

DYPLOM

w konkursie dotyczącym wyróżniającej się współpracy
z redakcją w 2022 roku

**Kolegium Redakcyjne „Inżynierii i Budownictwa”
przyznało**

NAGRODĘ

**za wyróżniające się przedstawienie interesujących problemów
dotyczących szczelności zbiorników na ciecze**

Laureatami zostali

**prof. dr hab. inż. ANNA HALICKA
mgr inż. DOMINIKA FRANCIK-BALMAS
dr inż. ŁUKASZ JABŁOŃSKI**

za artykuł pt.

„Próby szczelności żelbetowych zbiorników na ciecze:
kryteria i procedury oraz przyczyny ujawnionych nieszczelności” opublikowany w nr. 11-12/2022.

SERDECZNIE GRATULUJEMY

W imieniu Kolegium Redakcyjnego



Prof. dr hab. inż. Barbara Goszczyńska
Redaktor naczelna

Próby szczelności żelbetowych zbiorników na ciecze: kryteria i procedury oraz przyczyny ujawnionych nieszczelności

Szczelność jest podstawową cechą użytkową wymaganą od zbiorników na ciecze. Oznacza ona z jednej strony zminimalizowanie wycieku cieczy ze zbiornika do określonego poziomu lub niedopuszczenie do takiego wycieku, ale także niedopuszczenie do przecieków wody gruntowej do wnętrza zbiornika. W takim ujęciu o szczelności decydują nie tylko ewentualne zarysowania samego płaszcza betonowego, wynikające z przekroczenia wytrzymałości betonu przez naprężenia rozciągające powstałe wskutek obciążeń lub/i odkształceń wymuszonych, ale także nieszczelności strukturalne betonu oraz nieszczelności przerw technologicznych i przejść rur przez ściany i dno.

W odniesieniu do projektowania wymaganie szczelności oznacza, że obliczeniowe zagwarantowanie bezpieczeństwa użytkowania przez spełnienie warunku stanu granicznego nośności jest zdecydowanie niewystarczające, a podstawowe i miarodajne dla ustalenia grubości ścian i ilości zbrojenia są nie stany graniczne nośności, lecz stan graniczny zarysowania.

Dla potwierdzenia szczelności zbiornika przed jego włączeniem do użytkowania wykonuje się tzw. próbę szczelności, która ma celu sprawdzenie, czy występują przecieki. W niniejszej pracy zestawiono zasady wykonywania prób szczelności stosowane w różnych krajach wraz z kryteriami pozytywnego wyniku próby szczelności.

Jeśli zbiornik nie przejdzie próby pozytywnie, konieczne są naprawy. Tu zwykle pojawia się rzeczoznawca. Wnikliwa ekspertyza ma znaczenie podstawowe, gdyż skuteczność naprawy zależy od prawidłowego rozpoznania przyczyn przecieków, w szczególności przyczyn rys, przez które przecieki zachodzą. Przyczyny te mogą leżeć w uchybieniach projektu lub nieprawidłowościach wykonawstwa.

W artykule zestawiono zatem także obliczeniowe zasady sprawdzania szczelności zbiorników żelbetowych, klasyfikację zbiorników pod względem szczelności i warunki obliczeniowe. Podano także zasady zapewniania szczelności na etapie wykonawstwa wraz z metodami napraw rys ujawnionych w próbie szczelności. Przedstawiono przykłady zbiorników, które nie przeszły pozytywnie próby szczelności, i wskazano możliwe przyczyny, którymi najczęściej są odkształcenia wymuszone. Podano zasady

wykonywania ekspertyzowych analiz mających na celu potwierdzenie przyczyn nieszczelności ujawnionych w czasie próby szczelności zbiorników i zilustrowano je przykładem obliczeniowym.

Zasady przeprowadzania prób szczelności

• **Zalecenia polskie.** W zbiorze polskich norm nie ma aktualnej normy dotyczącej badania szczelności zbiorników żelbetowych. W przeszłości zasady „prób szczelności” jako badań związanych z odbiorem technicznym były podane w normie PN-B-10702 [1], ale jedynie w odniesieniu do zbiorników wodociągowych i kanalizacyjnych. Norma ta wyróżnia zbiorniki wykonane z materiałów nasiąkliwych (tu zalicza się zbiorniki z betonu) i wykonane z materiałów nienasiąkliwych (tu można zaliczyć zbiorniki betonowe z wykładzinami). W normie zawarto wymaganie, aby we wszystkich zbiornikach zarówno oceniać ubytek medium (wody, ścieków, osadów) ze zbiornika w wyniku eksfiltracji, jak i ustalać, czy występuje infiltracja wód gruntowych do wnętrza zbiornika.

Ocena eksfiltracji jest dokonywana przy napełnieniu zbiornika wodą do maksymalnego możliwego poziomu w sytuacji awaryjnej (poziom wyższy niż eksploatacyjny), przewidzianego w projekcie jako jedna z sytuacji obliczeniowych. Zalecono, aby próby szczelności przeprowadzać podczas suchej pogody w temperaturze powietrza co najmniej 5°C, a w przypadku zbiorników otwartych – przy małej prędkości wiatru, niepowodującej falowania cieczy. Przed próbą szczelności wnętrze zbiornika powinno zostać oczyszczone, a wszystkie przewody (z wyjątkiem zamykanych zasuway przewodów doprowadzającego i odprowadzającego) powinny zostać zaślepione. Zalecono, aby zbiornik napełniać stopniowo, obserwując zewnętrzne powierzchnie ścian, a w przypadku stwierdzenia przecieku opróżnić zbiornik, dokonać naprawy i wykonać powtórny próbę szczelności. Przewidziano pomiar poziomu cieczy za pomocą rurek wodowskazowych o średnicy 20 mm z podziałką milimetrową. W przypadku zbiorników otwartych rurki te są elementem dodatkowego otwartego naczynia pomiarowego, o powierzchni dna nie mniejszej niż 1 m² i wysokości ścian 1 m, którego rolą jest wyeliminowanie z wyników efektu opadów i parowania.

W przypadku przekrytych zbiorników z materiałów nasiąkliwych, a więc także z betonu, procedura odczytów jest następująca:

- pozostawienie napełnionego zbiornika na 48 godzin w celu nasiąknięcia ścian i dna; w tym czasie wykonanie pomiarów kontrolnych w celu zorientowania się, czy ubytek wody (obliczony jako iloczyn pola powierzchni zwierciadła i pomierzonego obniżenia poziomu) nie świadczy o tym, że wyciek nie został dostrzeżony: dwa pierwsze odczyty realizuje się co pół godziny, trzeci po kolejnej 1 godzinie, czwarty po 6 godzinach, a następne odczyty co 8 godzin;

- wykonanie pomiarów miarodajnych: pierwszy odczyt po 48 godzinach nasiąkania, drugi po kolejnych 24 godzinach, a trzeci po kolejnych 24 godzinach; ubytek wody, którego dopuszczalna wartość wynosi $0,04 \text{ dm}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$, oblicza się dla ostatnich 48 godzin jako:

$$V_{w1} = \frac{Gw}{pt}, \quad (1)$$

gdzie:

G – pole powierzchni wody [m^2],

p – pole zwilżonej powierzchni ścian i dna [m^2],

t – czas pomiędzy odczytami (48 godzin),

w – w przypadku zbiornika zamkniętego obniżenie zwierciadła cieczy w rurce wodowskazowej, w przypadku zbiornika otwartego różnica między wysokością poziomu zwierciadła wody w zbiorniku a wysokością poziomu w naczyniu otwartym [mm];

- obserwacja i inwentaryzacja obecności zawilgoceń, pocienia, roszczenia i sączenia, a w szczególności przecieków widocznych na zewnętrznej powierzchni zbiornika.

W przypadku zbiorników przekrytych i otwartych z materiałów nienasiąkliwych okres nasiąkania jest skrócony do 24 godzin.

Infiltrację w zbiornikach posadowionych poniżej zwierciadła wody gruntowej należy oceniać po wykonaniu zewnętrznej izolacji ścian, wypompowaniu znajdującej się w zbiorniku wody i zaślepieniu bądź zamknięciu wszystkich przewodów. Najpierw trzeba ocenić, czy nie występuje wypłynięcie zbiornika wskutek wyporu wody, a następnie dokonać obserwacji wnętrza zbiornika. Pierwsza ocena dokonywana jest po wyłączeniu pomp obniżających zwierciadło wody gruntowej, a obserwacje kontrolne prowadzone są przez 72 godziny co 8 godzin. Jeśli woda napływa do zbiornika, należy w czasie obserwacji mierzyć jej poziom w zbiorniku i równocześnie na zewnątrz z dokładnością do 1 cm.

Kryteria pozytywnego wyniku próby szczelności w zakresie infiltracji są następujące. Zbiorniki wykonane w wykopach otwartych oraz zbiorniki wykonywane metodą studni opuszczanych będące elementem procesu uzdatniania wody oraz komory fermentacji i inne komory biologicznego oczyszczania ścieków nie powinny wykazywać żadnych przecieków do wnętrza. Natomiast przecieki V w zbiornikach wykonanych metodą studni opuszczanych z wyjątkiem wymienionych wyżej powinny być ograniczone do ilości nie większej niż 3% pojemności tej części zbiornika, która znajduje się poniżej zwierciadła wody gruntowej:

$$V = \frac{V_1}{V_2 \frac{t}{24}}, \quad (1)$$

gdzie:

V_1 – objętość nagromadzonej w zbiorniku wody,

V_2 – pojemność części zbiornika, która znajduje się poniżej zwierciadła wody gruntowej,

t – czas pomiędzy pomiarami komisijnymi ($t = 72 \text{ h}$).

• Próby szczelności według norm i standardów zagranicznych

Norma amerykańska ACI 350.1-10

Norma amerykańska ACI 350.1-10 [2] przeznaczona jest do oceny szczelności obiektów żelbetowych związanych z ochroną środowiska. Są to rezerwuary, baseny i zbiorniki służące do przesyłu, magazynowania i uzdatniania/oczyszczania wody, ścieków i innych płynów, które nie są uznane za niebezpieczne, a także otwarte kanały i przewody oraz zbiorniki retencyjne. W przypadku zbiorników wielokomorowych każda z komór powinna być testowana niezależnie.

Zbiorniki otwarte i zamknięte bada się, wywierając ciśnienie wody (badanie „hydrauliczne”), przy czym zbiorniki zamknięte, w których ponad powierzchnią cieczy może wystąpić nadciśnienie, są badane jako „przepełnione”.

W normie ACI 350.1-10 sformułowano kryteria pomyślnego przejścia próby szczelności hydraulicznej zależne od typu zbiornika. Są one następujące:

a) zbiornik z wykładziną uszczelniającą – brak ubytków wody;

b) zbiornik wymagający obudowy bezpieczeństwa (wewnętrzna powłoka zbiornika dwupłaszczowego) – brak ubytków wody;

c) zbiornik ze stropem monolitycznym, w którym w projekcie nie dopuszczono obliczeniowo rys skurczowych – ubytek $\leq 0,0125\%$ objętości wody na dobę;

d) pozostałe zbiorniki – ubytek $\leq 0,05\%$ objętości wody na dobę;

e) pokryte wyprawą betonową rezerwuary i kanały – ubytek $\leq 0,1\%$ objętości wody na dobę.

