

Analiza przyczyn awarii żelbetowego, wielokomorowego zbiornika oczyszczalni ścieków oraz zrealizowane wzmocnienie

Dr inż. Bogdan Podolski, Politechnika Wrocławska, dr inż. Michał Podolski, Politechnika Wrocławska, mgr inż. Tomasz Bartosik, EURO-PROJEKT Wrocław

1. Opis zbiornika i jego awarii podczas próby szczelności

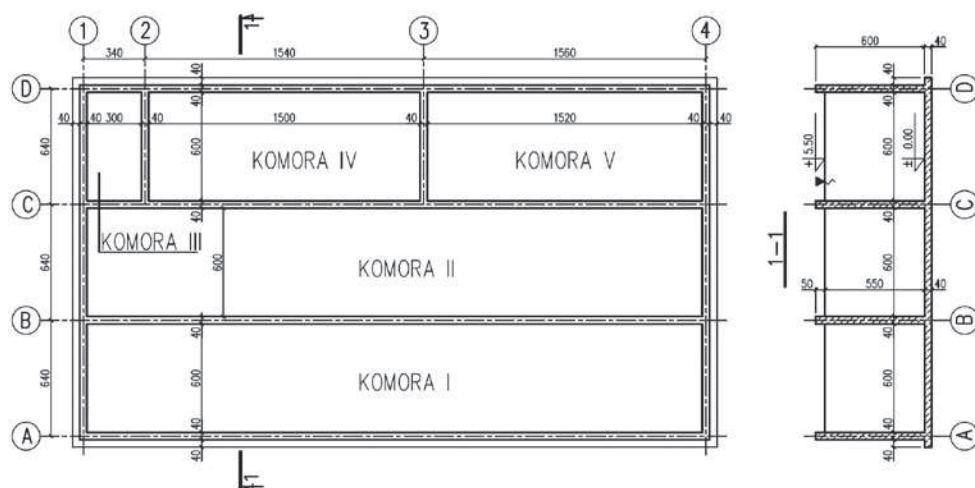
Analizowany w referacie zbiornik, wraz z urządzeniami, miał pełnić funkcję bloku oczyszczania biologicznego w dużym przedsiębiorstwie drobiarskim. Jest to obiekt odkryty, pięciokomorowy, o rozmiarach w rzucie poziomym 34,80 x 19,60 m. Wygląd wykonanego zbiornika oraz podział na komory pokazano na rysunkach 1 i 2. Zbiornik miał być wykonany z betonu B30 W8, zbrojenie płyty dennej ze stali AIIIIN, natomiast w płytach ściennych przyjęte zostało zbrojenie ze stali 34GS. Znamienne jest, że grubości wszystkich elementów konstrukcyjnych były jednakowe i wynosiły 40 cm.

Mimo pozornej prostoty obiektu jego projektowanie i realizacja nie były pozbawione problemów. Już przed rozpoczęciem budowy wykonawca zakwestionował pierwotny projekt zwracając uwagę na zbyt słabe, jego zdaniem, zbrojenie elementów konstrukcyjnych w porównaniu z innymi, wznoszonymi przez niego, zbiornikami. W związku z tym, autorskie biuro projektów wprowadziło zmiany polegające na zmniejszeniu szerokości zbiornika i zwiększeniu ilości zbrojenia. Należy dodać, że w tej wersji dokumentacji ściany podłużne w osiach

A i B zbiornika miały mieć grubość 50 cm, zaś wszystkie pozostałe elementy grubość 40 cm. Po tych zmianach rozpoczęto realizację obiektu, wykonano roboty ziemne i płytę denną. Na tym etapie wykonawca zgłosił jednak dodatkowe zastrzeżenia odnoszące się do sposobu zbrojenia ścian, w tym geometrii siatek zbrojenio- wych i sposobu zbrojenia naroży wklęsłych, w których mogło nastąpić wyrwanie praktycznie niezakotwionych prętów.

