

ANDRZEJ SERUGA, RAFAŁ SZYDŁOWSKI, MARIUSZ ZYCH*

OCENA POSTĘPUJĄCEGO PROCESU ZARYSOWANIA ŚCIAN CYLINDRYCZNYCH W MONOLITYCZNYCH ZBIORNIKACH ŻELBETOWYCH

THE EVALUATION OF SEQUENTIAL PROCESS OF CRACKING OF WALL SEGMENTS IN MONOLITHIC CYLINDRICAL REINFORCED CONCRETE TANKS

Streszczenie

W 2004 r. zrealizowano w Krakowie budowę dziesięciu cylindrycznych zbiorników żelbetowych. W wyniku przyjętego rozwiązania konstrukcyjno-technologicznego należało zastosować pionowe i poziome przerwy konstrukcyjne. Pomimo ich zrealizowania w niektórych segmentach ścian wystąpiły pionowe rysy. Na podstawie wstępnie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że przyczyną powstałych rys były naprężenia rozciągające generowane we wczesnym okresie dojrzewania betonu.

W niniejszym artykule przedstawiono ocenę postępującego procesu zarysowania segmentów ścian. Odształcenia betonu w chwili zarysowania i odpowiadające im naprężenia obliczone wg normy [6] porównano z wartościami pomierzonymi. Ponadto pomierzone szerokości rys zlokalizowanych na obu powierzchniach ściany zbiornika 4 porównano z wartościami obliczonymi, posługując się procedurą zaproponowaną w normie [6].

Słowa kluczowe: żelbetowe zbiorniki cylindryczne, zarysowanie betonu, naprężenia termiczne

Abstract

Ten cylindrical reinforced concrete tanks were built in Cracow in 2004. As a consequence of the applied structural and technological solutions it was necessary to create constructional joints in the vertical and horizontal directions. In spite of this solution many vertical cracks were found on some wall segments in the structure. Tensile stresses generated in the early age concrete were stated as the reason for cracking on the basis of a preliminary analysis.

Evaluation of a sequential cracking process of wall segments is described in the paper. The values of strains in concrete at the moment of cracking as well as the related tensile stresses calculated according to the code [6] are compared with the measured values. Furthermore the measured widths of cracks localized on the both sides of the tank wall no 4 are compared with the values calculated after the procedure proposed in the code [6].

Keywords: cylindrical reinforced concrete tank, concrete cracking, temperature stresses

* Dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK, mgr inż. Rafał Szydłowski, mgr inż. Mariusz Zych, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Ładowej, Politechnika Krakowska.

1. Wstęp

Poprawne zaprojektowanie zbiorników żelbetowych na ciecze wymaga od projektanta znajomości zagadnień związanych z technologią ich wykonywania oraz wpływu przyjętego rozwiązania konstrukcyjno-technologicznego na stan odkształceń i naprężeń występujących w postępującym procesie wykonania konstrukcji oraz w stadium jej eksploatacji. Wyżej wymienione zagadnienia były wielokrotnie analizowane w publikowanych pracach z tej dziedziny, a ich kompleksowe ujęcie w odniesieniu do zbiorników prostokątnych, jak i cylindrycznych przedstawiono w pracach [1, 2]. Jak wynika z załączonych w pracy [1] analiz, żelbetowe zbiorniki cylindryczne mogą być efektywnie stosowane w przypadku pojemności nieprzekraczającej 2500 m³. Przy pojemnościach wyższych ekonomicznie uzasadnione były zbiorniki wykonywane z betonu sprężonego. Jak wykazały analizy, przyjęty wariant rozwiązania był w tym okresie ekonomicznie uzasadniony. W analizie uwzględniono koszty wykonania płyty dennej, ścian i konstrukcji przykrycia. W minionym okresie w sposób zdecydowany zmieniały się koszty wykonania inwestycji i zagadnienie to w niniejszym artykule zostanie pominięte. Jak wynika z praktyki, nawet w przypadku pojemności rzędu 500 i 1000 m³ rozwiązania zbiorników w wersji prefabrykowanej o ścianach sprężonych cięgami bez przyczepności są konkurencyjne i bardzo często stosowane, począwszy od 1997 r.

Do 1990 roku projektowaniem oczyszczalni ścieków i stacji uzdatniania wody pitnej zajmowały się biura projektowe budownictwa komunalnego oraz niektóre biura branżowe, których projektanci od lat zaangażowani byli w tę problematykę, a każde rozwiązanie projektowe było udoskonalane na podstawie zdobytych doświadczeń. Po tym okresie projektowaniem ww. obiektów zajmują się również małe, prywatne biura niemające w tym względzie doświadczeń ani w zakresie projektowania, ani wykonawstwa. Najczęściej projektuje się zbiorniki w wersji żelbetowej bez względu na ich pojemność, co można odbierać jako brak znajomości problematyki w tym zakresie oraz umiejętności projektowania zbiorników z betonu sprężonego. Większość wykonawców, chcąc zrealizować obiekty własnymi siłami, również preferuje rozwiązania zbiorników w wersji żelbetowej w przekonaniu, że rozwiązanie problemu tkwi wyłącznie w poprawnym zaprojektowaniu mieszanki betonowej, jej ułożeniu i pielęgnacji betonu. Poglądom tym sprzyjają powszechnie reklamowane domieszki i dodatki do betonów.

Na podstawie dokonanych analiz prac publikowanych w czasopismach technicznych można stwierdzić, że jakość wykonywanych obiektów po 1995 r. znacznie się pogorszyła, czego wyrazem są liczne przypadki zarysowań ścian zbiorników i związanych z tym koniecznych wzmocnień oraz napraw, a czasami i stwierdzonych przypadków awaryjnych. Nie można być obojętnym wobec często odnotowywanych stwierdzeń, że próba szczelności wykazała liczne przecieki przez rysy o szerokości dochodzącej nieraz do 0,5 mm, a problem rozwiązano przez iniekcję rys żywicami epoksydowymi.

Należy podkreślić, że w ośrodku krakowskim problemami związanymi z projektowaniem i wykonawstwem zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego zajmowano się od 1957 r., a osiągnięcia zdobyte w tej dziedzinie zostały kompleksowo zaprezentowane w pracy [2]. W Polsce do 2006 r. nie było żadnej normy dotyczącej projektowania i wykonania zbiorników tego typu, a jedyne wytyczne w tym zakresie ukazały się w pracy [3]. W sierpniu 2006 r. wydano normę europejską w języku angielskim [6], która ma status Polskiej Normy.

2. Spodziewane odkształcenia i naprężenia wymuszone oraz szerokości rys

Ściany żelbetowych zbiorników prostokątnych i cylindrycznych lub ich dolne partie (w przypadku konstrukcji wyższych) połączone monolitycznie z płytą denną lub pierścieniem fundamentowym często ulegają zarysowaniu w początkowym okresie dojrzewania betonu. W przypadku wystąpienia rys przelotowych o szerokości większej niż 0,1 mm następuje utrata szczelności konstrukcji. Obowiązujące normy: krajowa [4] i europejska [5] stanowią, że w przypadku projektowania konstrukcji wodoszczelnych maksymalna szerokość rys przelotowej nie może przekraczać 0,1 mm. Z kolei w normie dotyczącej projektowania zbiorników na cieczę [6] wyraźnie wskazano, że trwałość konstrukcji jest podstawowym kryterium projektowania. Uwzględniając kryterium trwałości, obiekty konstrukcyjne typu zbiorniki powinny być wykonywane co najmniej z betonu B-30 [7].

Ściany analizowanych zbiorników żelbetowych zarówno prostokątnych, jak i cylindrycznych zalicza się do konstrukcji średniomasywnych. Ściany te, monolitycznie połączone z dnem, betonowane są systemem odcinkowym, w wyniku czego poszczególne segmenty ścian różnią się między sobą warunkami brzegowymi występującymi wzdłuż ich krawędzi w okresie dojrzewania betonu. Uwzględniając fakt zróżnicowania wysokości ścian i ich długości, istnieje konieczność wykonywania pionowych i poziomych przerw konstrukcyjnych. Przyjmując – ze względu na geometrię danego zbiornika – powtarzalność geometryczną poszczególnych segmentów ścian oraz uwzględniając fakt, że konstrukcja wykonywana jest z betonu o ustalonej klasie, każdy z tych segmentów będzie pracował w innych warunkach atmosferycznych (pora dnia i roku), co będzie skutkowało odmienną zmianą temperatury w segmencie ściany. Konsekwencją różnych temperatur będą odmiennie przebiegi rozkładu naprężeń termicznych, które mogą doprowadzić do wystąpienia pionowych rys na obu powierzchniach powłoki walcowej [8]. Rysy przelotowe (rysy przebiegające od dolnej części segmentu do pewnej wysokości) i rysy dylatacyjne (przebiegające przez całą wysokość segmentu) po osiągnięciu szerokości większej niż 0,1 mm powodują nieszczelność zbiornika, stąd też zachodzi konieczność odpowiedniego zbrojenia segmentów ścian w kierunku poziomym.