„Brak ubytków wody” oznacza w powyższych kryteriach, że różnica poziomu zwierciadła wody wynikająca z parowania i opadów nie przekracza $1/8$ cala (3,2 mm).

Do próby szczelności używa się wody pitnej. Wszystkie zbiorniki, także podziemne, powinny mieć odsłonięte zewnętrzne powierzchnie ścian. Powinny być badane przed położeniem powłok czy wykładzin wewnętrznych (z wyjątkiem wykładzin mocowanych w czasie betonowania), po oczyszczeniu powierzchni ścian i dna. Przed próbą należy odpompować wodę ze zbiornika (jeśli się tam znajduje), zwierciadło wody gruntowej obniżyć poniżej poziomu płyty dennej, a wszystkie wejścia i wyjścia rur – zaślepić. Pierwsze napełnienie powinno być prowadzone z szybkością nie większą niż 4 stopy/godz. (około 1,2 m/godz.) do chwili, kiedy zostanie osiągnięty niższy z dwóch poziomów:

- poziom maksymalny przewidziany projektem,

– poziom znajdujący się 1 cal (ok. 2,5 cm) poniżej poziomu przelewu w zbiornikach zamkniętych i 4 cale (około 10 cm) w zbiornikach otwartych.

Ten poziom wody powinien być utrzymywany w zbiorniku betonowym bez wykładzin co najmniej przez 3 doby przed badaniem, co uznane jest za pierwszy etap testu (nie ma informacji o podobnym wymogu dla zbiorników badanych z wykładzinami). W tym czasie należy obserwować rano i wieczorem, czy na powierzchniach zewnętrznych nie pojawiły się przecieki lub rysy. Jeśli zostaną zauważone przecieki przez rysy lub przejścia rurociągów, a także jeśli dłoń przyłożona do powierzchni betonu staje się wilgotna, uznaje się, że zbiornik nie przeszedł pierwszego etapu testu. W tej sytuacji należy go opróżnić i wykonać naprawy.

Celem drugiego etapu jest wykrycie ewentualnych przecieków przez dno, które nie są możliwe do oceny wizualnej. Etap drugi należy zrealizować tylko w okresie stabilnej temperatury. Polega on na pomiarach odległości zwierciadła wody od zaznaczonego na ścianie poziomu z dokładnością 1/16 cala (ok. 1,5 mm) w dwóch przeciwnych miejscach na obwodzie zbiornika (dokładniejsze dane można uzyskać przy pomiarach w 4 miejscach). Pomiarów należy wykonywać co 24 godziny przez 3 doby, jeśli warunkiem pozytywnego przejścia zbiornika przez próbę szczelności jest brak ubytków wody – przypadki wymienione wyżej w punktach a i b. Jeśli przyjmowane są inne kryteria (punkty c, d, e), pomiary powinny być prowadzone przez okres nie krótszy niż pozwalający na obniżenie zwierciadła wody o 3/8 cala (ok. 10 mm) przy ubytku na poziomie dopuszczalnym w danym przypadku, lecz nie dłużej niż 5 dob. W etapie tym należy uwzględniać wpływ zmian temperatury wody na jej objętość, dokonując pomiarów temperatury wody w odległości 18 cali (około 45 cm) od powierzchni. Należy także uwzględniać i mierzyć ubytki z powodu parowania i przybytek wskutek opadów. Końcowy ubytek wody powinien być oceniony z uwzględnieniem wahań temperatury, parowania i opadów.

Zbiorniki, w których ponad zwierciadłem cieczy występuje nadciśnienie, bada się jako „przepełnione”. Przekrycie tych zbiorników powinno być projektowane z warunkiem obliczeniowego niedopuszczenia rys skurczowych. Jako kryteria pozytywnego wyniku testu obowiązują tu podane wyżej kryteria a–e, przy czym „brak ubytków wody” oznacza, że ubytek jest nie większy niż 0,01% początkowej objętości wody. Procedura jest następująca. W miejscu wywiewki wentylacyjnej montuje się pionową rurę o średnicy nie mniejszej niż średnica wywiewki i nie większej niż jej sześciokrotna wartość. Wysokość rury ma zapewnić 25-procentowy nadmiar ciśnienia wody w stosunku do ciśnienia panującego przy napełnieniu zbiornika do najwyższego punktu dolnej powierzchni przekrycia. Pierwszy etap testu przebiega jak dla zbiorników badanych w sposób zwykły. Drugi etap rozpoczyna się od dopełnienia zbiornika aż do napełnienia rury wodą. Poziom ten jest utrzymywany przez godzinę. Jeśli w tym czasie obserwuje się spadek poziomu wody – należy wodę uzupełnić, a ilość dolewanej wody mierzyć. Po godzinie

należy starannie obejrzeć wszystkie połączenia konstrukcji, otoczenie rur, włączów, dysz i otworów w celu identyfikacji przecieków. Następnie poziom wody powinien zostać obniżony poniżej wlotu ciśnieniowego zaworu bezpieczeństwa, sam otwór zaworu odsłonięty i sprawdzony. Sprawdzenie polega na usunięciu rury, zaślepieniu otworu po jej usunięciu, a następnie tłoczeniu powietrza aż do uzyskania w zbiorniku ciśnienia ponad zwierciadłem wody przewidzianego projektem, kiedy to powinien zadziałać zawór.

W znacznie starszej pracy American Concrete Institute dotyczącej badania wodoszczelności – w raporcie z roku 1993 [3], zauważono, że wielkość przecieku zależy od wysokości słupa wody ponad miejscem przecieku, dlatego płyty denne, a zwłaszcza ich przerwy robocze i dylatacyjne są potencjalnie najbardziej narażone na przecieki. W konsekwencji zróżnicowano kryteria wodoszczelności w zależności od wysokości zbiornika, ale nie znalazło to odzwierciedlenia w standardzie [2].

Norma brytyjska BS 8007, australijska AS 3735 i nowozelandzka NZ 3106

W Wielkiej Brytanii, Australii, Nowej Zelandii i Indiach zalecenia co do prób szczelności są zawarte w normach dotyczących projektowania poświęconych zbiornikom żelbetowym. Zalecenia norm BS 8007 [4], AS3735 [5] i NZ 3106 [6] są podobne i dlatego zostaną omówione wspólnie.

Próba szczelności polega na sprawdzeniu szczelności samego zbiornika i jego dachu. Bada się zbiornik niezasypany po jego oczyszczeniu, używając „wyspecyfikowanej” cieczy (najczęściej wody). Zbiornik powinien być napełniany ze stałą prędkością, nie większą niż 2 m w ciągu 24 godzin. Przez 7 dni należy utrzymywać stały poziom cieczy przez ewentualne jej uzupełnianie w celu zrekompensowania wody zaabsorbowanej przez beton. W normie brytyjskiej [BS] ten siedmiodniowy okres przewidziano jedynie w przypadku, gdy zbiornik zaprojektowano, zakładając dopuszczalną szerokość rysy 0,1 mm, natomiast jeśli dopuszczalna szerokość wynosi 0,2 mm lub więcej, czas ten należy wydłużyć do 21 dni. Poziom wody powinien być mierzony przez kolejne 7 dni co 24 godziny. W tym czasie dopuszczalny ubytek, po uwzględnieniu odparowania i deszczu, nie powinien przekraczać mniejszej z wartości: 1/500 średniego poziomu wody lub 10 mm. Jeśli po 7 dniach poziom wody nie jest jeszcze stabilny, ale dobowe ubytki są coraz mniejsze, próba może być przedłużona na kolejne 7 dni i jeśli po tym czasie dopuszczalny ubytek jest zachowany – próbę można uznać za pozytywną. Ponadto należy ocenić wszystkie objawy przesiąkania i wypływania wody ze zbiornika. Miejsca przecieków po opróżnieniu zbiornika należy naprawić od strony cieczy, można też zastosować podatne wykładziny. Po naprawach próbę szczelności należy wykonać powtórnie.

Badanie szczelności dachu polega na pokryciu go warstwą wody o grubości 25 mm przez 24 godziny lub dłużej. Jeśli ze względu na spadki nie jest to możliwe, należy użyć węża lub systemu zraszającego przez co najmniej 6 godzin. Wynik próby jest pozytywny, jeśli nie zostaną

stwierdzone żadne przecieki ani plamy wilgoci na wewnętrznej stronie stropu.

W pracy [7], odnosząc się do powyższych zaleceń, dodano, że poziom wody podczas próby szczelności powinien być około 75 mm poniżej poziomu przelewu. Zwrócono uwagę, że w przypadku zbiorników wielokomorowych każda z komór powinna być niezależnie testowana.

Uszczegółowienie dotyczące prędkości napełniania znaleźć można w normie DS. 61 [8] obowiązującej w australijskiej korporacji dostarczającej wodę. Napełnianie wodą powinno być w zasadzie prowadzone jednostajnie, ale dla zbiorników o pojemności 5000 m³ napełnianie powinno być prowadzone interwałami do 25%, 50%, 75% i 100% całkowitej objętości.

• **Przepisy polskie na tle zagranicznych.** W tablicy 1 zestawiono podstawowe zasady przeprowadzania prób szczelności zbiorników według przepisów polskich i zagranicznych: badane elementy zbiornika, czas trwania kolejnych etapów testu oraz kryteria prawidłowej pracy napełnianych zbiorników. Zwraca uwagę przede wszystkim to, że przepisy polskie odnoszą się jedynie do ścian, ale wymagają sprawdzenia zarówno eksfiltracji, jak i infiltracji. Przepisy amerykańskie odnoszą się do eksfiltracji przez ściany i dno, a przepisy brytyjskie do eksfiltracji przez ściany oraz do szczelności przekrycia.

Różne są zasady napełniania zbiornika – przepisy polskie mówią o napełnianiu stopniowym bez specyfikowania szybkości, przepisy brytyjskie ograniczają szybkość napełniania (szybkość przyrostu poziomu zwierciadła wody) do 2 m/d, a specyfikacja amerykańska pozwala na napełnianie dużo szybsze – do 1,2 m/h. Wszystkie normy przewidują w przypadku zbiorników z materiałów nasiąkliwych, a takim jest beton, pozostawienie zbiornika pod działaniem wody przed pewien czas przed pomiarami właściwymi: w przepisach polskich są to 2 doby, amerykańskich – 3 doby, a brytyjskich – aż 7 dób. Podobnie, różny jest czas pomiarów właściwych – w Polsce 2 doby, w USA – 3 doby, w Wielkiej Brytanii – 7 dób.

Kryteria pozytywnego wyniku próby szczelności też są różne, różne są nawet sposoby podawania wielkości przecieku, trudno więc o porównania ilościowe. Na przykład dla zbiorników z materiałów nasiąkliwych według normy polskiej ubytek wody powinien być nie większy niż 0,04 dm³/(m²·h) wody po 2 dobach, a liczony jest on w stosunku do zwilżonej powierzchni ścian i dna. Według normy amerykańskiej w zbiornikach ze stropem monolitycznym zaprojektowanym bez rys skurczowych ubytek wody liczony w stosunku do początkowej objętości wody powinien być nie większy niż 0,0125% na dobę, a w pozostałych zbiornikach – niż 0,05% na dobę. Natomiast według normy brytyjskiej dopuszczalny ubytek wody to mniejsza z wartości: 1/500 średniego poziomu wody i 10 mm.