W tej sytuacji inne biuro projektów opracowało projekt wykonawczy zmieniający poprzednie rozwiązania ścian. W ramach tego projektu wykonano uproszczone obliczenia statyczno-wytrzymałościowe traktując ściany podłużne jako wsporniki zakotwione w dnie i na tej podstawie określono zbrojenie. Nie skontrolowano natomiast stanów granicznych użyteczności zakładając, jak się okazało niesłusznie, że zostały one sprawdzone w dokumentacji autorskiego biura projektów. Należy podkreślić, że na podstawie tych obliczeń zmniejszono grubości ścian w osiach A i B o 10 cm przyjmując ostatecznie jednakowe grubości dla wszystkich ścian zbiornika.

Po wykonaniu konstrukcji żelbetowej zbiornika pokryto od wewnątrz jego ściany powłoką ochronną oraz ocieplono od zewnątrz styropianem.



Rys. 1.
Żelbetowy,
wielokomorowy
zbiornik oczyszczalni
ścieków



Rys. 2. Widok ogólny zbiornika przed jego wzmocnieniem

Przed montażem urządzeń zbiornik został poddany próbie szczelności, podczas której wypełniono wodą dwie sprzężone ze sobą komory I i II. Z informacji uzyskanej od wykonawcy obiektu wynikało, że proces napełniania zbiornika był stosunkowo powolny, przy czym równocześnie były prowadzone rutynowe obserwacje ścian zbiornika. W tym czasie, w zewnętrznych ścianach podłużnych wypełnionych komór wystąpiły rysy i pojawiły się wycieki wody. Same wycieki nie spowodowały jeszcze uznania próby za negatywną, jednakże zaobserwowano wyraźne wygięcie ściany zewnętrznej komory I, którego maksymalna wartość wynosiła ok. 8 cm. Bardziej dokładny obraz licznych rys uzyskano po usunięciu ocieplenia w części uszkodzonej ściany zewnętrznej. Wskazywało to nie tylko na niespełnienie warunku szczelności ścian komór, ale także na poważną awarię obiektu związaną z nadmiernie obniżoną nośnością jego konstrukcji. W tej sytuacji dalsze kontynuowanie próby szczelności uznane zostało za niebezpieczne i opróżniono zbiornik.

2. Zakres i wyniki badań po awarii

Badania zostały rozpoczęte niezwłocznie po zaproszeniu skierowanym do autorów niniejszego referatu. Zakres tych badań został jednak ograniczony tak, aby można

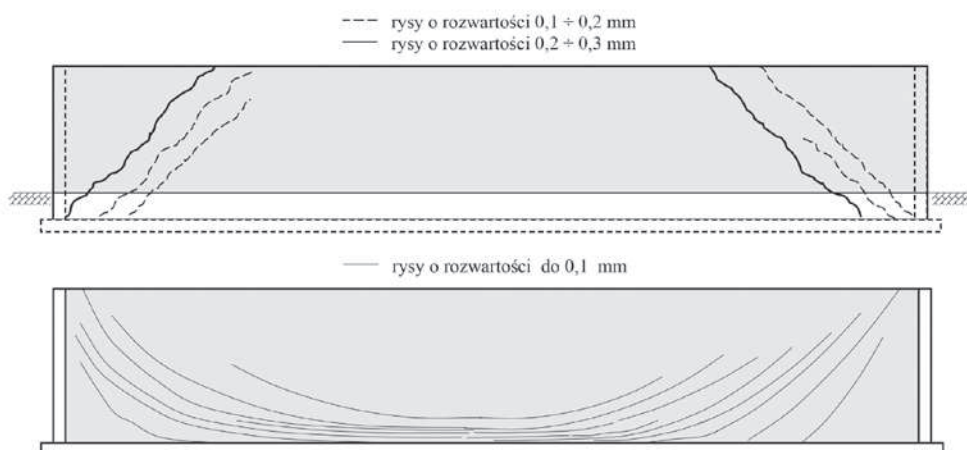
było w krótkim czasie opracować projekt wzmocnienia i wykonać roboty budowlane. Inwestor obawiał się bowiem nadmiernego wzrostu kosztów przedsięwzięcia w przypadku niedotrzymania terminu oddania do użytku całej oczyszczalni ścieków.