Problem zarysowania ścian ze szczególnym uwzględnieniem czynników wpływających na rozwój rys w konstrukcjach średniomasywnych i masywnych został przedstawiony w pracy [9]. Zobrazowano w niej mechanizm występowania rys i ich rozwoju na wysokości ściany w zależności od wzajemnych relacji wysokości do długości. Analizowany problem został zawężony do przypadku segmentu ściany skrępowanego na dolnej krawędzi. Należy podkreślić fakt, że w raporcie tym autorzy koncentrują się na mechanizmie zarysowania, a nie na problemie szczelności elementu ze względu na fakt, że są to konstrukcje o niskim stopniu zbrojenia. W pracy [10] dotyczącej projektowania zbiorników na cieczę wg normy brytyjskiej zostały zamieszczone rysunki dotyczące sposobów konstruowania połączeń ścian. Podano również wzajemne relacje wysokości do długości elementów ściennych dla różnych przypadków skrępowania, określając przy tym stopień skrępowania odkształceń wymuszonych konstrukcji (termika, skurcz) w poszczególnych strefach ściany. Zagadnienie dotyczące kształtowania przerw dylatacyjnych i roboczych, jak również zbrojenia konstrukcji masywnych z uwzględnieniem oddziaływań pośrednich przedstawiono również w pracy [12].

Według Eurokodu 2 [6] szerokość rys w ścianach zbiorników należy obliczać ze wzoru (1), którego szersze omówienie w odniesieniu do konstrukcji żelbetowych i sprężonych przedstawiono w pracy [11]

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (1)$$

gdzie:

$s_{r,\max}$ – maksymalny rozstaw rys,

ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego, z uwzględnieniem kombinacji obciążeń ujmujących wpływ odkształceń własnych oraz wpływ usztywnienia przy rozciąganiu,

ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu pomiędzy rysami.

W przypadku ścian poddanych odkształceniom termicznym, w których niespełniony jest warunek minimalnego zbrojenia określony wg EC2 [6] i gdy odkształcenia ściany są ograniczone przez wcześniej wykonany fundament, to maksymalny rozstaw rys $s_{r,\max}$ może być przyjęty jako równy $1,3 H$ (H – wysokość ściany).

W normie [6] zdefiniowano kategorie rysoodporności, jak również podano w Załącznikach (informacyjnie) tok postępowania w przypadku projektowania zbiorników żelbetonowych, których ściany są skrępowane więzami zewnętrznymi. Rozróżnia się dwa etapy:

- stan przed zarysowaniem,
- stan po zarysowaniu.

W normie tej nie przytoczono żadnych bliższych danych wskazujących na źródła pochodzenia wzorów, tabel czy też rysunków zamieszczonych w Załącznikach. Podany poniżej tok postępowania przedstawiono na podstawie informacji przedstawionych w Załącznikach do normy. Zdaniem autorów niniejszego artykułu proponowana procedura projektowania powinna być przedmiotem weryfikacji doświadczalnej na obiektach rzeczywistych poddanych również obciążeniom wynikającym z wpływów warunków atmosferycznych.

Etap I. Obliczenia odkształceń i naprężeń w niezarysowanych przekrojach betonowych poddanych odkształceniom wymuszonym

Odkształcenie na wysokości z w przekroju jest opisane wzorem

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax}) \cdot \varepsilon_{iav} + (1 - R_m) \cdot (1/r) \cdot (z - z_1) \quad (2)$$

a naprężenia w betonie mogą być obliczane wg wzoru

$$\sigma_z = E_{c,\text{eff}} (\varepsilon_{iz} - \varepsilon_{az}) \quad (3)$$

gdzie:

R_{ax} – współczynnik określający stopień zewnętrznego osiowego skrępowania wynikającego z zamocowania w elemencie sąsiednim,

R_m – współczynnik określający stopień skrępowania obrotu, wynikający z zamocowania rozważanego elementu w przylegającym elemencie. W większości przypadków współczynnik R_m może być równy 1,

$E_{c,\text{eff}}$ – efektywny moduł sprężystości betonu, z uwzględnieniem pełzania, jeśli jest to uzasadnione,

ε_{iav} – średnie wymuszone odkształcenie elementu (tzn. średnie odkształcenie, jakie mogłoby wystąpić w elemencie swobodnym bez jakiegokolwiek ograniczenia odkształceń),

ε_{iz} – odkształcenie wymuszone na poziomie z ,

ε_{az} – aktualne odkształcenie na poziomie z ,

z – odległość do poziomu z ,

z_1 – odległość do środka ciężkości,

$1/r$ – krzywizna.

Współczynniki skrępowania w powszechnych sytuacjach mogą być wyznaczone na podstawie znajomości sztywności rozważanego elementu i elementu do niego przyłączonego. Współczynniki te mogą być alternatywnie określane wg rys. 1 oraz tab. 1. W wielu przypadkach (ściana betonowana na masywnej płycie) jest oczywiste, że nie wystąpi znacząca krzywizna, wobec czego stosowany jest współczynnik skrępowania obrotu równy 1. Zarówno rysunek 1, jak i tab. 1 są zaczerpnięte bezpośrednio z normy brytyjskiej [10].

Tabela 1

Współczynniki skrępowania R_{ax} dla środkowej strefy ścian przedstawionych na rys. 1

Stosunek L/H (patrz rys. 1)	Współczynnik skrępowania na dolnej krawędzi ściany	Współczynnik skrępowania na górnej krawędzi ściany
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

Na rysunku 1 podano również przypadki (b), (c), (d), w których rozpatruje się skrępowanie, odpowiednio, na dwóch przeciwległych, sąsiednich oraz trzech krawędziach. Wartości współczynnika R_{ax} nieprzekraczające 0,5 proponowane są w poszczególnych przypadkach z uwzględnieniem wzajemnych relacji wysokości i rozpiętości rozpatrywanego elementu.

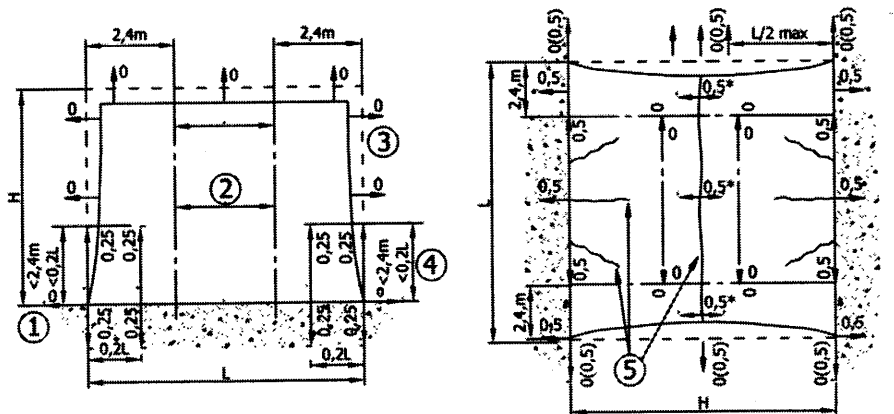
Podane na rysunku cyfry od 1 do 5 zakreślone w kółkach oznaczają, odpowiednio: 1 – współczynniki skrępowania na kierunku pionowym, 2 – współczynnik poziomego skrępowania (dla tej części środkowej podany jest w tab. 1), 3 – dylatacja lub połączenie swobodne, 4 – w przypadku ścian o długości do 12 m należy przyjąć zasięg strefy równy $2,4 m$, natomiast dla ścian dłuższych – $0,2L$, 5 – możliwość wystąpienia pierwszych rys.

Etap II. Obliczenia szerokości rys od odkształceń wymuszonych

W normie [6] rozróżnia się dwa rodzaje odkształceń wymuszonych: skurcz betonu i przemieszczenia spowodowane oddziaływaniem termicznym we wczesnym okresie dojrzewania, w wyniku schłodzenia elementów w ciągu kilku dni bezpośrednio po ich zabetonowaniu. Te dwa czynniki powiązane są ze sposobem ograniczenia odkształceń w wyniku skrępowania zewnętrznego. Rozróżnia się dwa przypadki podane na rys. 2:

- skrępowanie elementu na końcach,
- skrępowanie elementu wzdłuż jednej krawędzi.

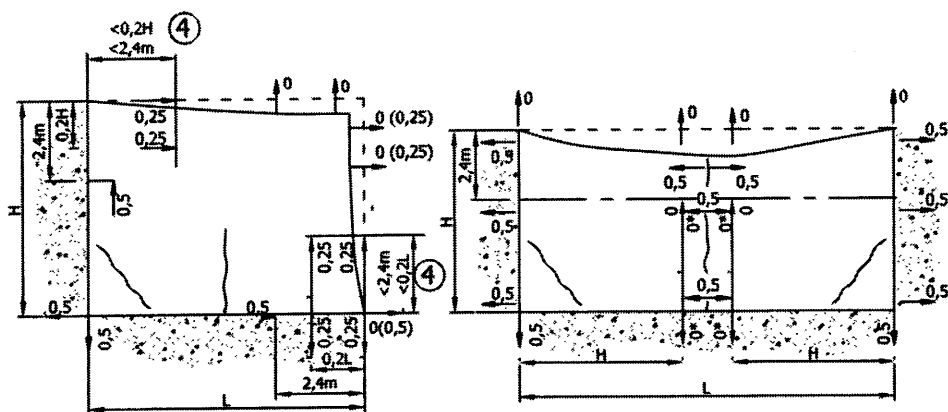
Czynniki kontrolujące zarysowanie w obu przypadkach są różne i oba mają duże znaczenie praktyczne. Przypadek (a) występuje, gdy nowy segment jest betonowany pomiędzy dwoma istniejącymi segmentami. Przypadek (a) był przedmiotem wielu badań w ostatnich 25 lub 30 latach i jest dość dobrze znany. Przypadek (b) jest szczególnie powszechny i ważny, gdy betonowana jest ściana na wcześniej wykonanym sztywnym fundamencie.



