatury. Ostatecznie w obliczeniach przyjęto ochłodzenie konstrukcji po samonagrzewie o 10°C .

5.1.3. Wahania temperatury otoczenia

Wahania temperatury od chwili wykonania zbiornika do dnia próby szczelności ustalono jako wartości średnie z pomiarów dwóch najbliższych stacji meteorologicznych. W tabeli 1 pokazano temperaturę w dniu betonowania poszczególnych segmentów, najniższą temperaturę, którą zanotowano w ciągu 7 dni od zabetonowania oraz najniższą temperaturę w zimie (w 105 dniu od zabetonowania fundamentu).

5.1.4. Sumaryczne odkształcenia wymuszone

Wpływ odkształceń wymuszonych na zarysowanie ścian przeanalizowano:

- po pierwszych 7 dniach po zabetonowaniu każdego segmentu (ze względu na bezwładność cieplną przyjęto, że obniżenie temperatury segmentów odpowiada połowie spadku temperatury otoczenia),
 - w 105 dniu od betonowania fundamentu (uwzględniono starzenie i pęcznienie betonu według [3]).
- Sumaryczne odkształcenia w obliczeniach MES symulowano ochłodzeniem ścian ($\Delta T = \epsilon_{cs} / \alpha_t = \epsilon_{cs} / 10^{-5}$).

Tabela 1. Analiza wahań temperatury, której podlegał zbiornik w stadiach przedeksplatacyjnych

Segment		1	2	3	4	5	6
Data betonowania		3 IX	10 IX	17 IX	24 IX	8 X	15 X
Temp. w dniu betonowania		17,2°C	19,1°C	17,6°C	21,2°C	10,2°C	10,2°C
Pierwsze 7 dni	min. temp. otoczenia	5,9°C	9,1°C	4,1°C	8,2°C	-3,1°C	-1,8°C
	ochłodzenie segmentu wynikające ze spadku temp. otoczenia	0,5-11,3°C = 5,7°C	0,5-10°C = 5°C	0,5-13,5°C = 6,8°C	0,5-13°C = 6,5°C	0,5-13,3°C = 6,7°C	0,5-12°C = 6°C
	ochłodzenie po samonagrzewie	10°C	10°C	10°C	10°C	10°C	10°C
	ekwiwalentne ochłodzenie odpowiadające różnicy odkształceń skurczowych segmentu i dna	1,3°C	1,3°C	1,4°C	1,4°C	1,5°C	1,5°C
	maks. różnica temp. segmentu	17,0°C	16,3°C	18,2°C	17,9°C	18,2°C	17,5°C
Zima	min. temp. otoczenia	-19,1°C	-19,1°C	-19,1°C	-19,1°C	-19,1°C	-19,1°C
	ochłodzenie segmentu wynikające ze spadku temp. otoczenia	36,3°C	38,2°C	36,7	40,3	29,3	29,3
	ekwiwalentne ochłodzenie po samonagrzewie, z uwzględnieniem pęcznienia	9,0°C	9,0°C	9,0°C	9,0°C	9,1°C	9,1°C
	ekwiwalentne ochłodzenie odpowiadające różnicy odkształceń skurczowych segmentu i dna	3,3°C	3,5°C	3,7°C	3,7°C	3,7°C	3,7°C
	maks. różnica temp. konstrukcji	48,6°C	50,7°C	49,4°C	53,0°C	42,1°C	42,1°C

Z odwrotnej zależności korzystać ustalając odkształcenia w metodzie normowej ($\epsilon = \Delta T \cdot 10^{-5}$).

5.2. Wytrzymałość betonu w stadiach przedeksplotacyjnych

Parametry wytrzymałościowe betonu w wieku 7 dni określono korzystając ze wzorów normy EC2-1-1. Uzyskano wytrzymałość na rozciąganie $f_{ctm}(t=7) = 2,12$ MPa i moduł sprężystości $E_{cm}(t=7) = 28,12$ GPa.