Wszystkie normy podkreślają konieczność naprawienia zidentyfikowanych rys i powtórnej próby szczelności. Jeśli rysy nie zostaną zidentyfikowane lub zostaną naprawione, kryterium do oceny pozostaje wielkość ewentualnego ubytku wody.

Po analizie zestawionych powyżej danych wydaje się, że należałoby opracować znowelizowane zasady wykonywania prób szczelności, nawiązujące do klasyfikacji zbiorników ze względu na szczelność (patrz p. 4), zwłaszcza że norma PN-B-10702 pochodzi z roku 1999 i ma status normy wycofanej.

Przyczyny negatywnego wyniku próby szczelności

• Rysy ujawnione w czasie próby szczelności.

W literaturze przedmiotu znaleźć można wiele przykładów opisujących efekty niepomyślnych prób szczelności, np. [9–13]. Obok zawilgocenia, pocenia, roszczenia i sączenia rysy, przez które przecieka woda, są najpoważniejszą oznaką nieszczelności. Stają się one dobrze widoczne dzięki zawilgoceniu pojawiającemu się wokół nich. Wymagają naprawy, ale pamiętać trzeba, że skuteczność naprawy zależy od prawidłowego rozpoznania przyczyn. To właśnie jest zwykle przedmiotem ekspertyzy technicznej.

Pierwszym elementem ekspertyzy jest sporządzenie inwentaryzacji zarysowania. Obraz zarysowania pomaga w ustaleniu przyczyny lub potwierdza tezy postawione co do przyczyny. Na rysunku 1 przytoczono, za źródłami literaturowymi, fotografie zbiorników po próbie szczelności wraz ze zinwentaryzowanym obrazem zarysowania.

Rysy pojawiają się w miejscach, gdzie naprężenia rozciągające przekraczają wytrzymałość na rozciąganie i są prostopadłe do trajektorii tych naprężeń.

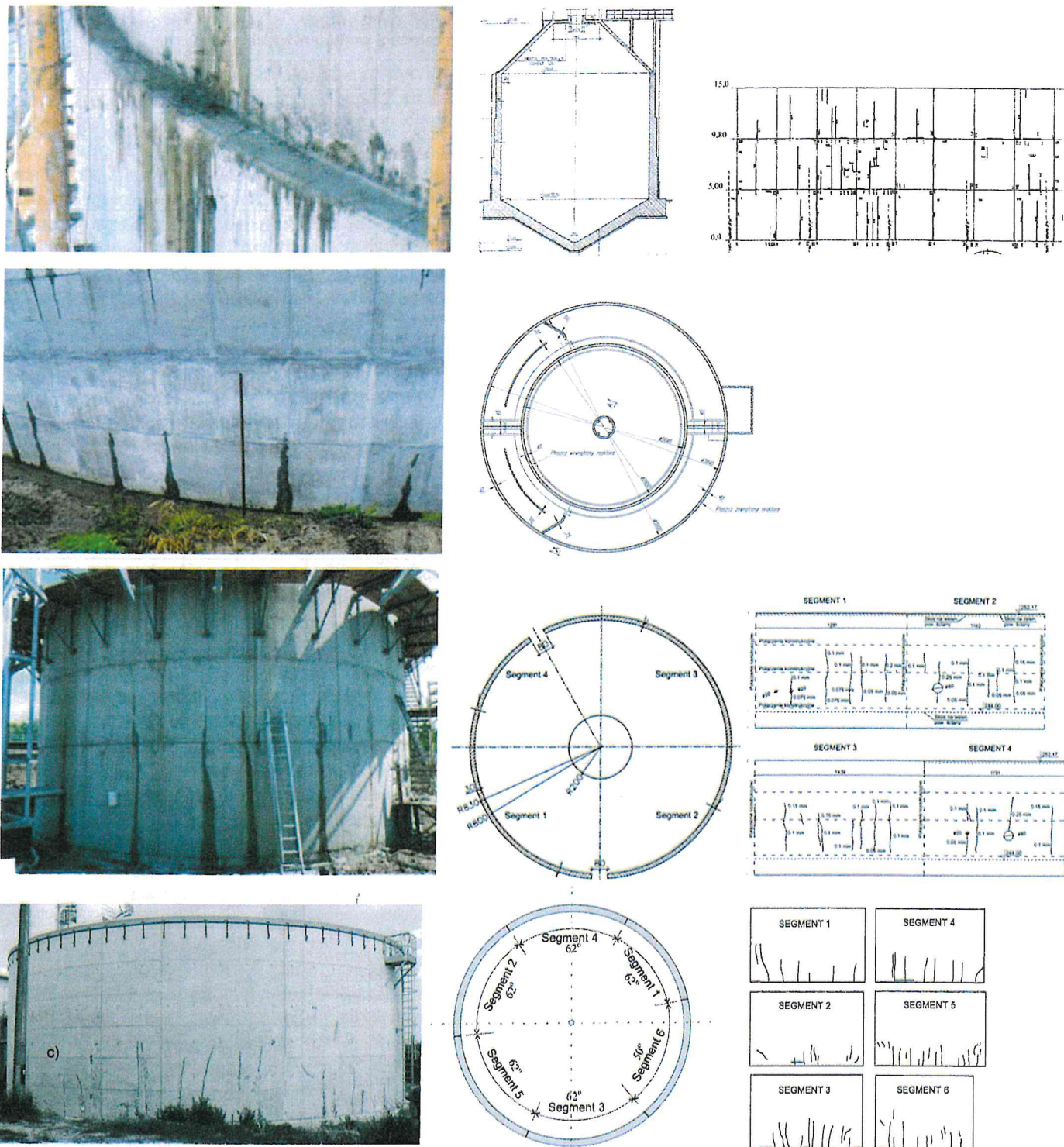
Rysy pionowe, pojawiające się w wyniku oddziaływania ciśnienia cieczy na ściany zbiornika, są wynikiem albo obliczeniowego niedoszacowania wartości poziomych sił normalnych, albo niespełnienia warunku stanu granicznego zarysowania. Takie rysy mogą pojawić się też w strefach najsłabszego betonu, gdzie wytrzymałość jest mniejsza niż przewidziana obliczeniowo (styki prefabrykatów lub styki betonowanych kolejno pionowych działek roboczych). W przypadku rozciągania osiowego (zbiorniki cylindryczne) są to rysy przelotowe, a w przypadku rozciągania mimośrodowego (zbiorniki prostokątnościennne) – nieprzelotowe. Rysy pionowe mogą powstać też w zbiornikach sprężonych w sytuacji przejściowej, gdy nie wszystkie ciągną na obwodzie zbiornika są naciągane i kotwione jednocześnie.

Wskutek obciążenia ciśnieniem cieczy może wystąpić także zarysowanie poziome lub ukośne. Rysa pozioma jest z reguły jedna i wynika z działania momentów pionowych powstających na skutek połączenia ściany z dnem lub pojawia się w przerwie technologicznej między ścianą i dnem wskutek wytrzymałości styku mniejszej niż wytrzymałość otaczającego betonu. W zbiornikach sprężonych rysy poziome mogą powstać przy dużym rozstawie cięgien oraz w fazie realizacji, gdy zbiornik jest już sprężony do pewnej wysokości, a pozostała część pozostaje niesprężona. W zbiornikach prostokątnościennych w sąsiedztwie krawędzi pionowych pojawiają się rysy ukośne. Takie rysy (i dodatkowo nadmierne wygięcie krawędzi górnej) w ścianie komory biologicznej oczyszczalni ścieków, powstałe wskutek niedoboru zbrojenia wynikającego z niedoszacowania wpływu przestrzennej pracy zbiornika, relacjonowano w pracy [14].

Tablica 1

Zestawienie kryteriów szczelności i procedury testów szczelności według różnych norm

Norma	Przeznaczenie	Typ badania	Kryterium	Realizacja testu szczelności		
				Przygotowanie	Nasiąkanie	Badanie
PN-B-10702	warunki odbioru technicznego zbiorników wodociągowych i kanalizacyjnych	eksfiltracja	zbiornik otwarty lub przekryty z materiału nasiąkliwego (np. betonu): ubytek wody w stosunku do zwilżonej powierzchni ścian i dna $\leq 0,04 \text{ dm}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$	napęnlanie stopniowe z obserwacją powierzchni zewnętrznych	48 godzin	po kolejnych 48 godzinach
			zbiornik otwarty lub przekryty z materiału nienasiąkliwego (np. betonu z wykładzinami) – brak ubytków wody		24 godziny	po kolejnych 48 godzinach
		infiltracja	brak ubytków wody: – w zbiornikach wykonanych w wykopach otwartych; – w zbiornikach wykonanych metodą studni opuszczanych, będących elementem procesu uzdatniania wody; – w komorach fermentacji i biologicznego oczyszczania ścieków; – w zbiornikach wykonanych metodą studni opuszczanych z wyjątkiem ww. – dopuszczalny ubytek w stosunku do pojemności części zbiornika poniżej zwierciadła wody gruntowej 3% na dobę	zaprzestanie obniżania zwierciadła wody gruntowej		po 72 godzinach
ACI 350.1-10	specyfikacja techniczna oceny obiektów ochrony środowiska (rezervoary, baseny, zbiorniki do przesyłu, magazynowania, uzdatniania/oczyszczania wody, ścieków i innych płynów, otwarte kanały i przewody, zbiorniki retencyjne)	eksfiltracja w zbiornikach otwartych i zamkniętych bez nadciśnienia ponad cieczą	brak ubytków wody (obniżenie poziomu zwierciadła wody $\leq 3,2 \text{ mm}$): – w zbiornikach z wykładziną uszczelniającą i wymagających obudowy bezpieczeństwa; – w zbiornikach ze stropem monolitycznym zaprojektowanym bez rys skurczowych – ubytek wody $\leq 0,0125\%$ objętości na dobę; – w pozostałych zbiornikach – ubytek wody $\leq 0,05\%$ objętości na dobę; w pokrytych wyprawą betonową rezerwuarach i kanałach – ubytek wody $\leq 0,1\%$ objętości na dobę	napęnlanie z szybkością $\leq 1,2 \text{ m/h}$	3 doby; w tym czasie obserwacja powierzchni zewnętrznych	kryterium braku ubytków wody – 72 godziny, inne kryteria – okres równy lub dłuższy niż wymagany dla obniżenia wody o 10 mm przy ubytku na poziomie dopuszczalnym, lecz nie dłużej niż 5 dób
		eksfiltracja w zbiornikach zamkniętych z nadciśnieniem ponad cieczą	jw., z tym, że „brak ubytków wody” oznacza ubytek $\leq 0,01\%$ objętości wody	jw. plus montaż rury w miejscu wywiewki, której wysokość zapewnia 25% nadmiaru ciśnienia wody w stosunku do napęnlania zbiornika do najwyższego punktu dolnej powierzchni przekrycia	jw.	I etap – jw. II etap: – przez 1 godz. utrzymywanie poziomu wody w rurze i pomiar ubytku, następnie oględziny zbiornika; – obniżenie poziomu wody i sprawdzenie zaworu bezpieczeństwa przez tłoczenie powietrza do uzyskania ciśnienia ponad zwierciadłem wody jak w projekcie
BS 8007, AS 3735, NZ 3106	normy projektowania zbiorników żelbetowych	eksfiltracja	dopuszczalny ubytek wody – mniejsza z wartości: – 1/500 średniego poziomu wody, – 10 mm	napęnlanie z prędkością $\leq 2 \text{ m/d}$	7 dób, przy czym: wg BS 8007: – jeśli $w_{k,lim} = 0,1 \text{ mm}$ – 7 dób – jeśli $w_{k,lim} \geq 0,2 \text{ mm}$ – 21 dób	po kolejnych 7 dobach, jeśli w tym czasie poziom nie jest stabilny, ale dobowe ubytki są coraz mniejsze – próbę przedłużyć na kolejne 7 dni, później oględziny powierzchni zewnętrznych
		szczelność przekrycia	brak przecieków i plam wilgoci na wewnętrznej stronie przekrycia	pokrycie dachu warstwą wody o grubości 25 mm co najmniej przez 24 godziny lub zraszanie węgem co najmniej przez 6 godzin		