(a) Ściana skrzepowana na dolnej krawędzi.

* Gdy $H < L$, to $wsp. = 0,5(1-H/L)$

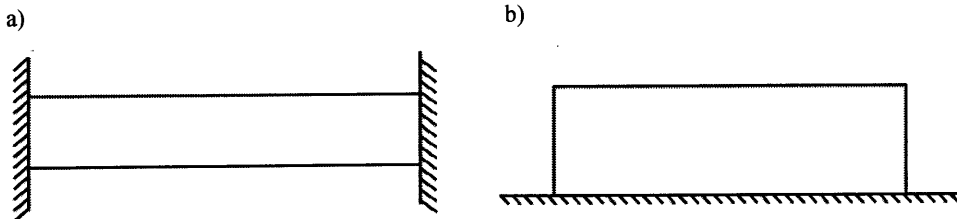
(b) Płyta skrzepowana na przeciwległych krawędziach.



(c) Ściana skrzepowana na dolnej i na jednej pionowej krawędzi.

* Gdy $L < 2H$, to $wsp. = 0,5(1-L/2H)$

(d) Ściana skrzepowana na trzech krawędziach.

Rys. 1. Współczynniki skrzepowania dla różnych warunków brzegowych
Fig. 1. The coefficients of constrain for difference restrain conditionsRys. 2. Rodzaje skrzepowania
Fig. 2. The type of restrains

Przypadek (b) nie był badany tak systematycznie i uwzględniony został w nielicznych publikacjach.

Etap II. a) Skrępowanie elementu na jego końcach

Maksymalną szerokość rysy można wyliczyć wg zależności (1), w której różnicę odkształceń należy wyznaczyć wg wyrażenia

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,5\alpha_e k_c k \cdot f_{ct,eff} \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \rho}\right) / E_s \quad (4)$$

gdzie:

- k_c – współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń w przekroju przed zarysowaniem, w przypadku osiowego rozciągania $k_c = 1,0$,
- k – współczynnik uwzględniający wpływ samorównoważących naprężeń, = 1,0 dla $h \leq 300$ mm, = 0,65 dla $h \geq 800$ mm, dla wartości pośrednich współczynnik może być interpolowany liniowo,
- $f_{ct,eff}$ – średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie, kiedy może powstać pierwsza rysa,

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_{ct}}, \quad A_{ct} \text{ – powierzchnia rozciąganego betonu, jak zdefiniowano w normie [5].}$$

Przy sprawdzaniu zarysowania bez dokonywania bezpośrednich obliczeń naprężenia w stali σ_s można wyznaczyć wg zależności: $\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} / \rho$.

Przypadek ten był przedmiotem badań doświadczalnych prowadzonych na elementach prętowych. Zdaniem autorów niniejszego artykułu w odniesieniu do zbiorników cylindrycznych lub prostokątnych mógłby mieć zastosowanie w przypadku segmentów ścian betonowanych w drugim etapie, czyli ścian uzupełniających. Wówczas należałoby zapewnić swobodne połączenia ściany z dnem, co oznacza, że mielibyśmy do czynienia ze zbiornikiem z betonu sprężonego.

Etap II. b) Długa ściana skrępowana wzdłuż dolnej krawędzi

Zdaniem autorów normy [6] w przeciwieństwie do elementu skrępowanego na końcach powstanie rysy w tym przypadku powoduje tylko lokalną zmianę rozkładu naprężeń, a szerokość rysy jest raczej funkcją odkształcenia będącego wynikiem skrępowania niż odkształcalnością graniczną betonu przy rozciąganiu. Szerokość rysy można racjonalnie oszacować, określając wartość różnicy odkształceń wg poniższej zależności

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \cdot \varepsilon_{free} \quad (5)$$

R_{ax} – współczynnik skrępowania,

ε_{free} – odkształcenie, jakie mogłyby wystąpić w całkowicie swobodnym elemencie.

3. Badania doświadczalne przeprowadzane na zbiornikach w skali naturalnej

W latach 2004–2005 przeprowadzono obserwacje i badania doświadczalne na terenie rozbudowywanej oczyszczalni ścieków podczas realizacji dziesięciu żelbetowych jednokowych zbiorników o nominalnej pojemności jednostkowej 8300 m³. W okresie realizacji ściany o grubości 0,45 m i wysokości 5,5 m zbiorników o promieniu wewnętrznym 22,45 m (rys. 3) były podzielone pionowymi przerwami konstrukcyjnymi na dziesięć segmentów o długości 13,8 m. W etapie pierwszym wykonywano segmenty parzyste, a w etapie drugim nieparzyste lub na odwrót. Zgodnie z dokumentacją techniczną ściany zbiorników należało wykonać z betonu klasy B-25 o stopniu wodoszczelności W8 i mrozodporności F150, zbrojonego stalą A-IIIIN. Uznano za równoważne stosowanie dwóch rodzajów cementów: CEM II/B-S i CEM III/A. Zbiorniki realizowane były w miesiącach od maja do września, którym towarzyszyły bardzo zróżnicowane warunki atmosferyczne. W trakcie prowadzonych obserwacji stwierdzono wystąpienie pionowych rys na powierzchniach wewnętrznych i zewnętrznych, w dolnych partiach segmentów ścian niektórych zbiorników.

Ściany monitorowanego zbiornika cylindrycznego nr 4 zostały wykonane z betonu z zastosowaniem cementu CEM II/B-S-32,5R. Rozwój własności mechanicznych betonu, określony na podstawie badań doświadczalnych próbek pobieranych w kilku seriach w trakcie realizacji 4 zbiorników cylindrycznych, został przedstawiony w tab. 2. Określony doświadczalnie moduł sprężystości betonu przy ściskaniu na próbkach 150 × 300 mm po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania wynosił – odpowiednio – 17285 MPa, 19910 MPa i 22530 MPa.

Tabela 2

Rozwój wytrzymałości betonu

Wiek betonu [dni]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	
	150 × 150 × 150 mm	150 × 300 mm	przez rozłupanie 150 × 150 × 150 mm	osiowe 150 × 300 mm
1	5,27	–	0,59	–
2	13,60	–	1,31	–
3	17,11	14,87	1,54	1,40
7	25,22	20,71	1,99	1,70
14	29,78	–	2,25	–
28	35,88	30,41	2,64	2,01
90	50,44	43,92	4,02	2,60

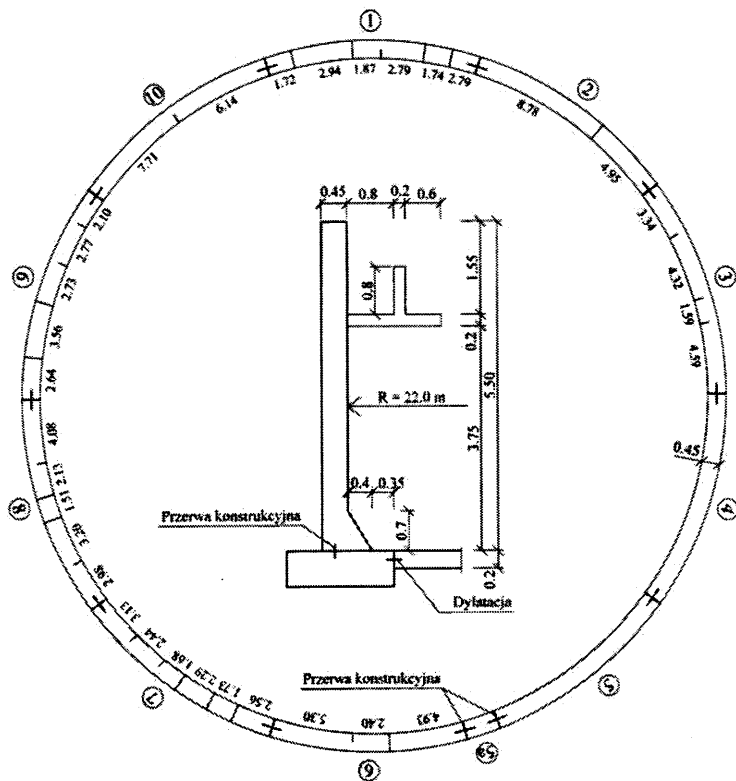
Ściana zbiornika cylindrycznego o wysokości 5,5 m była betonowana w systemie odcińkowym. Cały obwód podzielono na 10 segmentów. Wszystkie przerwy konstrukcyjne były uszczelnione z zastosowaniem tradycyjnych materiałów PCV. Przekrój poprzeczny ścian oraz usytuowanie przerw konstrukcyjnych przedstawiono na rys. 3.