Rozważono również przyczepność w styku między płytą fundamentową a segmentem ściany. W badaniach [4] stwierdzono, że rozwój nośności styku pracującego na rozciąganie, przebiega tak jak rozwój wytrzymałości betonu „nowego” na rozciąganie, a rysa w styku powstaje przy około 40–45% wytrzymałości badanej przez rozłupywanie $f_{ctm,sp}$. A więc naprężenia przyczepności, w przypadku betonu 7-dniowego mogą być oszacowane jako:

$$\begin{aligned} \sigma_{Rj} &= 0,45 f_{ctm,sp}(t=7) = 0,45 \cdot \frac{f_{ctm}}{0,9} = \\ &= 0,50 f_{ctm}(t=7) = 1,06 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Zauważyć trzeba, że wyżej podane wytrzymałości mogą być przeszacowane. Dojrzewanie betonu w zbiorniku zachodziło w warunkach wahań temperatury, w przypadku segmentów 5 i 6 temperatura spadała poniżej 0°C. Może to oznaczać, że przyrost wytrzymałości był znacznie wolniejszy. Ponadto maksymalny spadek temperatury w przypadku niektórych

segmentów nastąpił wcześniej niż w siódmym dniu. W analizach dotyczących warunków zimowych (105 dni) przyjęto 28-dniową wytrzymałość betonu na rozciąganie $f_{ctm} = 2,9$ MPa oraz moduł sprężystości $E_{cm} = 32$ GPa.

5.3. Efekty odkształceń wymuszonych

5.3.1. Obliczenia według metody normowej

Naprężenia w betonie, jako konsekwencję odkształceń wymuszonych w 7 dniu od zabetonowania segmentu obliczono zgodnie z EC2-3 w tabeli 2. W segmentach 1, 2, 3 naprężenia poziome w środku długości ściany przekroczyły chwilową wytrzymałość na rozciąganie betonu równą $f_{ctm}(t=7)$, co oznacza, że mogły spowodować pionowe zarysowania. Naprężenia pionowe w narożach przekroczyły wartość naprężeń przyczepności $\sigma_{Rj}(7)$ i mogły spowodować zarysowanie w styku między ścianą i dnem.

Naprężenia w segmentach uzupełniających 4, 5, 6 przy analizowanym poziomie odkształceń wymuszonych nie przekroczyły chwilowych wytrzymałości betonu.

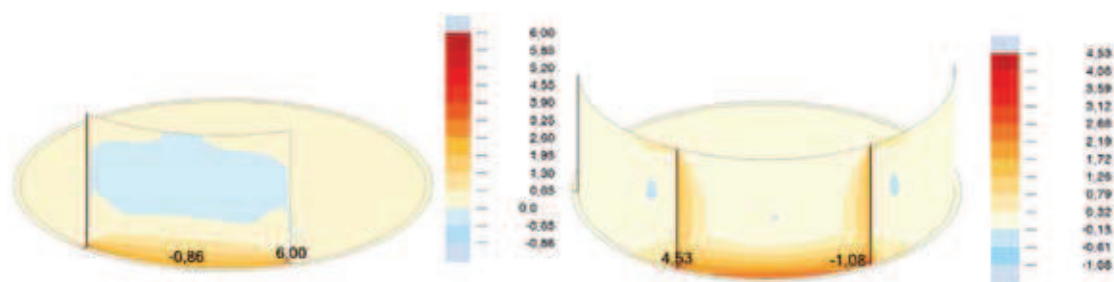
5.3.2. Obliczenie metodą elementów skończonych

Rozważono pracę zbiornika w dwóch sytuacjach przedeksplotacyjnych:

- w 7 dni po zabetonowaniu (tabela 3 i rys. 5):
 - segment 2 (rys. 5a) zamodelowano jako ścianę z betonu 7-dniowego, utwierdzoną w dnie na podłożu sprężystym, obciążoną termicznie: segment $\Delta T = -16,3^\circ\text{C}$ (skurcz, ochłodzenie po samonagrzewie i ochłodzenie otoczenia), dno $\Delta T = -5^\circ\text{C}$ (ochłodzenie otoczenia),

Tabela 2. Naprężenia w ścianie zbiornika obliczone metodą uproszczoną według normy EC2-3