Badania rozpoczęto po całkowitym opróżnieniu zbiornika i miały one zakres następujący:

- kontrolne pomiary geometrii obiektu,
- inwentaryzacja rys i innych uszkodzeń,
- ocena wytrzymałości betonu na próbkach z odwiertów i metodą sklerometryczną,
- polowe pomiary przyczepności powłok metodą „pull-off”,
- badania chemiczne betonu,
- ocena warunków geotechnicznych posadowienia,
- kontrolne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

Okazało się, że rozmiary zbiornika lokalnie odbiegały od przewidzianych projektem, jednak nie miało to istotnego znaczenia. Beton był dobrej jakości, jego klasę oceniono na odpowiadającą B25, a więc niewiele niższą od projektowanej B30. Biorąc pod uwagę młody wiek betonu można było przewidywać osiągnięcie z czasem wymaganej wytrzymałości i klasy. Badania chemiczne nie wykazały obecności w betonie szkodliwych soli. Stosunkowo liczne przypadki ubytków i odspojeń powłok izolacyjnych na ścianach i dnie zbiornika były w korelacji z lokalnie niezadowolającymi wynikami wytrzymałości tych powłok na odrywanie, świadczącymi o niewłaściwym przygotowaniu podłoża betonowego. Pęknięcia powłok w miejscach zarysowań konstrukcji wskazywały na zastosowanie na powłoki zbyt sztywnego materiału, który uniemożliwił szczelne przykrycie pracujących rys.

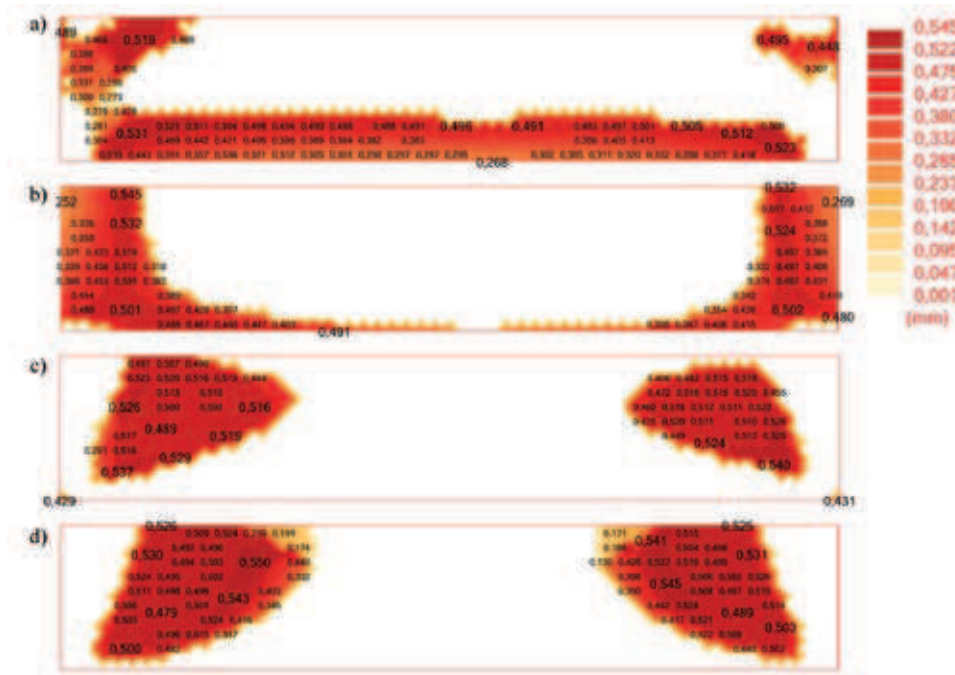
Ze względu na rozbudowany rzut poziomy zbiornika i prawdopodobnie istotny wpływ stanu podłoża na siły wewnętrzne za celowe uznano kontrolne zbadanie podłoża gruntowego, które było badane również poprzednio, przed opracowaniem dokumentacji projektowej. W badaniach [4] stwierdzono, że pod płytą denną występują piaski w stanie średniozagęszczonym, a pod nimi gliny piaszczyste w stanie plastycznym. Woda gruntowa znajdowała się na poziomie ok. 0,50 m poniżej terenu.