Ściany zbiornika zazbrojono prętami ze stali A-III N (BSt 500S, RB 500W). W kierunku pionowym przyjęto pręty $\phi 12$ mm w rozstawie co 0,125 m przy obu powierzchniach powłoki. W kierunku obwodowym przyjęto przy powierzchni wewnętrznej pręty $\phi 16$ mm co 0,125 m na wysokości do 2,80 m mierzonej od górnego poziomu pierścienia fundamentowego (poziom 0,0), a dalej pręty $\phi 12$ mm co 0,125 m do górnej krawędzi powłoki. Przy zewnętrznej powierzchni przyjęto $\phi 20$ mm co 0,1 m na wysokości od 0,0 do 1,20 m,

następnie pręty $\phi 16$ mm co 0,10 m na wysokości do 2,5 m, a dalej pręty $\phi 12$ mm co 0,10 m do wysokości 4,5 m. Na ostatnim metrze zastosowano pręty $\phi 16$ mm co 0,1 m. Skos przewidziany od wewnętrznej strony powłoki, na dolnej jej krawędzi, dozbrojono dwoma prętami $\phi 12$ mm na wysokości od 0,0 do 0,3 m mierzonej wzdłuż tworzącej. Aby zapewnić stałą grubość otulenia, zastosowano kształtki betonowe utrzymujące stały dystans 50 mm od zbrojenia pionowego do deskowania.

Pielęgnację betonu prowadzono przez 7 dni od chwili zabetonowania segmentu ściany przez okresowe polewanie wodą. W celu ograniczenia nadmiernego wysuszenia betonu na obu powierzchniach ściany zawieszono maty. Należy zaznaczyć, że widoczne na rys. 3 koryto przelewowe było betonowane w dalszej kolejności, po zamknięciu obwodu zbiornika.

W pierwszym etapie wykonywano po dwa segmenty ściany, najpierw segment 2 i 10 (30.06.2004), później segmenty 8 i 6 (3.07), segment 5 (6.07), segmenty 3 i 1 (8.07), segmenty 9 i 7 (10.07), 5a (14.07) i segment 4 (15.07). Dzień przed zamknięciem obwodu ściany zlokalizowano rysy pionowe na każdym segmencie z wyjątkiem piątego. Położenie głównych rys na wysokości 0,7 m w stosunku do powierzchni płyty przedstawiono na rys. 3. Niektóre z nich przechodzą na całą grubość ściany.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny zbiornika oraz układ przerw konstrukcyjnych
Fig. 3. Cross section of the tank and construction joints layout

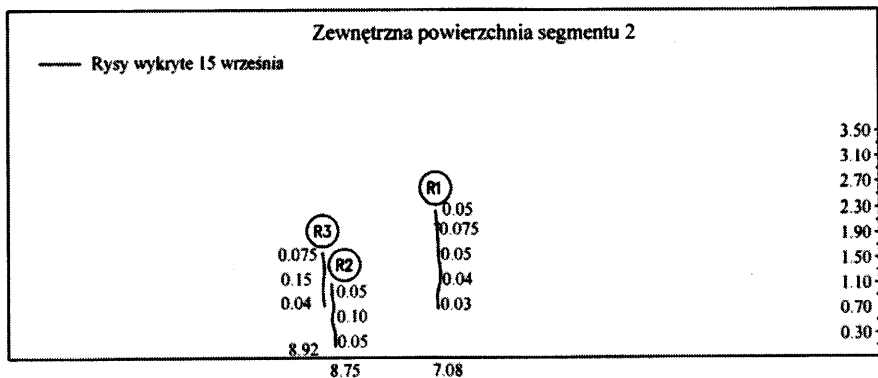
Rozmieszczenie rys na powierzchniach segmentów ścian zinwentaryzowano w dwóch okresach: 15 lipca (etap I) i 15 września (etap II). Szerokości rys zlokalizowanych na wewnętrznej powierzchni powłoki pomierzono w obu etapach, natomiast na zewnętrznej powierzchni powłoki pomierzono tylko w etapie II. Otrzymane wyniki przedstawiono na kolejnych rysunkach. Na dolnej linii podano odległości rys w metrach od krawędzi segmentu, natomiast wzdłuż prawej krawędzi podano wysokość segmentu, wyrażoną również w metrach, na której zlokalizowano rysy. Segmenty prezentowane są w kolejności ich betonowania. Na rysunkach 4–6 przedstawiono segment 2. Podane szerokości rys (w [mm]) pomierzono 15 września (etap II). Należy zaznaczyć, że rysy R1 i R3 na zewnętrznej powierzchni powłoki zlokalizowane zostały 15 lipca (etap I). Na rysunkach 7–9 przedstawiono segment 10. Podane szerokości rys pomierzono również w etapie II. Obie rysy na zewnętrznej powierzchni powłoki oraz rysa R1 na wewnętrznej powierzchni powłoki zlokalizowane zostały w etapie I. Na rysunkach 10–12 przedstawiono segment 8, na rysunkach 13–15 segment 6. Segmenty 3 i 1 przedstawiono – odpowiednio – na rys. 16–18 oraz 19–21, natomiast segmenty 9 i 7 przedstawiono – odpowiednio – na rys. 22–24 oraz 25–27.

Na kolejnych rysunkach – od 28 do 33 – przedstawiono wszystkie rysy zlokalizowane na obu powierzchniach segmentów 1, 3, 6–9. Analogiczny układ rys w odniesieniu do segmentów 2 i 10 przedstawiono – odpowiednio – na rys. 6 i 9.

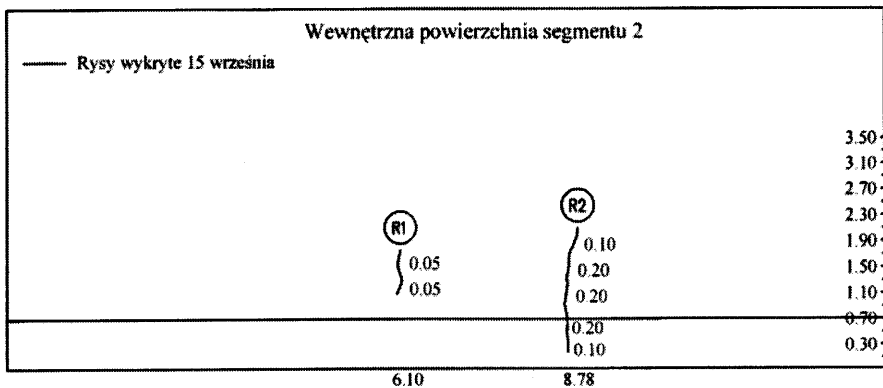
Podczas betonowania poszczególnych segmentów powłoki walcowej mierzono temperaturę powietrza i mieszanki betonowej oraz zawartość powietrza w mieszance betonowej w chwili jej układania w deskowaniu. W tabeli 3 zestawiono otrzymane wyniki, jak również wytrzymałość betonu na ściskanie określoną na kostkach $150 \times 150 \times 150$ mm po 28 dniach dojrzewania betonu. Ponadto w tabeli 3 podano maksymalne (dzienne) i minimalne (nocne) temperatury powietrza otrzymane ze stacji meteorologicznej w Krakowie-Balicach. W uzupełnieniu podano również długości poszczególnych segmentów ścian l_w mierzone po wewnętrznej powierzchni powłoki oraz maksymalne szerokości rys zarejestrowane na zewnętrznych i wewnętrznych powierzchniach powłoki walcowej.

Analizując stan zarysowania powłoki w chwili jej zamknięcia, należy stwierdzić, że segment 5 (od strony południowej) betonowany jako samodzielny nie został zarysowany. W przylegającym do niego segmencie 4 (strona południowo-wschodnia) zlokalizowano tylko 2 rysy ukośne na zewnętrznej powierzchni, o maksymalnej szerokości 0,125 mm, na styku z segmentem 3. Należy podkreślić, że segment ten utrzymywany był w deskowaniu min. 10 dni, podczas gdy pozostałe segmenty tylko 1 lub 2 dni. Duże tempo prac prowadzonych równocześnie na dwóch zbiornikach wymuszało szybkie przemieszczenie deskowań. W czterech przypadkach jednocześnie betonowano dwa segmenty powłoki, co pozwoliło na stosowanie pewnych przerw czasowych w podawaniu mieszanki betonowej w danym segmencie. Należy zauważyć, że wykonanie segmentu ściany o grubości 0,45 m i wysokości 5,5 m w ciągłym cyklu betonowania mogło doprowadzić do oderwania, a nawet przemieszczenia deskowania z pierścienia fundamentowego. Aby do tego nie dopuścić, deskowanie było specjalnie kotwione do płyty dennej, a ponadto organizowano przerwę w betonowaniu w połowie wysokości powłoki.

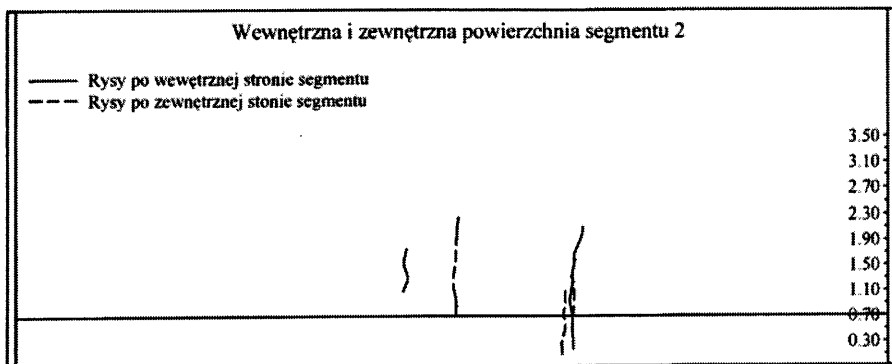
Porównując rozkład rys na powierzchniach segmentów powłoki, można stwierdzić, że w segmentach 10 i 3 nie wystąpiły rysy przelotowe. W segmencie 2 była jedna rysa przelotowa (2 rysy na zewnętrznej powierzchni), natomiast w segmencie 1 stwierdzono 6 rys przelotowych (6 rys na zewnętrznej powierzchni). W segmencie 6 jedna rysa przelotowa (1 rysa na zewnętrznej powierzchni), w segmencie 7 trzy rysy przelotowe (3 rysy na zewnętrznej powierzchni), w segmencie 8 trzy rysy przelotowe (3 rysy na zewnętrznej powierzchni) i w segmencie 9 dwie rysy przelotowe (2 rysy na zewnętrznej powierzchni).