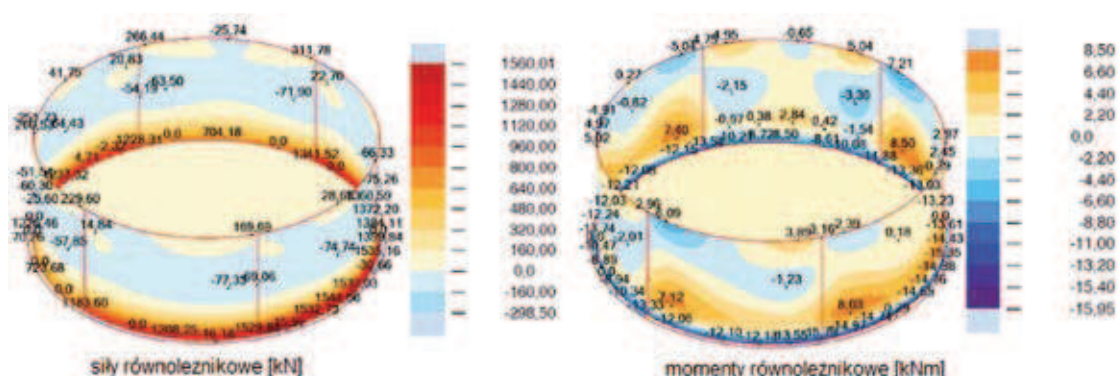
Strefa	Segmenty 1,2,3 H=8,0 m, L=12,0 m L/H =1,5		Segmenty 4,5,6 (uzupełniające) H=8,0 m, L=12,0 m L/H =1,5	
	Pasmo w środku długości ściany, dół	Strefa przy krawędziach ściany, dół	Górne pasmo ściany, na całej długości ściany	Dolne pasmo ściany
Kierunek poziomy				
Wskaźnik oporów R	0,5	0	$0,5[1-2,0/(2\cdot 8,0)] = 0,125$	0,125 (na całej długości)
Średnie odkształcenie swobodne ϵ_{iav} (tabl. 1)	$163 \cdot 10^{-6}$	$163 \cdot 10^{-6}$	$179 \cdot 10^{-6}$	$179 \cdot 10^{-6}$
Odształcenie nieswo-bodne $\epsilon_{az} = (1-R) \cdot \epsilon_{iav}$	$82 \cdot 10^{-6}$	$163 \cdot 10^{-6}$	$157 \cdot 10^{-6}$	$157 \cdot 10^{-6}$
Naprężenie $(\epsilon_{az} - \epsilon_{iav}) \cdot E_{cm}$	$2,3 \text{ MPa} > f_{ctm}(7)$	0	0,62 MPa	0,62 MPa
Kierunek pionowy				
Wskaźnik oporów R	0	0,25	0	0,125 (przy krawędziach)
Średnie odkształcenie swobodne ϵ_{iav} (tabl. 1)	$163 \cdot 10^{-6}$	$163 \cdot 10^{-6}$	$179 \cdot 10^{-6}$	$179 \cdot 10^{-6}$
Odształcenie nieswo-bodne $\epsilon_{az} = (1-R) \cdot \epsilon_{iav}$	$163 \cdot 10^{-6}$	$122 \cdot 10^{-6}$	$179 \cdot 10^{-6}$	$157 \cdot 10^{-6}$
Naprężenie $(\epsilon_{az} - \epsilon_{iav}) \cdot E_{cm}$	0	$1,15 \text{ MPa} > \sigma_{Rj}(7)$	0	0,62 MPa



Rys. 5. Mapy głównych naprężeń rozciągających zbiornika od odkształceń wymuszonych w założeniu sprężystej pracy zbiornika: a) segment pierwszej grupy, b) segment uzupełniający

Tabela 3. Maksymalne naprężenia uzyskane metodą elementów skończonych w założeniu sprężystej pracy zbiornika

Naprężenia	W 7 dni po zabetonowaniu	
	Segment pierwszej grupy	Segment uzupełniający
Normalne poziome	4,01 MPa	2,60 MPa
Normalne pionowe	2,36 MPa > σ_{Rj}	1,67 MPa > σ_{Rj}
Styczne w styku ściany z dnem	0,91 MPa	0,39 MPa
Główne rozciągające	6,0 MPa > $f_{ctm}(7)$	4,53 MPa > $f_{ctm}(7)$



Rys. 6. Mapy sił i momentów równoleżnikowych w warunkach zimowych w założeniu sprężystej pracy zbiornika

– segment 4 (rys. 5b) zamodelowano jako ścianę z betonu 7-dniowego wbetonowaną między segmenty z betonu dojrzałego, obciążoną termicznie: segment nowy $\Delta T = -17,9^{\circ}\text{C}$ (skurcz, ochłodzenie po samociepleniu, ochłodzenie otoczenia), dno i segmenty sąsiednie $\Delta T = -6,5^{\circ}\text{C}$ (ochłodzenie otoczenia),
 2. w najzimniejszym 105 dniu: zamodelowano cały zbiornik z betonu dojrzałego (rys. 6), obciążony obniżeniem temperatury zsumowanym ze skurczem zgodnie z tabelą 1, a dno obniżeniem temperatury o wartość średnią $\Delta T = -35^{\circ}$.