Rys. 3. Morfologia rys widocznych na ścianie w osi A po opróżnieniu zbiornika (na górze od zewnątrz, na dole od wewnątrz zbiornika)



Rys. 4.
Momenty skracające M_{xy} [kNm/m] w ścianie A zbiornika



Rys. 5.
Teoretyczne składowe rozwarcia rys w ścianie A w mm obliczone dla zestawu kombinacji stanu granicznego użytkownika: (a) powierzchnia wewnętrzna – składowa pionowa, (b) powierzchnia wewnętrzna – składowa pozioma, (c) powierzchnia zewnętrzna – składowa pionowa, (d) powierzchnia zewnętrzna – składowa pozioma

W poprzednich badaniach gliny podścielające piaski były w stanie twardoplastycznym. Niższy też był wówczas poziom wody gruntowej, która stabilizowała się na głębokości 1,2–1,4 m poniżej powierzchni terenu. Zmiany parametrów podłoża miały związek ze znacznie zwiększoną wilgotnością gruntu w okresie wiosennym, kiedy prowadzone były badania.

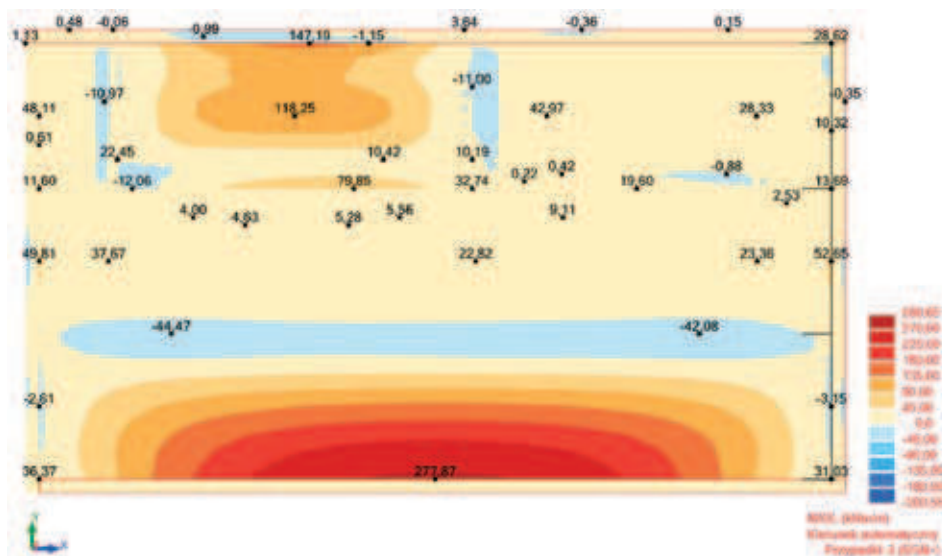
Przykładową morfologię rys widocznych na ścianie A, po opróżnieniu zbiornika, pokazano na rysunku 3. Na wewnętrznej powierzchni tej ściany, w pobliżu obu ścian poprzecznych, występowały prawie symetrycznie charakterystyczne rysy ukośne o rozwarciach 0,1–0,3 mm, przebiegające w przybliżeniu pod kątem 45 do poziomu. Po wewnętrznej stronie tej ściany w części dolnej rysy były prawie poziome, zmieniały one kierunek na ukośny w pobliżu ścian poprzecznych. W częściach skrajnych powierzchni wewnętrznej ściany A rysy przebiegały w przybliżeniu prostopadle do rys na powierzchni zewnętrznej. Zbliżony układ geometryczny rys zaobserwowano również w ścianie C, były to rysy włosowate o rozwarciach poniżej 0,1 mm.

Opisane zachowanie się zbiornika podczas próby szczelności oraz nietypowy obraz rys powstałych na ścianach, zwłaszcza na ścianie A, mogły być wyjaśnione jedynie poprzez obliczenia statyczne zbiornika jako konstrukcji przestrzennej. Opracowano komputerowy model zbiornika