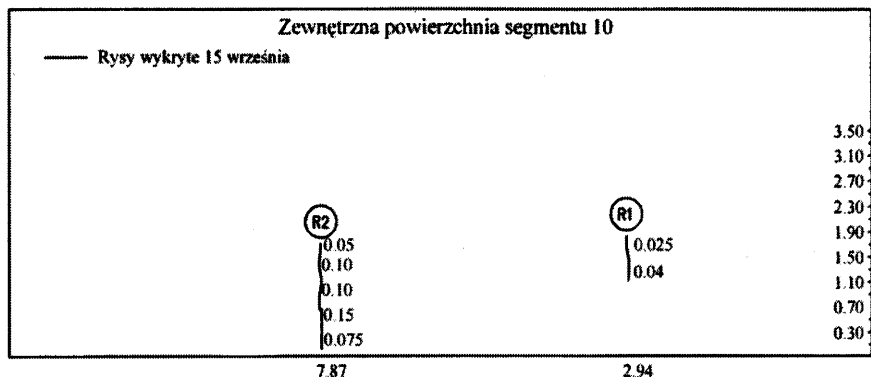
Rys. 4. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 2
 Fig. 4. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 2



Rys. 5. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 2
 Fig. 5. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 2

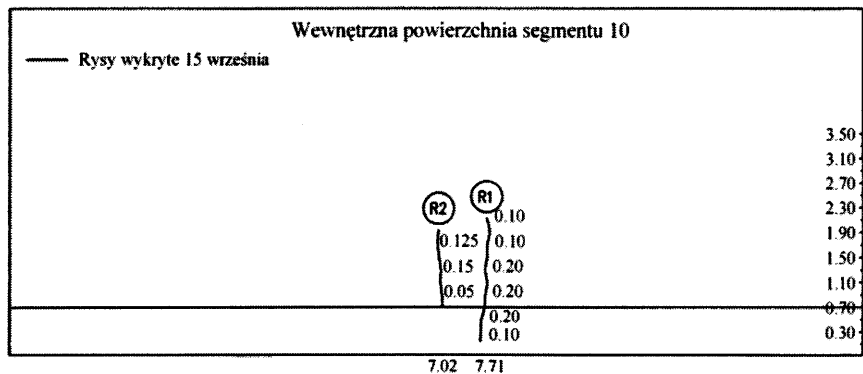


Rys. 6. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 2
 Fig. 6. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 2



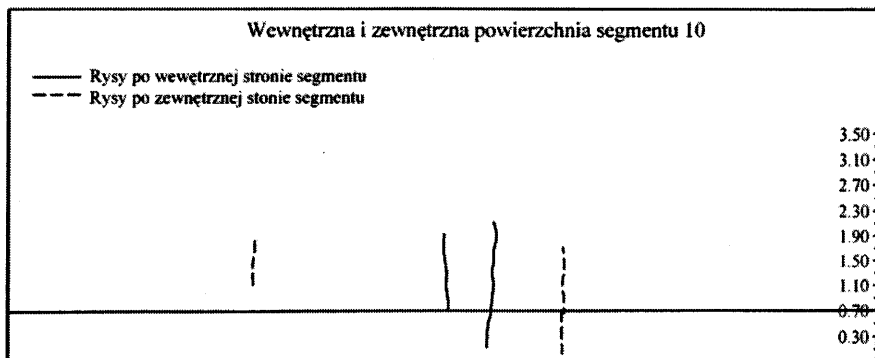
Rys. 7. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 10

Fig. 7. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 10



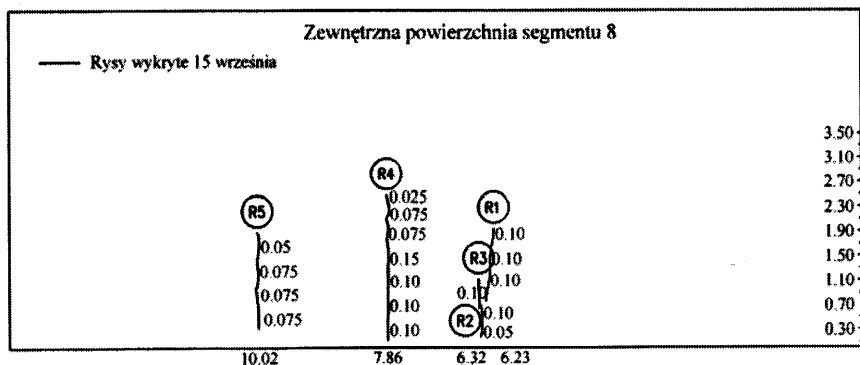
Rys. 8. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 10

Fig. 8. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 10

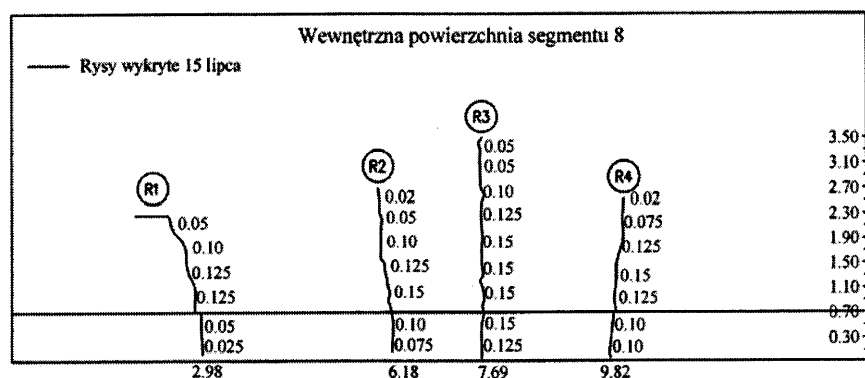


Rys. 9. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 10

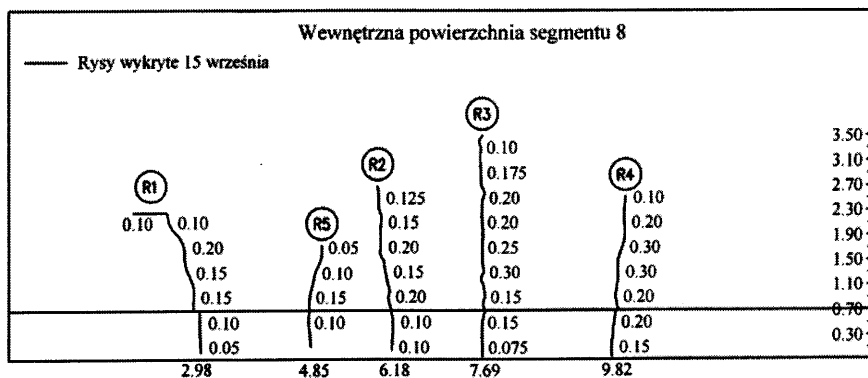
Fig. 9. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 10



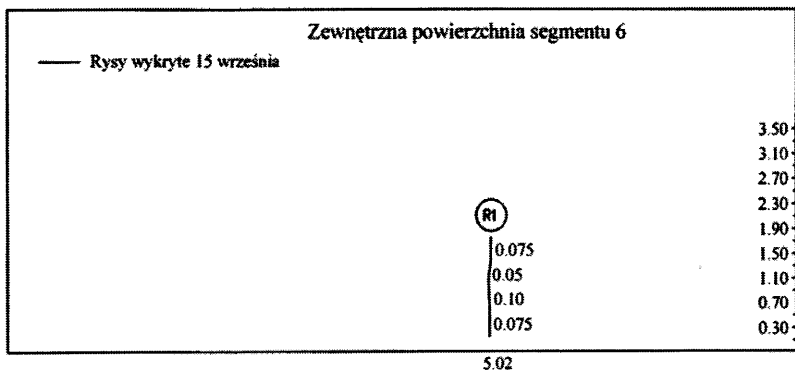
Rys. 10. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 8
Fig. 10. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 8



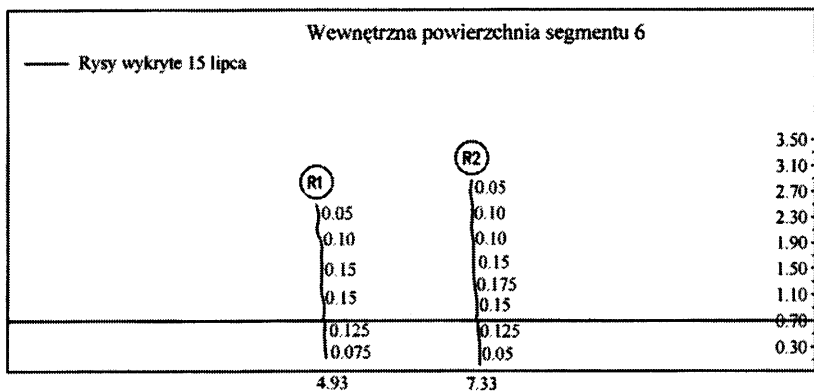
Rys. 11. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 8
Fig. 11. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 8