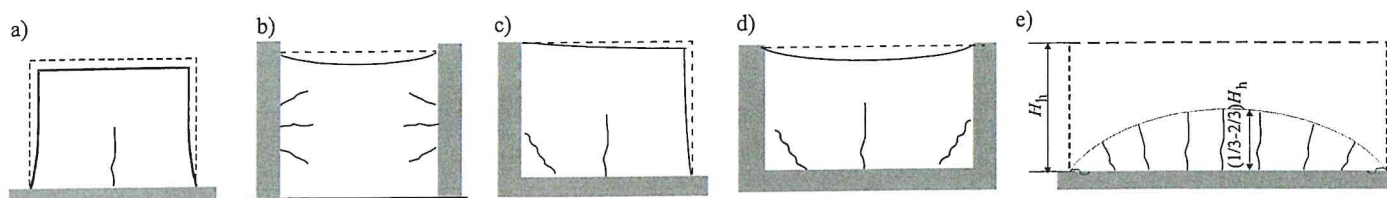


Rys. 1. Przykłady przecieków ujawnionych w czasie próby szczelności zbiorników cylindrycznych (fotografia, schemat obiektu, inwentaryzacja rys), relacjonowanych w pracach [9+12]

Jednak najczęściej zarysowania są wynikiem odkształceń wymuszonych w stadiach przedeksplotacyjnych. Powstają, kiedy odkształcenia skurczu i odkształcenia związane z samoociepnięciem, a następnie studzeniem betonu są krępowane przez wcześniej wykonane konstrukcje. Dotyczy to ścian betonowanych na dojrzałym już fundamencie, związanych z nim konstrukcyjnie przez zbrojenie i przyczepność, oraz ścian betonowanych jako sąsiadujące ze ścianami wykonanymi wcześniej, również związanych przez przyczepność i zbrojenie. Na rysunku 2

pokazano typowe obrazy zarysowania ścian zbiorników w wyniku skurczu i wczesnych odkształceń termicznych według EC2-3 [15] i pracy [16].

Rysy pionowe powstają w połączeniu ściany z fundamentem lub płytą denną (rys. 1b,c,d, rys. 2a,c,d,e), w przypadku dłuższych ścian mogą się pojawić także rysy w samej przerwie technologicznej między ścianą a płytą denną (rys. 2e). Rysy pionowe mogą też powstać przy betonowaniu poziomymi działkami roboczymi (rys. 1b,c), także przy zmiennej grubości powłoki (rys. 1a). Rysy uko-



Rys. 2. Typowe obrazy zarysowania ścian zbiorników w wyniku skurczu i wczesnych odkształceń termicznych według EC2-3 i [16]: a) ściana betonowana na wykonanym wcześniej fundamencie (swobodę odkształceń ogranicza fundament), b) ściana wbetonowana między wykonane wcześniej segmenty przy zapewnieniu poślizgu po płycie fundamentowej (swobodę odkształceń ograniczają sąsiadujące segmenty), c) ściana betonowana na płycie fundamentowej, sąsiadująca z wykonanym wcześniej segmentem (swobodę odkształceń ograniczają płyta fundamentowa i sąsiadujący segment ściany), d) ściana betonowana na płycie fundamentowej sąsiadująca z wykonanymi wcześniej segmentami (swobodę odkształceń ograniczają płyta fundamentowa i sąsiadujące segmenty), e) długa ściana betonowana na wykonanej wcześniej płycie fundamentowej, gdzie oprócz rys pionowych i ukośnych mogą pojawić się rysy w styku

śne pojawiają się w narożach pionowych działek roboczych (rys. 1d, rys. 2c,d) oraz przy końcach ścian długich (rys. 2e).

• **Inne przyczyny przecieków.** Przecieki zbiorników mogą być nie tylko wynikiem zarysowania ścian. Mogą występować także w miejscach niedoszczelnionych przejść rur przez ściany i dno oraz miejscach usytuowania ściągów deskowań. Mogą też być wynikiem niedostatecznej szczelności przerw roboczych i dylatacji stałych (brak lub niestaranność uszczelnienia za pomocą taśm dylatacyjnych lub węży iniekcyjnych).

Inną naturę ma przesiąkanie z powodu wykonania zbiornika z betonu przepuszczalnego wskutek nieprawidłowo dobranego składu (np. nieuszczelniony stos okruszowy, wysokie w/c , brak dodatków uszczelniających), nieprawidłowego układania (skutkującego segregacją składników), słabego zagęszczenia, niedostatecznej pielęgnacji (skutkującej większym niż przewidziano skurczem).

Szczelność zbiorników według PN-EN 1992-3 i projektu nowelizacji normy prEN 1992-1-1

Po stwierdzeniu zarysowania zbiornika rolą eksperta jest ustalenie przyczyn powstania rys. Często przyczyny te leżą w uchybieniach projektowych. Dlatego kolejny rozdział artykułu jest poświęcony wymaganiom normowym, które powinny być uwzględniane w projekcie zbiornika. Jest to o tyle istotne, że wraz z rozwojem wiedzy opartej na badaniach empirycznych i analizach teoretycznych zmieniło się również nieco normowe podejście do szczelności.

• **Klasyfikacja zbiorników pod względem szczelności.** W normie PN-EN 1992-3 [15] przyjęto klasyfikację zbiorników pod względem szczelności. Przytoczono ją w tablicy 2. Szczelność zbiorników w poszczególnych klasach zapewnia się na etapie projektowania przez spełnienie warunków obliczeniowych, które również zesta-

Tablica 2
Klasy szczelności według EC2-3

Klasa	Charakterystyka klasy	Warunek formalny	Warunek obliczeniowy dotyczący szerokości rys	Warunek dodatkowy dotyczący naprężeń od odkształceń wymuszonych w fazie dojrzewania
0	dopuszcza się pewien stopień przecieków lub przecieki nie mają znaczenia		dopuszczalna szerokość rysy zależy od klasy środowiska wg EC2-1-1	brak
1	dopuszcza się niewielkie przecieki (powierzchniowe przemakanie i miejscowe zawilgoceńia)	rysy ograniczone do szerokości zapewniającej samouszczelnienie	1) wahania odkształceń wynikające ze zmian obciążenia i temp. $\Delta \varepsilon \leq 150 \cdot 10^{-6}$ 2) dopuszczalna szerokość rysy w_{k1} zależy od wysokości słupa wody h_0 i grubości ściany h : – $w_{k1} = 0,2$ mm dla $h_0 / h \leq 5$ – $w_{k1} = 0,05$ mm dla $h_0 / h \geq 35$	$\sigma_c \leq f_{ctk,0,05}$
2	dopuszcza się przecieki minimalne i nie pogarszające wyglądu powierzchni	nie dopuszcza się rys przelotowych, chyba, że zostaną zastosowane okładziny lub taśmy uszczelniające	rysy przelotowe nie powstaną, gdy: 1) istnieje ściskana część przekroju o wysokości x (przy oddziaływaniach jednoznaczowych – cała strefa ściskana, przy zmiennych znakach część przekroju, do której nie dochodzą rysy ani z jednej, ani z drugiej strony) 2) $x \geq x_{\min} = \max \{0,2h; 50 \text{ mm}\}$ obliczanie wartości x : – we wszystkich quasi-stałych kombinacjach oddziaływań, – można przyjąć liniowo-sprężysty model materiału	jeśli zaprojektowano wykładziny lub sprzężenie – brak wymagań, jeśli nie zaprojektowano wykładzin ani sprzężenia – $\sigma_c \leq 0$
3	przecieki nie-dopuszczalne	wymagane sprzężenie lub okładziny		

wiono w tablicy 2 oraz w formie schematu obliczeniowego na rysunku 3. Klasyfikacja pozostała niezmienną w projekcie nowelizacji normy EC2 – pr EN 1992-1-1 [17], ale zrezygnowano z wydzielenia niezależnej – trzeciej części normy, a zalecenia dotyczące projektowania zbiorników i silosów zawarto w Załączniku H do części pierwszej normy.

Do klasy „0”, gdzie dopuszcza się pewien stopień przecieków lub przecieki nie mają znaczenia, zaliczane są z reguły zbiorniki na materiały sypkie. Dopuszczalną szerokość rys należy tu ustalać jak dla pozostałych konstrukcji żelbetowych na podstawie EC2-1-1 w zależności od klasy ekspozycji.

W klasie 1. dopuszcza się niewielkie przecieki, powierzchniowe przemakanie i miejscowe zawilgoce. Szerokość rys przebiegających przez całą grubość ściany jest ograniczona do wartości w_{k1} zapewniającej samouszczelnienie się rys w stosunkowo krótkim czasie. Szerokość w_{k1} zależy od stosunku wysokości słupa wody h_0 do grubości ściany h (dla $h_0/h \leq 5$ – $w_{k1} = 0,2$ mm, dla $h_0/h \geq 35$ – $w_{k1} = 0,05$ mm, a w przypadkach pośrednich należy stosować interpolację liniową). Samouszczelnienie jest jednak możliwe jedynie wtedy, kiedy zmiany (wahania) odkształceń w ścianach zbiornika, wynikające ze zmian obciążenia i temperatury nie są większe niż $150 \cdot 10^{-6}$.