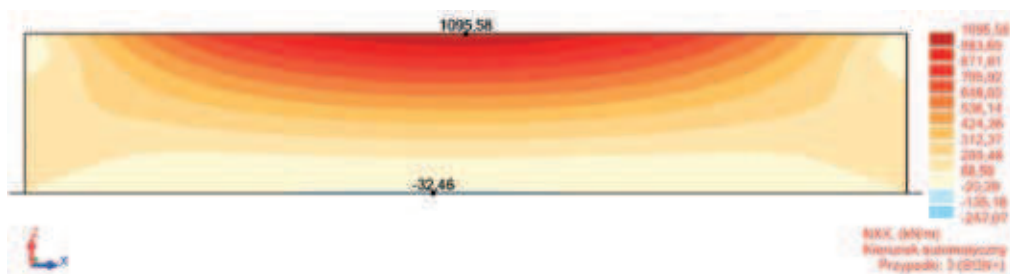
jako wykonanego z materiału liniowo-sprężystego, opierającego się na podłożu sprężystym. Parametry podłoża dobrane zostały stosownie do cech gruntu określonych w badaniach. Obliczenia wykonano w programie Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2012.

Technologia użytkownika zbiornika przewidywała możliwość oddzielnego obciążania ściekami jego komór, z wyjątkiem sprzężonych ze sobą komór 1 i 2. Warunki te zostały uwzględnione w przyjętych siedmiu schematach obciążeń. Wyniki obliczeń, które były podstawą analizy, obejmowały siły wewnętrzne, niezbędne zbrojenie dla ścian i dna zbiornika, deformacje konstrukcji oraz rysy. Mapy rozwarcia rys dla ścian podłużnych, które są poddane zginaniu oraz skręcaniu i spełniają warunek SGN, otrzymano z ww. programu przy wykorzystaniu metody Wood & Armer.

Na rysunkach poniżej zaprezentowano wybrane wyniki obliczeń pozwalające scharakteryzować zachowanie się zbiornika. Mapy sił wewnętrznych dotyczą przypadków obciążeń generujących maksymalne wartości tych sił. Przykładowe rysunki deformującego się zbiornika (rys. 8) przedstawione zostały dla przypadku występującego podczas próby szczelności (wypełnione sprzężone komory I i II). Mapy rys pokazano dla ściany A komory I, na której zinwentaryzowano znaczne uszkodzenia trwałe pozostałe po próbie szczelności.

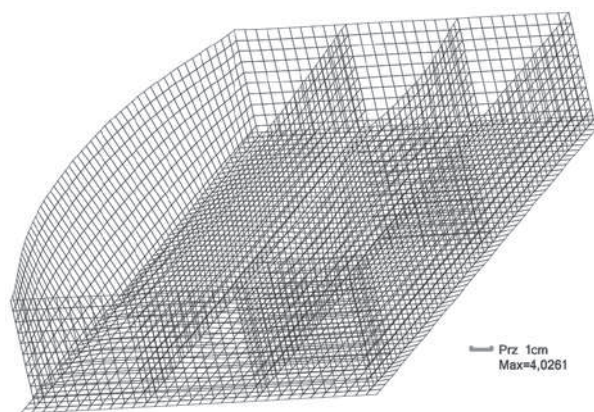


Rys. 6.
Momenty zginające M_y [kNm/m] w płycie dennej zbiornika



Rys. 7.
Siły osiowe N_x [kN/m] w ścianie zbiornika znajdującej się w osi B

Wyniki obliczeń komputerowych przedstawiono dla ściany A oraz dna, jako elementów najbardziej obciążonych. W ścianie A mamy do czynienia ze znacznymi wartościami momentów zginających M_y oraz z występowaniem stosunkowo dużych momentów skręcających M_{xy} , co pokazano na rysunku 4. Przy obciążeniu ściekami komór I i II uwiadczniają się nadmierne deformacje tej ściany, które przy uwzględnieniu wpływu reologii betonu oceniono na około 19 cm. W tejże ścianie, nawet przy przyjętym w obliczeniach założeniu zastosowania prawidłowego zbrojenia wynikającego w sił wewnętrznych, mogą teoretycznie pojawić się rysy o nadmiernym rozwarciu wynoszącym około 0,7 mm (rys. 5).



Rys. 8. Deformacje sprężyste zbiornika dla obciążenia przy wypełnionych komorach I i II

Rysunek 6 ilustruje wyężenie dna zbiornika, w tym przypadku jego zginanie w kierunku osi y. Towarzyszyły temu zarysowania dna o maksymalnym rozwarciu dochodzącym do około 0,5 mm.