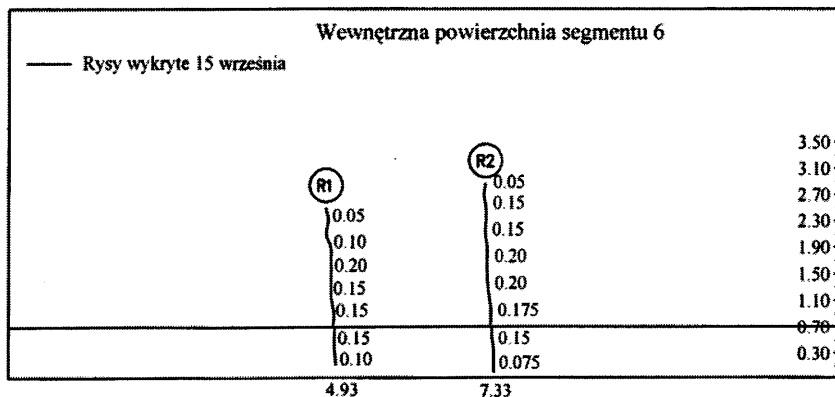
Rys. 12. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 8
Fig. 12. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 8



Rys. 13. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 13. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 6



Rys. 14. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 14. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 6

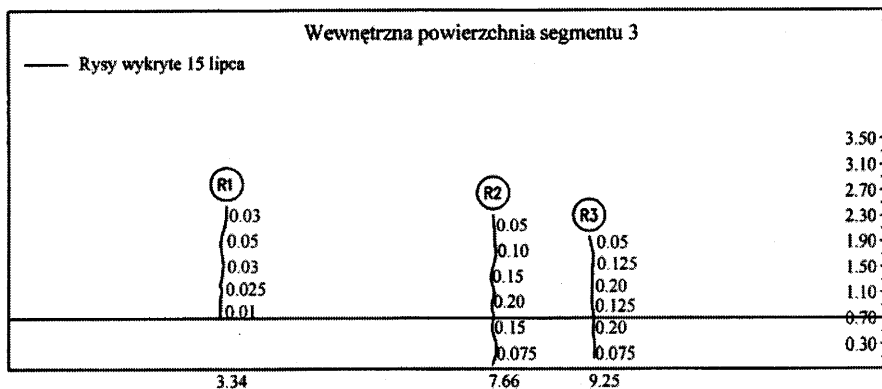


Rys. 15. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 15. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 6



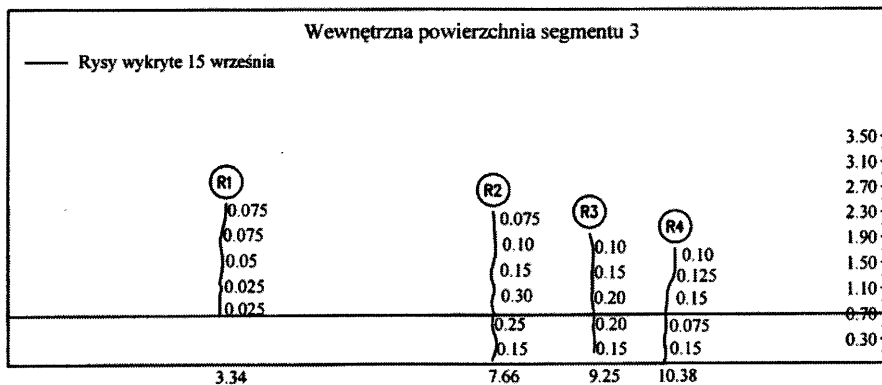
Rys. 16. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 3

Fig. 16. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 3



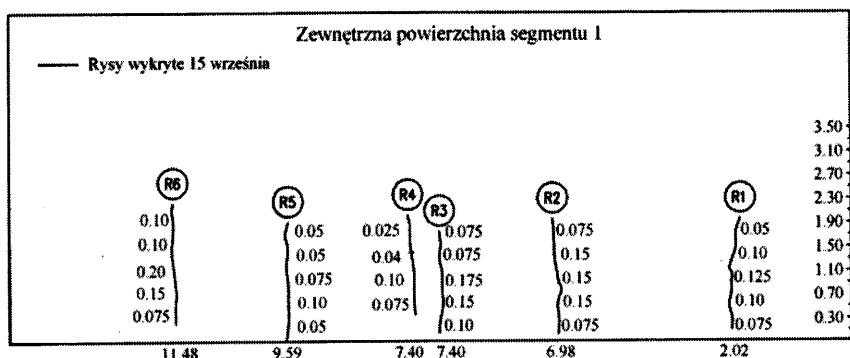
Rys. 17. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 3

Fig. 17. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 3



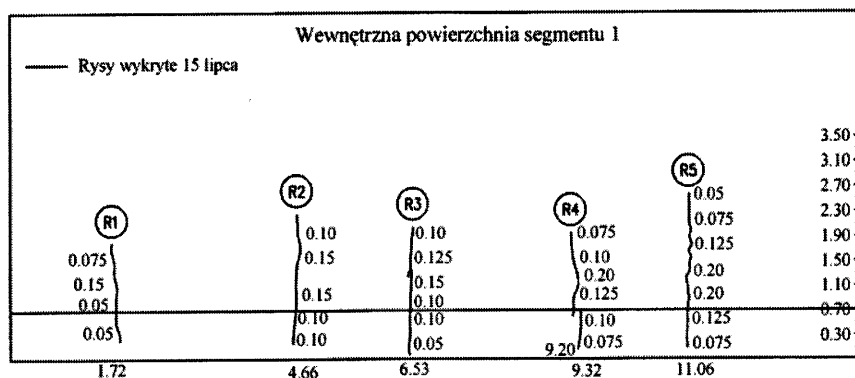
Rys. 18. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 3

Fig. 18. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 3



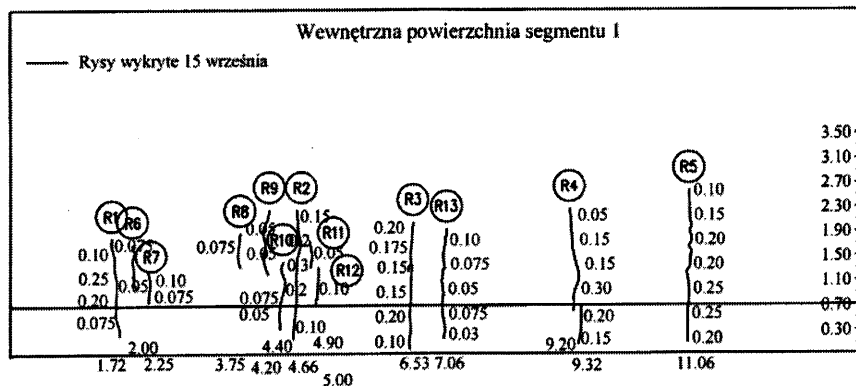
Rys. 19. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 1

Fig. 19. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 1



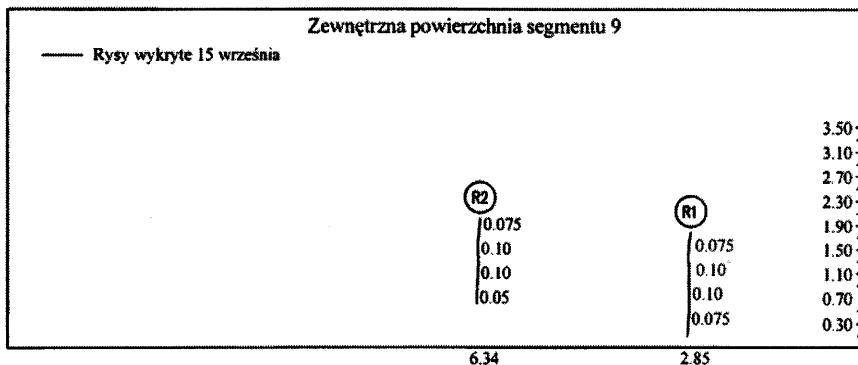
Rys. 20. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 1