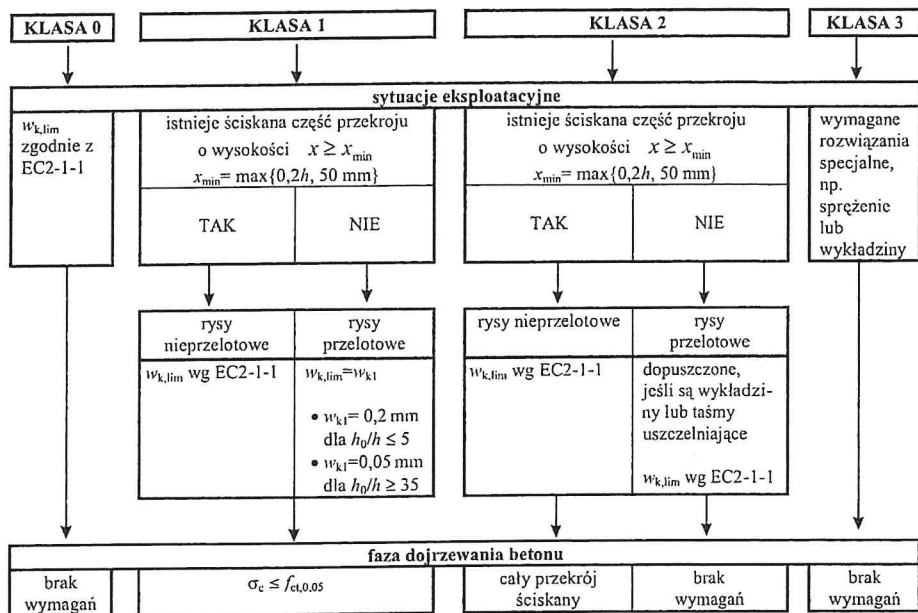
W klasie 2. przecieki powinny być minimalne i nie powinny pogarszać wyglądu powierzchni, co oznacza, że nie dopuszcza się rys przebiegających przez całą grubość ściany i dna (tzw. rys przelotowych), chyba że zostaną zastosowane okładziny lub taśmy uszczelniające.

W klasie 3. przecieki są niedopuszczalne, co zapewnione jest przez sprzężenie lub okładziny.

Warunkiem, aby rysy nie przebiegały przez całą grubość ściany czy dna, obowiązującym w klasie 2. i 3., jest zapewnienie, aby wysokość strefy ściskanej była nie mniejsza niż $x_{\min}$:

$$x \geq x_{\min} = \max \{0,2h; 50 \text{ mm}\}. \quad (3)$$

Obliczając wysokość strefy ściskanej, zarówno siły wewnętrzne, jak i odkształcenia można określać przy założeniu liniowo-sprężystego modelu materiału; pełzanie należy uwzględnić przez użycie efektywnego modułu sprężystości. Wysokość strefy ściskanej powinna być obliczona we wszystkich możliwych kombinacjach oddziaływań, uwzględniających zarówno obciążenia ciśnieniem cieczy, jak i wymuszonymi odkształceniami skurczowymi i termicznymi. Powinny to być kombinacje quasi-stałe. Jeśli występują oddziaływania o zmiennych znakach i zarysowania mogą powstawać przy przeciwnych powierzchniach, to mogą wystąpić rysy przelotowe. Rysy przelotowe nie wystąpią jedynie wtedy, kiedy istnieje



Rys. 3. Procedura ustalania warunków obliczeniowych w poszczególnych klasach szczelności zbiorników według EC2-3

część przekroju zawsze ściskana, do której nie dochodzą rysy ani z jednej, ani z drugiej strony i ma ona szerokość nie mniejszą niż $x_{\min}$.

Dodatkowe wymagania dla zbiorników klas 1., 2. i 3. dotyczą naprężeń spowodowanych skurczowo-termicznymi odkształceniami wymuszonymi w sytuacjach przedeksplotacyjnych w czasie wykonywania konstrukcji. W klasie 1. wymaga się, aby naprężenia rozciągające nie przekroczyły wytrzymałości młodego betonu na rozciąganie $f_{ctk,0,05}$ w chwili, gdy powstanie rys jest spodziewane. W zbiornikach klasy 2. i 3. całe przekroje powinny pozostać ściskane.

Założenie klasy 1. oznacza z reguły konieczność przyjęcia dość dużej grubości ścian, dopuszczalna bowiem w tej klasie szerokość rys jest mała ($0,05 \div 0,2$ mm), a założenie, że nastąpi samouszczelnienie tych rys jest raczej oczekiwaniem niż pewnością. Dlatego wydaje się, że bardziej racjonalne jest przyjęcie na etapie projektowym klasy 2. lub 3.

Po założeniu klasy 2., w przypadku zbiorników prostopadłościennych pozostaje wybór, czy zastosować ścianę na tyle grubą, aby wysokość strefy ściskanej spełniała warunek (3), czy zastosować wykładziny, natomiast w przypadku zbiorników cylindrycznych zawsze będą wymagane wykładziny, jeśli bowiem przy rozciąganiu osiowym rysy powstaną, to będą one rysami przelotowymi. Szerokość rys w klasie 2. powinna zostać ograniczona obliczeniowo do wartości wynikającej z warunku trwałości.

Zakładając klasę 3., niezależnie od otrzymanej obliczeniowo szerokości rys należy albo zastosować wykładziny, albo sprzężenie. Uzyskuje się w ten sposób z jednej strony oszczędność ze względu na zmniejszenie grubości ściany w stosunku do wersji żelbetowej lub bez wykładzin. Z drugiej jednak strony koszt rośnie ze względu na zastosowane rozwiązania. Szerokość rys zbiornika w klasie 3. powinna zostać ograniczona obliczeniowo do wartości wynikającej z warunku trwałości.

Wziąwszy powyższe pod uwagę, należy stwierdzić, że przyjęcie klasy szczelności jest podstawowym założeniem przed rozpoczęciem obliczeń – to od klasy szczelności zbiornika zależą dalsze kroki obliczeniowe. Wybór klasy powinien być uzgodniony z inwestorem, bo od przyjętej klasy zależy także koszt realizacji inwestycji.

Trzeba także zauważyć, że jeśli to wykładziny decydują o szczelności zbiornika, próba szczelności powinna odbywać się po ich ułożeniu, a kryteria pozytywnego przejścia przez zbiornik testu szczelności powinny być określone jak dla zbiorników z materiałów nienasiąkliwych.

Obliczeniowe sprawdzenie, czy na zarysowania ujawnione w czasie próby szczelności miały wpływ odkształcenia wymuszone

Zarysowania, jako skutki oddziaływania odkształceń wymuszonych, mogą powstać:

- w pierwszym okresie po wykonaniu konstrukcji, kiedy beton jest młody, konstrukcja jest obciążona jedynie skurczem (autogenicznym i początkowym skurczem właściwym) i ochłodzeniem po samonagrzewie betonu;
- w czasie próby szczelności jako efekt łączny ciśnienia wody zastosowanej do próby szczelności i skurczu autogenicznego i właściwego odpowiadających wiekowi betonu w okresie tej próby.

• **Możliwość zarysowania w pierwszych dniach po betonowaniu.** Na możliwość zarysowania konstrukcji betonowej w pierwszych dniach po betonowaniu mają wpływ dwa procesy: z jednej strony pojawiają się odkształcenia i naprężenia związane ze skurczem, głównie autogenicznym, i wczesnymi zmianami termicznymi betonu, z drugiej strony w młodym betonie narasta wytrzymałość. Jeśli naprężenia rozciągające przekroczą niewielką jeszcze wytrzymałość na rozciąganie młodego betonu – nastąpi zarysowanie.

Opis stanu naprężeniowo-odkształceniowego betonu w konstrukcji w zależności od jego wieku wymaga zaawansowanych analiz numerycznych na poziomie struktury betonu, uwzględniających przepływ wilgoci i ciepła w samym betonie, a także wpływ otoczenia (wilgotności i temperatury powietrza, charakterystyki deskowania, charakterystyki gruntu pod fundamentem) na ten przepływ [18]. Poniżej podano wskazówki pozwalające oszacować najważniejsze parametry obliczeniowe niezbędne w analizach uproszczonych, które mogą być elementem ekspertyz technicznych wykazujących przyczynę zarysowania.

Wiek krytyczny betonu

W analizie możliwości zarysowania w pierwszych dniach po betonowaniu istotne jest określenie wieku betonu t_{crit} , który dla omawianej sytuacji jest krytyczny, a więc taki, w którym można spodziewać się największych odkształceń wymuszonych przy stosunkowo małej wytrzymałości betonu. Jego określenie jest niezbędne do ustalenia zarówno wielkości odkształceń skurczowych, jak i do wytrzymałości betonu na rozciąganie. Wiek ten ma związek z rozwojem odkształceń termicznych wynikających z samoociepnięcia betonu.

Skurcz

Podstawą ustalenia wielkości skurczu, miarodajnej do analiz zarysowania, jest wartość odkształceń skurczu swobodnego ε_{cs} określana zgodnie z EC2-1-1 [19] dla betonu w wieku t_{crit} . W analizach zachowania się konstrukcji w pierwszych dniach po betonowaniu należy uwzględnić skurcz autogeniczny, a skurcz właściwy wtedy, kiedy pielęgnacja zakończyła się wcześniej niż t_{crit} ($t < t_{crit}$).

W przypadku gdy element jest zbrojony, odkształcenia swobodne są krępowane przez tzw. więzy wewnętrzne. Jeśli zbrojenie jest jednakowe przy obydwu powierzchniach ściany (tak jest często w zbiornikach), w obliczeniach MES wykonywanych z założeniem, że materiał jest jednorodny można przyjąć średnią wartość odkształceń skurczowych ε_{cs}^{RC} , która jest nieco mniejsza niż w elemencie niezbrojonym i według [20] wynosi:

$$\varepsilon_{cs}^{RC} = \varepsilon_{cs}(1 - \alpha_3), \quad (4)$$

$$\text{gdzie } \alpha_3 = \frac{\alpha_e \rho_l}{1 + \alpha_e \rho_l}, \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}, \rho_l = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{A_c}.$$

Jeśli odkształcenia skurczu zostaną ograniczone więzami zewnętrznymi (patrz p. 3.1), w elemencie konstrukcyjnym powstaną naprężenia. Określając długotrwałe wartości tych naprężeń, można, według projektu nowelizacji normy prEN1992-1-1, uwzględnić ich relaksację poprzez obliczeniowe zmniejszenie wartości średnich odkształceń skurczowych:

$$\varepsilon_{cs}' = \frac{\varepsilon_{cs}}{1 + \chi \phi(\infty, t_0)}, \quad \varepsilon_{cs}'^{RC} = \frac{\varepsilon_{cs}^{RC}}{1 + \chi \alpha_3 \phi(\infty, t_0)}, \quad (5)$$

gdzie: χ jest tzw. współczynnikiem starzenia; w stadiach eksploatacyjnych $\chi = 0,8$, a w stadiach przedeksplatacyjnych należy przyjmować $\chi \phi(\infty, t_0) = \chi \phi = 0,5$.

Odkształcenia związane ze zmianami termicznymi młodego betonu

Według projektu nowelizacji normy prEN 1992-1-1 [17] pierwszy, trwający 8–13 godzin, okres po rozpoczęciu wiązania cementu (tzw. okres uśpienia) charakteryzuje się stałą temperaturą równą temperaturze mieszanki betonowej w chwili układania T_u . Następnie temperatura zaczyna rosnąć, osiągając maksymalną wartość $T_{c,max}$. Faza ocieplania betonu trwa według [16] jeden do trzech dni po rozpoczęciu hydratacji. Następnie rozpoczyna się spadek do temperatury sąsiadujących elementów konstrukcyjnych, równej z reguły temperaturze otoczenia T_0 . Wiek betonu, w którym zostaje osiągnięte T_0 , jest wiekiem krytycznym t_{crit} dla sprawdzania stanu granicznego zarysowania.