Zwracają również uwagę duże, poziome siły osiowe w górnych częściach ścian spowodowane parciem cieczy oraz deformacją całego zbiornika na podatnym podłożu gruntowym (rys. 7).

3. Analiza wyników badań

Badania wykazały zadowalającą jakość betonu zbiornika, a także brak nadmiernych odstępstw od przyjętych w projekcie rozmiarów elementów konstrukcyjnych. Na ocenę stopnia spełnienia warunków stanów granicznych, a tym samym bezpieczeństwa użytkownika zbiornika, pozwoliły przedstawione poprzednio wyniki obliczeń. Wykazały one występowanie w elementach zbiornika licznych obszarów niedoborów zbrojenia, spośród których można wymienić m.in. następujące:

- w płycie dennej od strony ściany A, gdzie niedobór wynosił do 105%,
- w ścianie A, w której niedobór sięgał około 100%, lokalnie nawet do około 300%,
- w ścianie B, w której niedobór sięgał lokalnie do 180%,
- w ścianach bocznych, w których niedobory miejscowo przekraczały wartość 200%.

Powyższa ocena wskazuje na znaczny stopień przekroczenia w konstrukcji zbiornika warunku stanu granicz-

nego nośności. W przypadku podjęcia jego normalnej eksploatacji, całkowicie realną była możliwość awarii, a nawet zniszczenie zbiornika. Na taką ocenę wskazują również przewidywane nadmiernie rozwierające się rysy oraz ugięcia ścian podłużnych, które zostały potwierdzone przez obserwacje podczas próby szczelności.

Dokonana analiza wyraźnie wskazuje, że niepowodzenie realizacji zbiornika spowodowane zostało istotnymi błędami projektu jego konstrukcji, w tym niewystarczającą sztywnością oraz bardzo znacznym niedoborem zbrojenia. Wynika z niej wprost, iż autorzy projektu zbiornika nie wykonali prawidłowych obliczeń statycznych. Nie zastosowali w obliczeniach modelu przestrzennego, jak również, prawdopodobnie, właściwych, przybliżonych modeli płaskich. Niestety nie wykazali się również niezbędną w takim przypadku intuicją inżynierską. Spośród innych, wynikających stąd błędów należy wymienić także następujące:

1. Zbyt małą grubość płyty dennej (40 cm), której deformacja przyczyniła się do nadmiernych ugięć ścian podłużnych A i B.
2. Pominięcie wpływu słabego podłoża gruntowego na kształtowanie się sił wewnętrznych w elementach zbiornika, w tym na pojawienie się istotnych, poziomych sił osiowych w górnych częściach ścian, czego nie uwzględniono w wymiarowaniu zbrojenia.
3. Pominięcie istotnego wpływu momentów skręcających w ścianach podłużnych A i B, które przyczyniły się do powstania nietypowych, o znacznych rozwarciach, ukośnych rys w tych ścianach, zaobserwowanych w próbie szczelności. Rysy te, jako typowe dla przypadku skręcania, miały odwrotny kierunek wznoszenia się na przeciwległych stronach ścian (ich geneza wynika z obrazu map momentów i rys przedstawionych na rysunkach 4 i 5).