Fig. 20. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 1

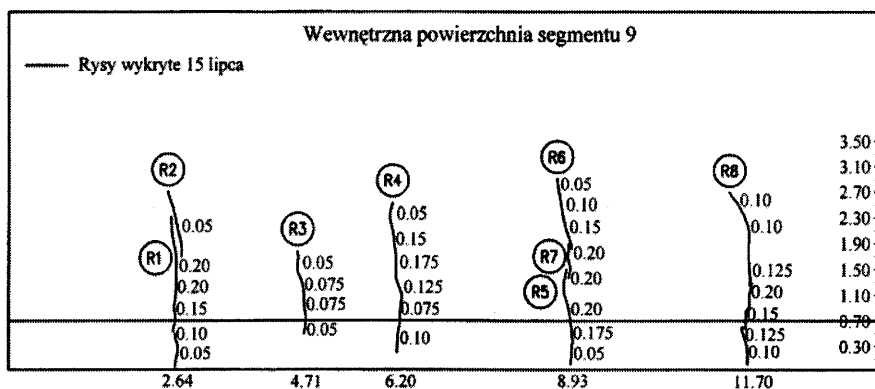


Rys. 21. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 1

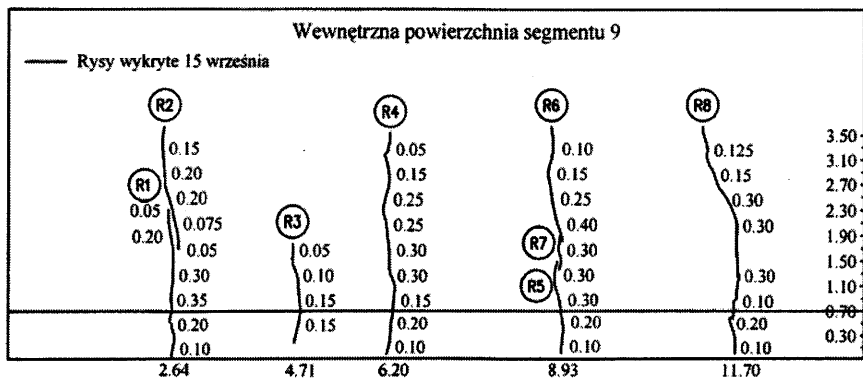
Fig. 21. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 1



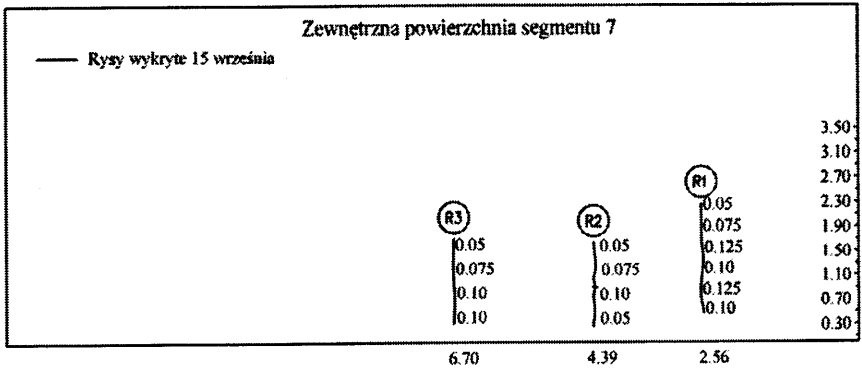
Rys. 22. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 22. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 9



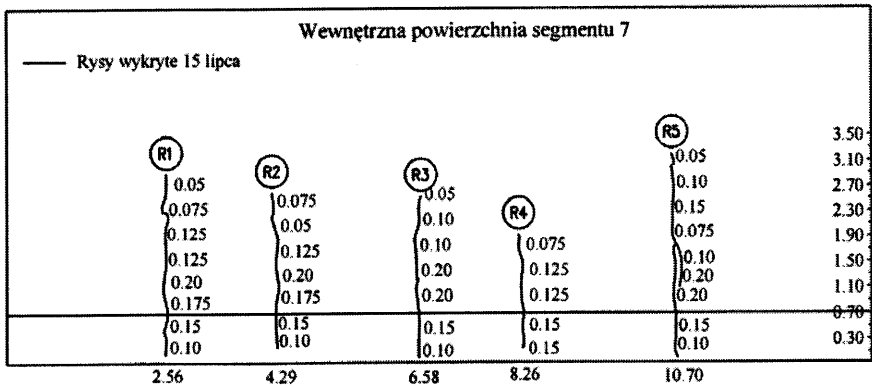
Rys. 23. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 23. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 9



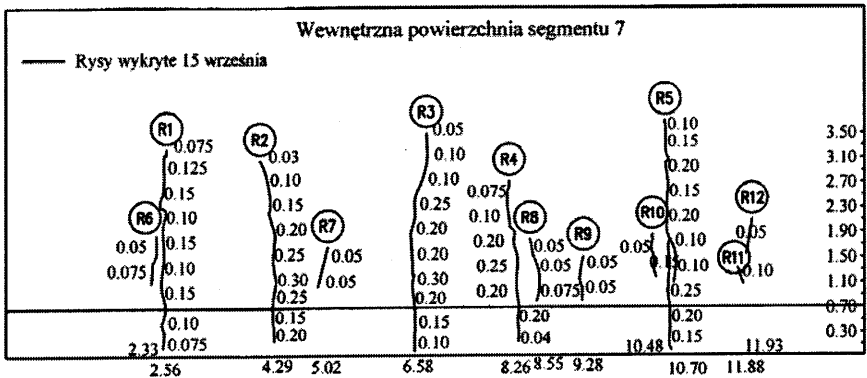
Rys. 24. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 24. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 9



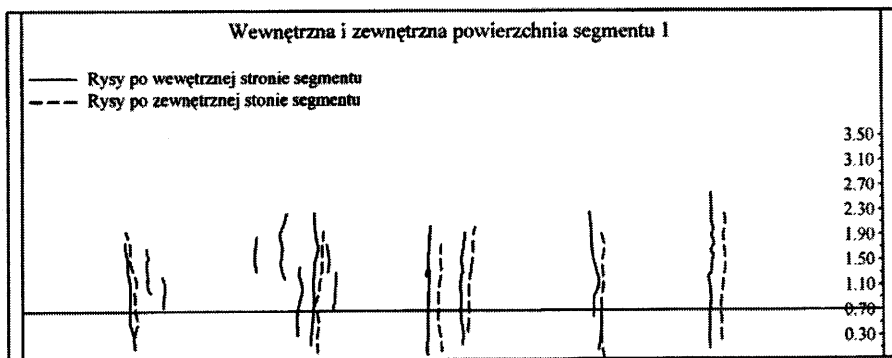
Rys. 25. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 25. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 7



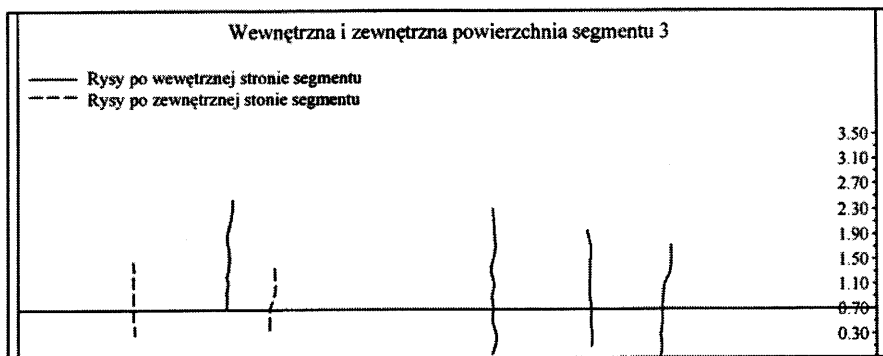
Rys. 26. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 26. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 7



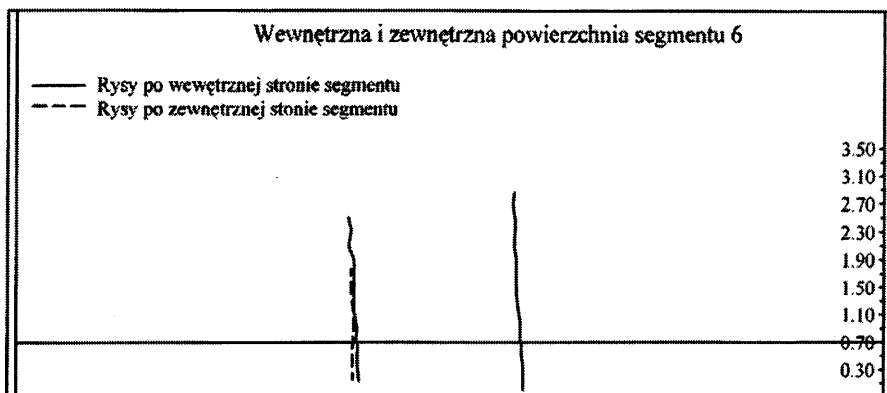
Rys. 27. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 27. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 7



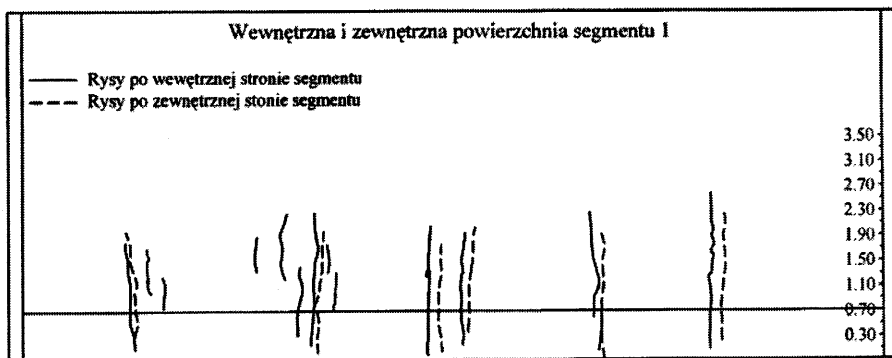
Rys. 28. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 1
 Fig. 28. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 1