Drugim istotnym czynnikiem jest maksymalna temperatura powstała w elemencie w czasie samonagrzewu $T_{c,max}$. Wzrost temperatury od temperatury układania mieszanki betonowej T_u do $T_{c,max}$ ($T_{c,max} - T_u$) można przyjąć na podstawie masywności elementu wyrażonej jego modulem powierzchniowym [20], definiowanym jako stosunek pola powierzchni zewnętrznej elementu do jego objętości, przy czym należy uwzględnić jedynie powierzchnie mające kontakt z atmosferą, zwane

powierzchniami chłodzonymi. Przyrost ten według [20] wynosi w przypadku:

- elementów niemasywnych, gdy moduł powierzchniowy jest większy niż $15 \text{ 1/m} - 1$ do 5° ;
- elementów średniomasywnych, gdy moduł powierzchniowy jest równy $2 - 15 \text{ 1/m} - 5$ do 35° ;
- elementów masywnych, gdy moduł powierzchniowy jest mniejszy niż $2 \text{ 1/m} - 20$ do 50° .

Istotna dla zarysowania elementu jest faza spadku temperatury od $T_{c,\max}$ do temperatury otoczenia ($\Delta T_h = T_{c,\max} - T_0$). Jest to efekt sumujący się z odkształceniami skurczowymi.

Tak więc na t_{crit} składa się: około 0,5 doby uśpiania, 1–3 doby wzrostu i podobny do tego ostatniego okres spadku temperatury. Przyjęcie t_{crit} w zakresie 2 do 6 dni wydaje się być dobrym oszacowaniem.

Ocena możliwości zarysowania

Ocena, czy w sytuacji przedeksplotacyjnej w wyniku odkształceń wymuszonych powstały rysy, polega na porównaniu maksymalnych naprężeń rozciągających $\sigma_{ct,1}(t_{crit})$ generowanych w elementach zbiornika w wyniku tych odkształceń w wieku t_{crit} z efektywną wytrzymałością betonu na rozciąganie w tym samym wieku:

$$\sigma_{ct,1}(t_{crit}) > k f_{ct,eff}(t_{crit}). \quad (6)$$

Naprężenia $\sigma_{ct,1}(t_{crit})$ można uzyskać, modelując konstrukcję numerycznie i obciążając model odkształceniami wymuszonymi (patrz niżej). Jeśli z analizy MES uzyskane zostaną nie naprężenia, lecz siły wewnętrzne, możliwość zarysowania można sprawdzić, porównując je z siłami rysującymi. Zarysowanie przekroju ściany zbiornika o powierzchni $A_c = bh = 1\text{m} \cdot h$ i wskaźniku wytrzymałości

$$W_c = \frac{bh^2}{6} = \frac{1\text{m} \cdot h^2}{6} \text{ nastąpi, jeśli:}$$

- w przypadku rozciągania siłą osiową N_{Ed}

$$N_{Ed} > N_{cr} = k f_{ctm}, \quad (7)$$

- w przypadku rozciągania siłą N_{Ed} działającą na mimośrodku e

$$N_{Ed} > N_{cr} = \frac{k f_{ctm}}{\frac{e}{W_c} + \frac{1}{A_c}} = k f_{ctm} \frac{h^2}{6e + h}, \quad (8)$$

- w przypadku ściskania siłą N_{Ed} z dużym mimośrodem e

$$N_{Ed} > N_{cr} = \frac{k f_{ctm}}{\frac{e}{W_c} - \frac{1}{A_c}} = k f_{ctm} \frac{h^2}{6e + h}. \quad (9)$$

Wytrzymałość betonu na rozciąganie w wieku t_{crit} można ustalić z wyrażenia normy EC2-1-1 [19]:

$$f_{cm}(t = t_{crit}) = f_{cm} e^{s(1 - \sqrt{28/t_{crit}})} \quad (10)$$

w zależności od dynamiki przyrostu wytrzymałości cementu ($s = 0,20$ dla cementu CEM42,5R, CEM 52,5N, CEM52,5R; $s = 0,25$ dla cementu CEM 32,5R, CEM 42,5; $s = 0,38$ dla cementu CEM 32,5N). W przypadku analiz

ekspertyzowych średnia 28-dniowa wytrzymałość betonu f_{cm} powinna być ustalona na podstawie badań bezpośrednich (odwerty rdzeniowe) lub co najmniej oszacowań na podstawie badań sklerometrycznych.

Współczynnik k w wyrażeniu (9) uwzględnia „dostępną” wytrzymałość na rozciąganie. Jest to wartość zmniejszona wskutek odkształceń wymuszonych samorównoważących się, powstających z powodu niejednorodności odkształceń skurczowych na wysokości przekroju i pojawienia się w strefie przypowierzchniowej naprężeń rozciągających. Zgodnie z normą EC2-1-1 współczynnik $k = 1,0$ dla ścian o grubości $h \leq 300 \text{ mm}$ i $k = 0,65$ dla $h > 800 \text{ mm}$, a wartości pośrednie należy interpolować. Jednak według projektu nowelizacji normy prEN 1992-1-1 [17], a także aktualnego niemieckiego uzupełnienia do normy EC2-1-1 [21], przy analizowaniu zarysowania betonu w młodym wieku, wynikającego nie z obciążeń, a z odkształceń wymuszonych, wartości te są nieco inne i można je przyjmować jako $k = 0,8$ dla $h \leq 300 \text{ mm}$ i $k = 0,52$ dla $h > 800 \text{ mm}$.

Ustalenie wartości naprężeń $\sigma_{ct,1}(t_{crit})$

Podstawowe dla oceny możliwości zarysowania jest obliczenie naprężeń $\sigma_{ct,1}(t_{crit})$ generowanych wskutek odkształceń wymuszonych. Można je obliczyć metodą elementów skończonych, modelując konstrukcję jako składającą się z elementów wykonywanych w różnym czasie. Jeśli konstrukcja jest wykonywana w kilku etapach, należy przeanalizować modele odpowiadające w budowywaniu kolejnych działek roboczych.

Każdy z elementów obciąża się skurczem i wczesnymi odkształceniami termicznymi. Na przykład jeśli ściana zbiornika była betonowana, kiedy płyta fundamentowa miała już 20 dni i analizujemy zachowanie ściany w wieku 6 dni, to płytę fundamentową należy obciążyć skurczem 26-dniowym, a ścianę skurczem 6-dniowym i wczesnymi odkształceniami termicznymi.

Skurcz można uwzględnić w modelu, symulując wartość jego odkształceń ochłodzeniem konstrukcji ΔT_s i stosując wbudowane w program funkcje obciążeń termicznych. Wartość ochłodzenia można ustalić jako ekwiwalentny spadek temperatury konstrukcji, skutkujący odkształceniami termicznymi o wartości równej końcowym odkształceniom skurczowym ε'_{cs} lub ε'_{cs}^{RC} z uwzględnieniem współczynnika rozszerzalności termicznej betonu $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/deg}$:

$$\varepsilon'_{cs} = \frac{\alpha_t \Delta T_s l}{l} = \alpha_t \Delta T_s, \quad \varepsilon'_{cs}^{RC} = \frac{\alpha_t \Delta T_s l}{l} = \alpha_t \Delta T_s, \quad (11)$$

zatem w ścianach zbiorników:

$$\Delta T_s = \frac{\varepsilon'_{cs}}{\alpha_t} = \frac{\varepsilon'_{cs}}{1 \cdot 10^{-5}}, \quad \Delta T_s = \frac{\varepsilon'_{cs}^{RC}}{\alpha_t} = \frac{\varepsilon'_{cs}^{RC}}{1 \cdot 10^{-5}}. \quad (12)$$

Sumaryczne ekwiwalentne ochłodzenie od skurczu i efektów samoociepnięcia betonu:

$$\Delta T_{s+h} = \Delta T_s + \Delta T_h = \frac{\varepsilon'_{cs}}{1 \cdot 10^{-5}} + \Delta T_h, \quad (13)$$

$$\Delta T_{s+h} = \Delta T_s + \Delta T_h = \frac{\varepsilon'_{cs}^{RC}}{1 \cdot 10^{-5}} + \Delta T_h.$$

Zwrócić trzeba jeszcze uwagę, że jeśli w czasie t_{crit} występowały znaczne wahania temperatury, fakt ten powinien być uwzględniony w wartości ΔT_h (jeśli nastąpiło ochłodzenie, to ΔT_h należy zwiększyć o wartość $(T_u - T_0)$, a jeśli nastąpiło ocieplenie, to zmniejszyć o tę samą wartość).

• **Możliwość zarysowania w czasie próby szczelności.** Obliczając zbiornik pod obciążeniami próby szczelności, należy obciążyć model MES hydrostatycznym ciśnieniem wody oraz skurczem autogenicznym i właściwym obliczonym dla wieku betonu odpowiadającego terminowi wykonania próby szczelności. Zasady obliczania odkształceń skurczowych pozostają takie, jak podano w p.5.1.

Ocena, czy rysy powstały w wyniku próby szczelności, polega na porównaniu maksymalnych naprężeń rozciągających $s_{ct,2}$ z wytrzymałością betonu na rozciąganie (ponieważ próba szczelności jest zwykle wykonywana po pełnym okresie dojrzewania betonu, we wzorze jest średnia wytrzymałość na rozciąganie betonu dojrzałego):

$$\sigma_{ct2} > k_{red} k f_{ctm} \quad (14)$$

Zgodnie z normą EC2-1-1 [19] współczynnik $k = 1,0$ dla ścian o grubości $h \leq 300$ mm i $k = 0,65$ dla $h > 800$ mm, a wartości pośrednie należy interpolować.

We wzorze (14) jest wprowadzony dodatkowy współczynnik k_{red} , uwzględniający fakt zarysowania betonu w wcześniejszych stadiach. Wynika to z faktu, że tylko wtedy rysy powstają przy przekroczeniu przez naprężenia w betonie średniej wytrzymałości na rozciąganie, gdy przekrój jest obciążany po raz pierwszy. Przy następnych obciążeniach rysa, nawet jeśli zostanie zamknięta przy odciążeniu, zawsze będzie stanowić strefę mniejszej wytrzymałości na rozciąganie. Zatem sprawdzając możliwość zarysowania w wyniku próby szczelności, należy najpierw przeanalizować, czy rysa nie powstanie w pierwszych dniach po betonowaniu i jeśli tak, to zastosować współczynnik redukcji k_{red} . W pracy [21] zaproponowano, aby przyjmować $k_{red} = 0,5$.

Jeśli w wyniku MES uzyskano nie naprężenia, a siły wewnętrzne, można skorzystać ze wzorów (7)-(9) zastępując $f_{ct,eff}$ wartością f_{ctm} .

• **Uwagi dodatkowe dotyczące sprawdzenia możliwości zarysowania zbiornika w czasie eksploatacji.**

W czasie eksploatacji oprócz obciążenia ciśnieniem cieczy i skurczem mogą się pojawić także oddziaływania termiczne, szczególnie wówczas, gdy w zbiorniku znajduje się ciecz o temperaturze innej niż temperatura otoczenia (np. komory fermentacyjne, biogazownie, zbiorniki na gaz przechowywany w temperaturze kriogenicznej). Obciążenia termiczne to nie tylko różnica między temperaturą wewnętrzną i zewnętrzną powierzchni ściany, ale także zmiana temperatury średniej w stosunku do temperatury początkowej (za taką

można uznać wspomnianą w p. 5.1 temperaturę T_0) wskutek zmian temperatury zewnętrznej.