Po 7 dniach główne naprężenia rozciągające w segmentach pierwszej i drugiej grupy, w ich w dolnych strefach, przekraczają wartości chwilowej wytrzymałości na rozciąganie. W segmentach pierwszej grupy ma to miejsce przy brzegach segmentów, w segmen-

tach drugiej grupy – w środku ich długości i na brzegach. Naprężenia pionowe w styku przekraczają wartość naprężeń przyczepności σ_{Rj} , a dodatkowo występują tu naprężenia styczne. Jest to zgodne z zaobserwowanym układem rys.

Analizując stan zbiornika w 105 dniu rozważono siły i momenty równoleżnikowe w dolnej części ścian. Maksymalna siła równoleżnikowa równa 1544,58 kN jest większa od siły rysującej. Rozciąganie jest z małym mimośrodem, co uzasadnia powstanie południkowych rys o charakterze przelotowym.

6. Wnioski

1. Zarysowania zbiornika ujawnione w czasie próby szczelności (rysy południkowe i odspojenie ścian od dna) powstały w fazie przedeksplatacyjnej i były wy-

nikiem odkształceń wymuszonych spowodowanych skurczem i ochłodzeniem po samoociepnięciu betonu oraz obciążeniami termicznymi, gdy zbiornik pozostał nienapełniony przez zimę.

2. Przecieki, pomimo wyłożenia wewnętrznych powierzchni ścian folią, pojawiły się z powodu niezabezpieczenia styku ściany z dnem i odspojenia dolnych fragmentów folii w czasie mrozów.

3. Normowa metoda oceny zarysowania ścian zbiorników pod wpływem odkształceń wymuszonych pozwala jedynie na ocenę szacunkową (brak odniesienia do naprężeń głównych). Jest też nieprecyzyjna w przypadku ścian zakrzywionych.

4. Klasyfikacja zbiorników ze względu na szczelność pozwala na elastyczne podejście do ich projektowania. Jednak przyjęcie wariantów, w których dopuszcza się rysy, wymaga bardzo starannego zaprojektowania i wykonania wewnętrznych okładzin uszczelniających.

5. Przyjęcie zalecanego przez EC1-4 dla obciążeń termicznych współczynnika $\psi_0=0,6$ daje możliwość zmniejszenia grubości ścian w stosunku do dotychczasowych obliczeń.

[2] Flaga K., Zarysowania termiczne ścian przyczółków i ścian oporowych obiektów mostowych w pobliżu ich styku z fundamentami, Inżynieria i Budownictwo nr 1-2/2009

[3] Flaga K., Skurcz betonu i jego wpływ na nośność, użyteczność i trwałość konstrukcji żelbetowych i sprężonych. Zeszyty Naukowe PK, Inżynieria Lądowa nr 73, Kraków 2002

[4] Franczak D., Halicka A., Wpływ wieku betonu na nośność styku w zespolonych elementach betonowych typu „beton-beton”, Przegląd budowlany nr 1/2012

[5] Godycki-Ćwirko T., Korzeniowski P., Piotrowski P., Przyczyny zarysowania zbiornika oczyszczalni ścieków, Inżynieria i Budownictwo nr 10/2009

[6] Iványi G., Bemerkungen zu „Mindestbewehrung“ in Wänden, Beton- und Stahlbetonbau 90 nr11/1995

[7] Kiernożycki W.: Betonowe konstrukcje masywne, Polski Cement, Kraków 2003

[8] Rostásy F. S., Henning W., Zwang in Stahlbetonwänden auf Fundamenten, Beton- und Stahlbetonbau 84 nr 8/ 1989

[9] Seruga A., Szydłowski R., Zych M., Ocena procesującego procesu zarysowania ścian cylindrycznych w monolitycznych zbiornikach żelbetowych, Czasopismo Techn. z. 1-B/2008

[10] Zych M., Analiza numeryczna zarysowania w dojrzewającym betonie ściany zbiornika żelbetowego, Czasopismo Techniczne, z. 3-Ś/2008

[11] Normy: PN-EN 1991-4:2008 (EC1-4), PN-EN 1991-1-5 (EC1-5), PN-EN 1992-1-1 (EC2-1-1), PN-EN1992-3:2008 (EC2-3)

LITERATURA

[1] Bödefeld J., Ehmann R., Schlicke D., Tue N., Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonteilen infolge des Hydratationsprozesses, Beton- und Stahlbetonbau 107 nr 1/2012



EPSTAL – stal zbrojeniowa o wysokiej ciągliwości

www.cpjs.pl
Centrum Promocji Jakości Stali

Klasa C wg Eurokodu 2
Klasa A-IIIN wg PN-B-03264
Dobra spajalność