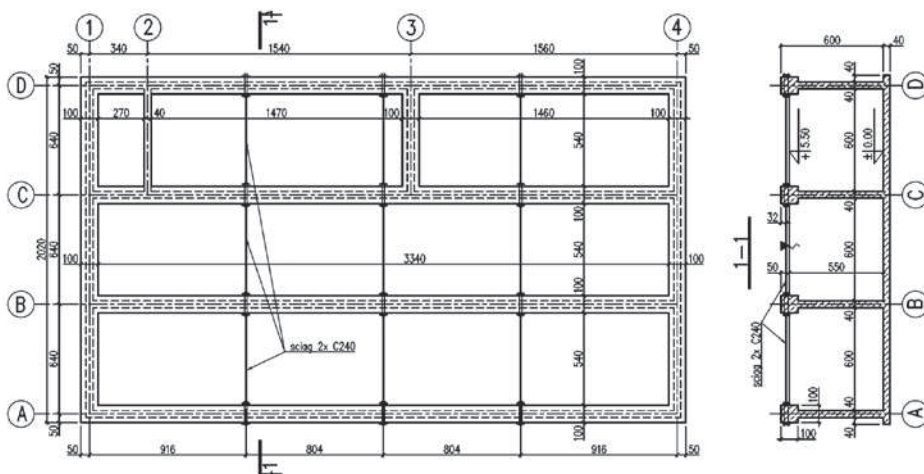
4. Sposób wzmocnienia zbiornika

Po analizie wyników badań oceniono, że zbiornik w stanie, w jakim został zaprojektowany i wykonany, nie może być oddany do użytku. Rozpatrzono kilka wariantów wzmocnienia zbiornika, w tym:

- powiększenie grubości dna zbiornika i ściany podłużnej w osi A, z odpowiednim uzbrojeniem i połączeniem z istniejącą konstrukcją, a także – stosowne do potrzeb
- wzmocnienie pozostałych ścian za pomocą taśm lub mat z włókien węglowych klejonych do betonu,
- ogólne wzmocnienie zbiornika przez wykonanie na poziomie górnej powierzchni komór odpowiednio sztywnych żeber żelbetowych połączonych ze ścianami oraz dodatkowe poprzeczne skotwienie tych żeber, a ponadto lokalne wzmocnienie ścian, w związku z radykalną zmianą schematu statycznego zbiornika, z zastosowaniem taśm i mat z włókien węglowych,
- sugerowany przez inwestora wariant polegający na obсыpaniu zbiornika gruntem, tak aby jego odpór zredukował deformacje i wyęźnienie ścian zewnętrznych, co prowadziło również do korzystnych zmian wyęźnienia pozostałych elementów konstrukcyjnych.

Po analizie odrzucono wariant pierwszy i trzeci, przy czym wzięto pod uwagę następujące argumenty:

- wariant pierwszy oceniono jako nieekonomiczny, gdyż dla zapewnienia odpowiedniej sztywności ścianie zewnętrznej w osi A wymagane byłoby duże pogrubienie tej ściany, a ponadto niezbędne byłoby znaczne zwiększenie grubości dna w komorze I, co jednak nie wyeliminowałoby przeciążenia pozostałych elementów konstrukcyjnych i niezbędne byłoby ich wzmacnianie, a ponadto nastąpiłoby zmniejszenie pojemności komory I,
 - dla powstania odporu gruntu umożliwiającego przeciwdziałanie deformacjom ścian zewnętrznych konieczne byłoby wykonanie szerokich nasypów, które zajmowałyby duży teren utrudniając komunikację w pobliżu obiektu, rozwiązanie to również musiałoby być uzupełnione wzmocnieniami wewnętrznych ścian podłużnych.
- Wariant drugi wymagał mniejszego zakresu robót żelbetowych niż wariant pierwszy, chociaż były one kłopotliwe ze względu na konieczność prawidłowego zespolenia nowego betonu z istniejącą konstrukcją. Niedogodnością tego wariantu była też konieczność uwzględnienia wpływu zmiany schematu statycznego zbiornika na nośność elementów konstrukcyjnych. Dzięki sprężystemu podparciu podłużnych płyt ściennych na tych żebrach



Rys. 10.
Zrealizowana koncepcja wzmocnienia zbiornika



Rys. 11, 12. Ściany zbiornika w trakcie realizacji wzmocnienia i po jego wykonaniu

nastąpiło jednak wyraźne zmniejszenie występujących w tych płytach momentów zginających i skręcających, w istotnym stopniu zmniejszyło się również wyężenie płyty dennej, co wyeliminowało potrzebę jej wzmocnienia. Nieliczne wzmocnienia wynikły z wpływu zmiany schematu statycznego ustroju. Koncepcja rozwiązania wg wariantu drugiego została przedstawiona inwestorowi i przez niego zaakceptowana.