Ocena, czy w czasie eksploatacji powstały rysy, polega na porównaniu maksymalnych naprężeń rozciągających $\sigma_{ct,3}$ w zbiorniku z efektywną wytrzymałością betonu na rozciąganie betonu dojrzałego:

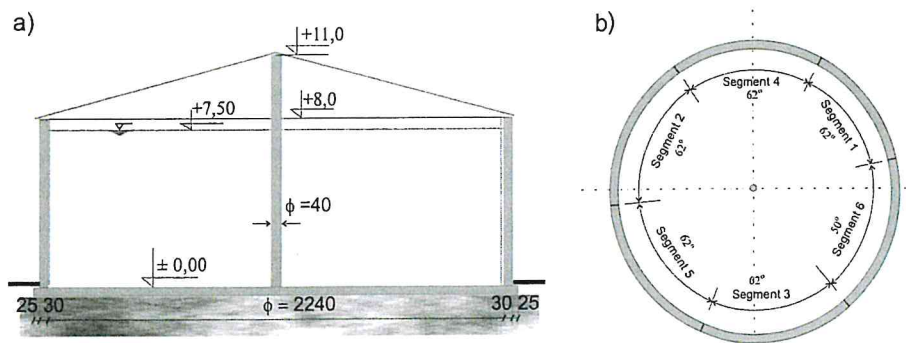
$$\sigma_{ct3} > k_{red} k f_{ctm} \quad (15)$$

Tu szczególnego komentarza wymaga wartość $\sigma_{ct,3}$.

Na etapie projektowania sprawdzania szczelności, stanu granicznego zarysowania i szerokości rys przeprowadza się, zgodnie z EC2-1-1, dla quasi-stałej kombinacji obciążeń. W kombinacji tej współczynnik kombinacyjny dla obciążeń termicznych $\psi_{2,i} = 0$, a więc nie są one w tej kombinacji uwzględniane. Obciążenie termiczne może jednak spowodować powstanie naprężeń większych niż średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie, co będzie skutkowało powstaniem rys. Po ustąpieniu obciążeń termicznych rysy mogą się zamknąć, ale wytrzymałość na rozciąganie w istniejącej rysie będzie już zawsze mniejsza niż f_{ctm} (minimalne zwiększenie obciążeń spowoduje ponowne rozwarcie rysy). Dlatego też należy najpierw sprawdzić, czy rysy powstaną dla charakterystycznej kombinacji obciążeń. Jeśli nie – współczynnik k_{red} wyrażeniu (15) ma wartość 1,0, jeśli tak – należy zastosować współczynnik mniejszy od jedności (w pracy [21] podano wartość 0,5).

• **Przykład obliczeniowy.** Przedmiotem przykładowych obliczeń jest żelbetowy zbiornik cylindryczny (rys. 4), w którym w czasie próby szczelności stwierdzono rysy w ścianie i na styku ściany z płytą fundamentową [11], pokazane na rys. 4a.

Płyta denna została zabetonowana 19 sierpnia. Betonując ścianę zbiornika, podzielono ją na sześć pionowych działek roboczych – segmentów o wysokości równej wysokości zbiornika, ograniczonych kątem środkowym 62° (segmenty 1÷5) i 50° (segment 6) – każda działka miała długość ok. 12 m (rys. 4a). Segmenty były betonowane kolejno, w odstępach tygodniowych, przy czym co drugi segment pozostawał niezabetonowany i był wypełniany w następnej kolejności. Segmenty pierwszej grupy 1÷3 były betonowane 3, 10 i 17 września, a segmenty uzupełniające 4÷6 – 24 września oraz 8 i 15 października. Użyto betonu na bazie cementu CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA, pielęgnację prowadzono przez tydzień.



Rys. 4. Zbiornik będący przedmiotem obliczeń: a) przekrój pionowy, b) rzut z zaznaczeniem działek roboczych podczas betonowania

Tablica 3
Ustalenie wartości odkształceń skurczu

	Wzór	Płyta fundamentowa	Segment ściany
Wytrzymałość betonu f_{cm}		38 MPa	38 MPa
Miarodajny wymiar przekroju h_0	$h_0 = \frac{2A}{U}$	773 mm	578 mm
Skurcz autogeniczny	$\varepsilon_{ca}(t) = \left(1 - e^{(-0,2t^{0,5})}\right) \varepsilon_{ca}(\infty)$	$\varepsilon_{ca}(t) = \left(1 - e^{(-0,2t^{0,5})}\right) \cdot 50 \cdot 10^{-6}$	$\varepsilon_{ca}(t) = \left(1 - e^{(-0,2t^{0,5})}\right) \cdot 50 \cdot 10^{-6}$
Skurcz właściwy	$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} k_h \varepsilon_{cd,0}$	$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{t - 7}{t - 7 + 0,04 \sqrt{773^3}} \cdot 0,70 \cdot 270 \cdot 10^{-6} = \frac{189(t - 7)}{t + 853} \cdot 10^{-6}$	$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{t - 7}{t - 7 + 0,04 \sqrt{578^3}} \cdot 0,70 \cdot 270 \cdot 10^{-6} = \frac{189(t - 7)}{t + 549} \cdot 10^{-6}$
Stopień zbrojenia		$m_o = 0,006$	$m_o = 0,01$
Współczynnik α_3	$\alpha_3 = \frac{(E_s / E_{cm}) \mu_o}{1 + (E_s / E_{cm}) \mu_o}$	0,02	0,06
Skurcz właściwy z uwzględnieniem zbrojenia	$\varepsilon_{cs}^{RC} = \varepsilon_{cs} (1 - \alpha_3)$	$\varepsilon_{cs}^{RC}(t) = 0,98 \cdot \frac{189(t - 7)}{t + 566} \cdot 10^{-6}$	$\varepsilon_{cs}^{RC}(t) = 0,94 \cdot \frac{189(t - 7)}{t + 549} \cdot 10^{-6}$
Skurcz właściwy z uwzględnieniem zbrojenia i relaksacji	$\chi \phi(t, t_o) = 0,55$ $\varepsilon_{cs}^{RC} = \frac{\varepsilon_{cs}^{RC}}{1 + \chi \alpha_3 \phi(\infty, t_o)}$	$\varepsilon_{cs}^{RC}(t) = \frac{0,98 \cdot \frac{189(t - 7)}{t + 566} \cdot 10^{-6}}{1 + 0,02 \cdot 0,55} = 183 \frac{(t - 7)}{t + 566} \cdot 10^{-6}$	$\varepsilon_{cs}^{RC}(t) = \frac{0,94 \cdot \frac{189(t - 7)}{t + 549} \cdot 10^{-6}}{1 + 0,06 \cdot 0,55} = 172 \frac{(t - 7)}{t + 549} \cdot 10^{-6}$

Określenie wartości odkształceń wymuszonych

Odkształcenia skurczu

Miarodajne wymiary analizowanych elementów są równe:

$$\text{– fundament } h_0 = \frac{2(23,5 \cdot 0,4)}{23,5 + 2 \cdot 0,4} = 0,773 \text{ m} = 773 \text{ mm},$$

– segment ściany (tylko zewnętrzna powierzchnia pionowa styka się z atmosferą, wewnętrzna była pokryta folią)

$$h_0 = \frac{2(8,0 \cdot 0,3)}{8,0 + 0,3} = 0,578 \text{ m} = 578 \text{ mm}.$$

Dla betonu C30/37 ($f_{ck} = 30$ MPa) podstawowa wartość średnich odkształceń skurczu autogenicznego równa jest $\varepsilon_{ca}(\infty) = 50 \cdot 10^{-6}$, a podstawowa wartość średnich odkształceń skurczu właściwego przy cemencie $N(\alpha_{ds1} = 4, \alpha_{ds2} = 0,12)$ i średniej wilgotności powietrza $RH = 80\%$ – $\varepsilon_{cd,0} = 270 \cdot 10^{-6}$.

Obliczenia odkształceń skurczu w wieku t dni wykonano wg tabeli 3, uwzględniając wpływ zbrojenia zgodnie z wzorem (4) oraz relaksację naprężeń wymuszonych zgodnie z zależnością (5).

Odkształcenia wynikające z ochłodzenia po samonagrzewie

Moduł powierzchniowy segmentu wynosi:

$$\frac{62^\circ}{360^\circ} \pi \left(\frac{(22,40 + 0,60)^2}{4} - \frac{22,40^2}{4} \right) + \frac{62^\circ}{360^\circ} \pi ((22,40 + 0,60) + 22,40) \cdot 8,0 + 2 \cdot 0,30 \cdot 8,0$$

$$\frac{62^\circ}{360^\circ} \pi \left(\frac{(22,40 + 0,60)^2}{4} - \frac{22,40^2}{4} \right) \cdot 8,0 = 6,9 \text{ 1/m}.$$

Segment jest więc elementem średniomasywnym (moduł powierzchniowy $2 \div 15 \text{ 1/m}$, odpowiada mu przyrost temperatury $5 \div 35^\circ\text{C}$). Droga interpolacji przy module $6,9 \text{ 1/m}$ uzyskuje się przyrost temperatury aż o około 24°C . Zważywszy, że do betonu użyto cementu hutniczego LH (ciepło hydratacji tego cementu jest niższe nawet o ok. $40\text{--}50\%$) przyjęto ostrożnie przyrost temperatury o 12°C .

Wahania temperatury otoczenia i sumaryczne odkształcenia wymuszone

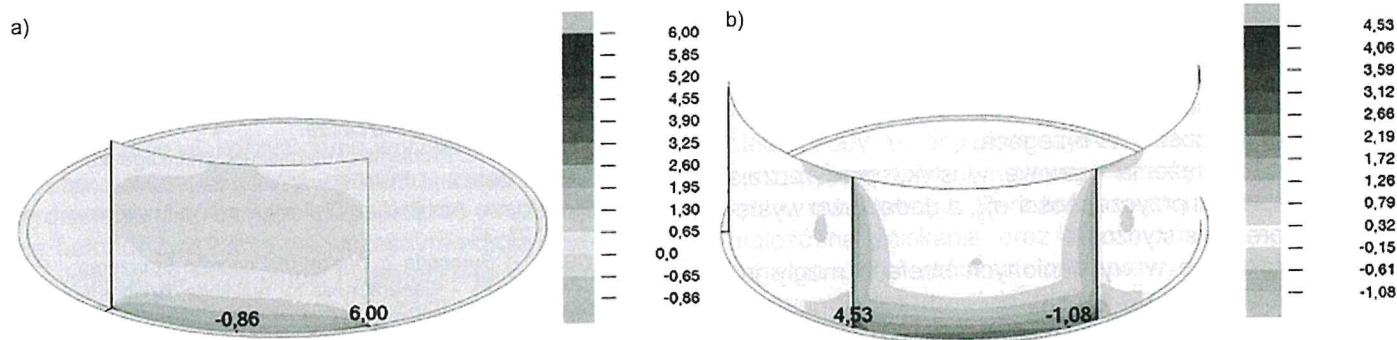
Wahania temperatury od chwili wykonania zbiornika do dnia próby szczelności przeanalizowano na podstawie danych meteorologicznych, przyjmując wartości średnie z dwóch najbliższych stacji meteorologicznych. W tabelicy 4 pokazano temperaturę w dniu betonowania poszczególnych segmentów oraz najniższą temperaturę, którą zanotowano w ciągu 7 dni od chwili zabetonowania. Sumaryczne odkształcenia wymuszone zestawiono w tej samej tabelicy.