Na rysunku 9 pokazano rozwiązanie, które zostało zaprojektowane i zrealizowane. W górnych częściach płyt ściennych, z wyjątkiem ściany wewnętrznej wydzielającej komorę III, wytworzono żebra o przekrojach 100 x 100 cm przez poszerzenie płyt i zespolenie nowego betonu ze starym. Żebra te stanowiły podparcia dla płyt, a równocześnie poprawiały pracę tarczową ścian. Ponadto zastosowano trzy stalowe ściągi wykonane z dwóch ceowników $h=220$ mm w postaci przekrojów skrzynkowych, usytuowane w miejscach nieutrudniających montażu urządzeń. Elementy te przenosiły głównie siły rozciągające pochodzące od parcia wody i ścieków oraz pojawiające się niewielkie siły ściskające. Konieczne było lokalne wzmocnienie ścian na zginanie, w związku ze zmianą ich schematów podparcia i pojawieniem się większych momentów zginających o przeciwnych znakach, do czego wykorzystano taśmy z włókien wę-

głowych. Firmy wykonawcze poradziły sobie z tym zadaniem w ciągu około 7 tygodni i po naprawie powłok ochronnych oraz montażu urządzeń obiekt został odebrany i włączony do eksploatacji. Na rysunkach 10 i 11 pokazano zbiornik podczas wykonywania wzmocnień oraz po zakończeniu robót.

5. Podsumowanie

Nieprawidłowości i lokalne awarie żelbetowych zbiorników na wodę i ścieki nie stanowią zdarzeń wyjątkowych, na ogół wiążą się jednak z pojawianiem się rys i pęknięć powodujących jedynie nieszczelności i przecieki. Usterki te są kłopotliwe, wynikają z wpływów skurczu betonu, efektów termicznych oraz często również niedostatecznego zbrojenia i błędów technologii wznoszenia [1, 2]. Opisany przypadek należy do rzadziej spotykanych, gdyż poza przeciekami stwierdzonymi w próbie szczelności stwierdzono w zbiorniku niespełnienie warunków nośności i bezpieczeństwa w większości elementów. W przypadku normalnej eksploatacji zbiornik mógł ulec katastrofie.

Przedstawiona analiza wykazała, że zbiornik jako całość był źle zaprojektowany i nie mógł być oddany do użytku, co postawiło inwestora w bardzo trudnej sytuacji. Obiekt był bowiem realizowany dzięki wsparciu funduszu zewnętrznego i powinien być terminowo oddany do użytku. Zaprojektowane wzmocnienie zbiornika, związane ze zmianą jego schematu statycznego, mimo niektórych kłopotliwych rozwiązań szczegółowych (konieczność łączenia nowego betonu ze starym, dodatkowe wzmocnienia za pomocą taśm z włókien węglowych), okazało się skuteczne i pozwoliło dochować przyjętych warunków.

Opisany przypadek wskazuje na brak u niektórych projektantów umiejętności analizowania złożonych konstrukcji przestrzennych, zarówno przy użyciu zaawansowanych programów obliczeniowych, jak również w sposób uproszczony. Zwraca też uwagę na problem często spotykanej, jedynie pobieżnej lub nawet niefachowej weryfikacji dokumentacji konstrukcyjnej, a także słabo ugruntowane przekonanie inwestorów o celowości profesjonalnego, dodatkowego sprawdzania zamówionej dokumentacji przed jej odbiorem. Stan ten powoduje, że ilość awarii i katastrof budowlanych ciągle utrzymuje się na nadmiernie wysokim poziomie [3].

BIBLIOGRAFIA

- [1] Kmita A., Musiał M., Styś D., Problemy związane z zarysowaniem zbiorników na wodę w oczyszczalni ścieków. „Przegląd Budowlany” nr 4/2012
- [2] Halicka A., Franczak D., Fronczyk J., Analiza przyczyn zarysowań cylindrycznego zbiornika żelbetowego ujawnionych podczas próby szczelności. „Przegląd Budowlany” nr 4/2012
- [3] Runkiewicz L., Analizy zagrożeń, awarii i katastrof żelbetowych zbiorników i silosów. „Przegląd Budowlany” nr 4/2012
- [4] Warunki geotechniczne posadowienia bloku oczyszczania biologicznego ścieków. Opracowanie wykonane przez Biuro Usług Geotechnicznych „GEOTECH” dr inż. Czesław Rybak w 2008 r.