Obliczenie naprężeń metodą elementów skończonych

Siły wewnętrzne w zbiorniku obliczono metodą elementów skończonych w założeniu pracy sprężystej w programie Autodesk Robot Structural Analysis, modelując ścianę zbiornika elementami typu „panel”. Rozważono pracę zbiornika w 7 dni po zabetonowaniu:

Tablica 4
Wahania temperatury, którym podlegał zbiornik w ciągu pierwszych 7 dni

	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 4	Segment 5	Segment 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
min. temp. otoczenia do chwili analizy	5,9°C	9,1°C	4,1°C	8,2°C	-3,1°C	-1,8°C
segmenty	wiek segmentu w chwili analizy	7 dni	7 dni	7 dni	7 dni	7 dni
	skurcz autogeniczny	$20,5 \cdot 10^{-6}$	$20,5 \cdot 10^{-6}$	$20,5 \cdot 10^{-6}$	$20,5 \cdot 10^{-6}$	$20,5 \cdot 10^{-6}$
	ekwiwalentne ochłodzenie odpowiadające skurczowi segmentu	2°C	2°C	2°C	2°C	2°C
	ochłodzenie segmentu wynikające ze spadku temp. otoczenia	11,3°C	10°C	13,5°C	13°C	12°C
	ochłodzenie po samonagrzewie	12°C	12°C	12°C	12°C	12°C
	sumaryczne ochłodzenie segmentu (wynikające ze spadku temp. otoczenia, ochłodzenia po samonagrzewie, skurczu)	25,3°C	24,0°C	27,5°C	27,0°C	26,0°C
płyta fundamentowa	wiek płyty w chwili betonowania segmentu	16 dni	23 dni	30 dni	37 dni	43 dni
	wiek płyty w chwili analizy	23 dni	30 dni	37 dni	43 dni	50 dni
	skurcz właściwy płyty między dniem analizy a dniem wykonania segmentu	$5,5 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-6}$	$4,0 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$
	ekwiwalentne ochłodzenie odpowiadające skurczowi płyty	0,5°C	0,5°C	0,4°C	0,3°C	0,3°C
	ochłodzenie płyty wynikające ze spadku temp. otoczenia	11,3°C	10°C	13,5°C	13°C	12°C
	sumaryczne ochłodzenie płyty (wynikające ze spadku temp. otoczenia i skurczu)	11,8°C	10,5°C	13,9°C	13,3°C	12,3°C



Rys. 5. Mapy naprężeń głównych w analizowanym zbiorniku: a) segment podstawowy, b) segment uzupełniający

– pierwszą grupę segmentów reprezentuje segment 2; zamodelowano go jako ścianę z betonu siedmiodniowego, zamocowaną w dnie spoczywającą na podłożu sprężystym; segment obciążono zmianą temperatury (suma ochłodzenia otoczenia, ochłodzenia po samonagrzewie i ekwiwalentnego ochłodzenia symulującego skurcz autogeniczny), a fundament obciążono ochłodzeniem otoczenia i ekwiwalentnym ochłodzeniem symulującym skurcz;

– segment 4 (reprezentant drugiej grupy segmentów) zamodelowano jako ścianę z betonu siedmiodniowego wbetonowaną między dwa segmenty z betonu dojrzałego; segment obciążono zmianą temperatury (suma ochłodzenia otoczenia, ochłodzenia po samonagrzewie i ekwiwalentnego ochłodzenia symulującego skurcz autogeniczny), a fundament i ściany sąsiadujące obciążono ochłodzeniem otoczenia i ekwiwalentnym ochłodzeniem symulującym skurcz.

Wyniki obliczeń w postaci map głównych naprężeń rozciągających pokazano na rys. 5, a wartości ekstremalne zestawiono w tablicy 5.

Tablica 5
Maksymalne naprężenia uzyskane metodą elementów skończonych

Maksymalne naprężenia	7 dni po zabetonowaniu	
	Segment 2 pierwszej grupy	Segment 4 drugiej grupy (uzupełniający)
Główne rozciągające w segmencie	6,0 MPa > $f_{ctm}(7)$	4,53 MPa > $f_{ctm}(7)$
Normalne pionowe w styku ściany z dnem	2,36 MPa > s_{Rj}	1,67 MPa > s_{Rj}
Styczne w styku ściany z dnem	0,91 MPa	0,39 MPa

Parametry wytrzymałościowe betonu w stadiach przedeksplotacyjnych

Badania wytrzymałości betonu przeprowadzono, gdy miał on około 8 miesięcy. Średnia wytrzymałość betonu w konstrukcji $f_{cm}(t) = 44,5$ MPa. Odpowiada jej średnia wytrzymałość na rozciąganie $f_{ctm}(t) = 0,30(44,5 - 8)^{2/3} = 3,30$ MPa. Korzystając ze wzorów w normie EC2-1-1, przeliczono wytrzymałości betonu 28-dniowego, uzyskując $f_{cm} = 37,7$ MPa i $f_{ctm} = 2,90$ MPa, a następnie określono wytrzymałość 7-dniową $f_{ctm}(t = 7) = 2,12$ MPa i moduł sprężystości $E_{cm}(t = 7) = 28,12$ GPa.

Rozważono również przyczepność w styku między płytą fundamentową a segmentem ściany. W pracy [22] stwierdzono, że rozwój nośności styku pracującego na rozciąganie, niewzmanianego środkami szepnymi, jest analogiczny do rozwoju wytrzymałości betonu „nowego” na rozciąganie, a rysa w styku powstaje przy ok. 40÷45% wytrzymałości badanej przez rozłupywanie $f_{ctm,sp}$. A więc naprężenia przyczepności w przypadku betonu 7-dniowego mogą być oszacowane jako:

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

Wnioski

W tabeli 5 zestawiono wartości naprężeń rozciągających uzyskane metodą elementów skończonych.

Stwierdzono, że zarówno w segmentach pierwszej, jak i drugiej grupy w ich dolnych strefach naprężenia główne przekraczają wartości chwilowej wytrzymałości na rozciąganie. W segmentach pierwszej grupy ma to miejsce przy brzegach segmentów, w segmentach drugiej grupy – w środku ich długości i na brzegach.

Również naprężenia pionowe w styku przekraczają wartość naprężeń przyczepności σ_{Rj} , a dodatkowo występują tu naprężenia styczne.

Oznacza to, że w wymienionych strefach mogły już w ciągu pierwszych siedmiu dni od zabetonowania powstać zarysowania.

Praca dofinansowana w ramach subwencji Politechniki Lubelskiej z Funduszu Dyscypliny FD-22/IL-4/023 i FD-22/IL-4/024.

* * *

Autorzy wyrażają podziękowania Panu prof. dr. hab. inż. Wiesławowi Buczkowskiemu, Panu inż. Januszowi Fronczykowi, Pani prof. dr. hab. Krystynie Nagrodzkiej-Godyckiej i Panu prof. dr. hab. inż. Andrzejowi Serudze za udostępnienie fotografii.

PIŚMIENNICTWO

- [1] PN-B-10702:1999. Wodociągi i kanalizacja. Zbiorniki. Wymagania i badania.
- [2] ACI 350.1-10. Specifications for testing of environmental engineering concrete containment structures and commentary. 2011.
- [3] ACI-AWWA Committee Report: Testing Reinforced Concrete Structures for Watertightness, Journal (American Water Works Association) Vol. 85, No. 5, Biological Treatment (MAY 1993), pp. 103-105.
- [4] BS 8007:1987 British Standard Code of practice for Design of Concrete Structures for retaining aqueous liquids.
- [5] AS 3735-2001 Australian Standard. Concrete structures for retaining liquids.
- [6] NZ 3106:2009. Design of concrete structures for the storage of liquids.
- [7] Brandt M.J., Ratnayaka D.D.: Treated Water Storage, Twort's Water Supply (Seventh Edition), 2017.
- [8] Design standard DS. 61. Water Supply Distribution – Tanks. Version 4, Revision 0, WATER Corporations, Assets Delivery Group. Engineering. 2017.
- [9] Buczkowski W.: O przyczynach powstania rys w zbiorniku cylindrycznym, którego ściany mają skokowo zmienną grubość. Przegląd Budowlany, 2012, nr 4, s. 161-163.
- [10] Godycki-Ćwirko T., Korzeniowski P., Piotrowski P.: Przyczyny zarysowania zbiornika oczyszczalni ścieków. Inżynieria i Budownictwo nr 10/2009, s. 566-568, PN EN 1992-3.
- [11] Halicka A., Franczak D., Fronczyk J.: Analiza przyczyn zarysowań cylindrycznego zbiornika żelbetowego ujawnionych podczas próby szczelności. Przegląd Budowlany, 2012, nr 4, s. 35-41.
- [12] Seruga A., Zych M., Ślaga Ł.: Awaria żelbetowego zbiornika WKF oraz sposób wzmocnienia stalowymi cięgnami bez przyczepności. Przegląd Budowlany nr 5/2015, s. 36-42.
- [13] Mohamed H.M., Benmokrane B.: Design and performance of Reinforced Concrete Water Chlorination Tank Totally Reinforced with GFRP bars: Case study, J. Compos. Con., DOI 1061/(ASCE) CC.1943-5614.0000429.
- [14] Podolski B., Podolski M., Bartosik T.: Analiza przyczyn awarii żelbetowego wielokomorowego zbiornika oczyszczalni ścieków oraz zrealizowane wzmocnienie. Przegląd Budowlany nr 5/2013, s. 35-40.
- [15] PN-EN 1992-3 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze.
- [16] Flaga K., Furtak K.: Problems of thermal and shrinkage cracking in tanks vertical walls and retaining walls near their contact with solid foundation slabs. Architecture-Civil engineering-Environment, no 2/2009, pp. 23-30.
- [17] prEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules – General rules for buildings, Bridges and civil engineering structures. Draft. September 2021.
- [18] Flaga K., Klemczak B.: Konstrukcyjne i technologiczne aspekty naprężeń termiczno-skurczowych w maszynach i średniomasywnych konstrukcjach betonowych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2016.
- [19] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [20] Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011.
- [21] Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. PWN, Warszawa 2018.
- [22] Franczak D., Halicka A.: Wpływ wieku betonu na nośność na ścinanie w elementach zespolonych typu „beton-beton”. Przegląd Budowlany nr 1/2012, s. 46-51.



Stefan Bryła
Życie i dzieło



Wacław Żenczykowski
Inżynier · badacz · nauczyciel



Zbigniew Wasiutyński
Życie i dzieło

**Serdecznie zapraszamy
do zakupu naszych
wydawnictw:**

Zamówienie prosimy kierować
– e-mail: apoteranska@zgpz.itb.org.pl



Władysław Kuczyński
Nauczyciel · badacz · społecznik



Wacław Olszak
Inżynier - naukowiec
- dzieło