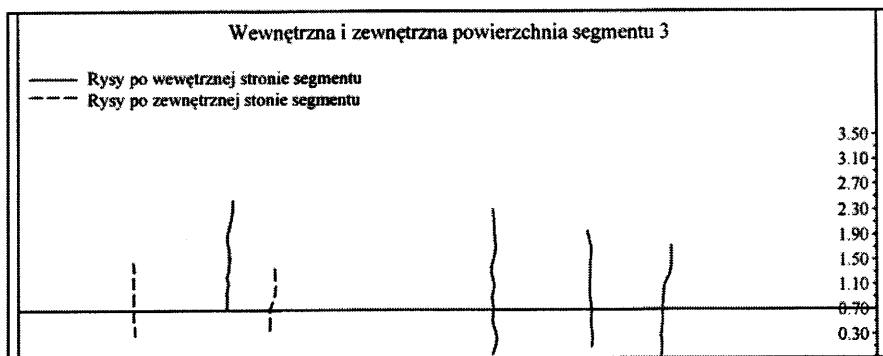
Rys. 29. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 3
 Fig. 29. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 3



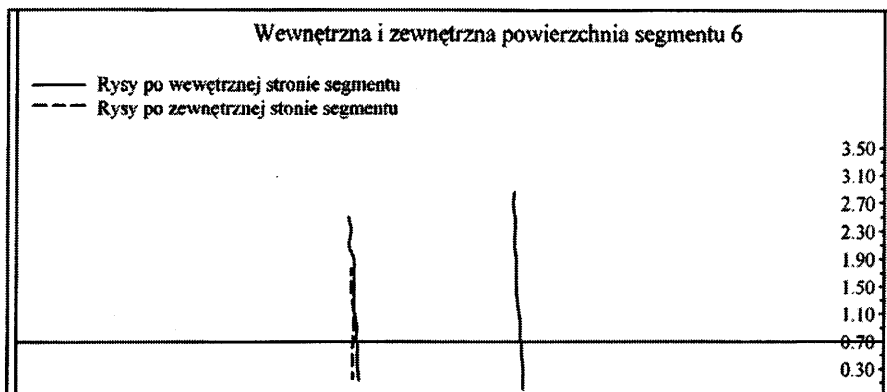
Rys. 30. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 30. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 6



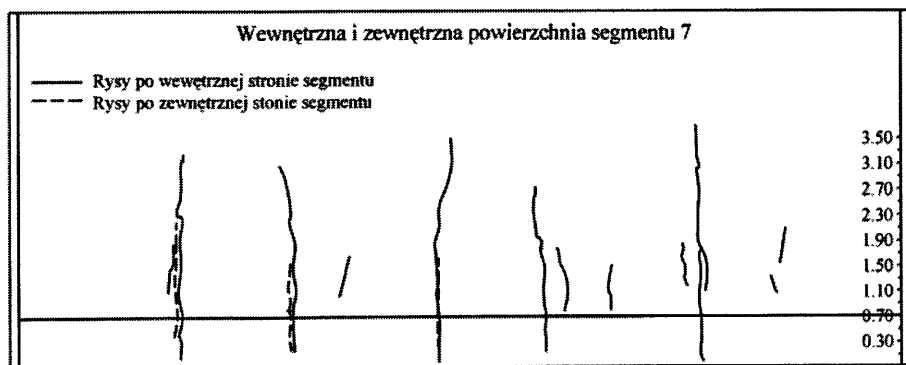
Rys. 28. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 1
 Fig. 28. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 1



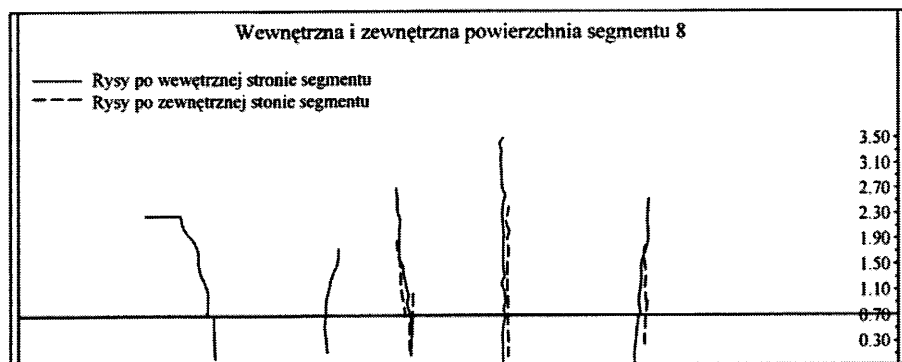
Rys. 29. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 3
 Fig. 29. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 3



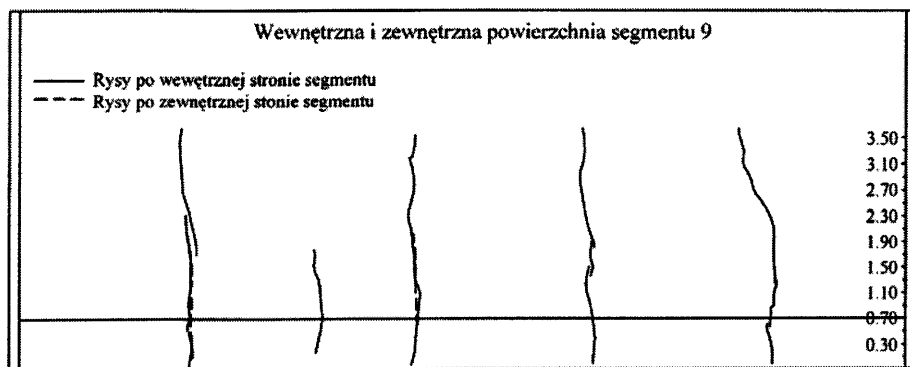
Rys. 30. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 30. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 6



Rys. 31. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 31. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 7



Rys. 32. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 8
 Fig. 32. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 8



Rys. 33. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 33. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 9

W wyniku przeprowadzonej próby szczelności wiosną 2005 r. stwierdzono występowanie przecieków na wszystkich rysach przelotowych oraz na niektórych pionowych przerwach konstrukcyjnych. Należy zauważyć, że w wyniku oddziaływań termicznych w okresie zimy stwierdzono znaczny wzrost szerokości rys w stosunku do wartości rys określonych w etapie II. Ponadto rysy te musiały się poszerzyć w wyniku występowania sił rozciągających od parcia cieczy.

Tabela 3

Zestawienie pomierzonych temperatur mieszanki betonowej i otoczenia, szerokości rys, zawartości porów w betonie i wytrzymałości betonu na ściskanie

Segment ściany	l_w [m]	t_b^{sr} [°C]	t_{pow} [°C]	f_c [MPa]	Zawartość powietrza [%]	Stacja meteorologiczna Balice		w_{max} [mm]	
						T_{max} [°C] dzień	T_{min} [°C] noc	pow. wewn.	pow. zewn.
2	13,73	25,07	21,83	35,19	4,37	20,30	10,90	0,20	0,15
10	13,85								
8	13,90	23,10	16,80	32,65		20,70	8,00	0,30	0,15
6	12,63							0,20	0,10
5	13,00	23,10	16,80	31,32	4,80	20,50	13,30	–	–
3	13,84	30,10	28,15	35,00	3,35	28,30	13,80	0,30	0,175
1	13,85							0,30	0,20
9	13,80	26,40	19,57	33,20	3,70	22,00	11,80	0,40	0,10
7	13,83							0,30	0,125
5a		22,75	16,85	33,60		15,80	11,20	–	–
4	14,07	22,75	16,85	37,00	3,20	18,30	9,70	–	–

4. Analiza wyników otrzymanych z badań doświadczalnych

Pomierzone rozwarości rys w poszczególnych segmentach ściany zbiornika sumowano oddzielnie dla dwóch etapów pomiarowych. Otrzymane wartości sumaryczne w poszczególnych segmentach ściany na wewnętrznej powierzchni powłoki pomierzone w dniu 15 lipca 2004 r. zestawiono w tab. 4, natomiast pomierzone w dniu 15 września 2004 r. na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni ściany zestawiono w tab. 5. W ostatnich kolumnach podano sumę rozwarości rys na obwodzie całego zbiornika. Jak wynika z zestawionych danych, największe rozwarzenie rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni powłoki zarejestrowano – odpowiednio – na wysokościach 1,1 m i 0,8 m. Należy podkreślić fakt, że sumaryczne rozwarzenie rys pomierzonych na wewnętrznej powierzchni powłoki (dla $x = 0,1$ do $x = 3,5$ m) w dniu 15 września, czyli po upływie 60 dni było większe o 96% w stosunku do sumarycznej szerokości rys pomierzonych w pierwszym etapie. Zmiany te niewątpliwie spowodowane zostały skurczem przy wysychaniu oraz pracą statyczną powłoki od chwili jej scalenia, która narażona jest na oddziaływania środowiska. Istniejące rysy uległy rozwojowi na wysokości ścianki przy jednoczesnym wzroście szerokości na niższych poziomach, a ponadto pojawiły się nowe rysy.

Na rysunkach 34a)–c) przedstawiono rozkład sumarycznych odkształceń w poszczególnych segmentach powłoki, obliczonych jako sumaryczna szerokość rys w danym segmencie odniesiona do długości segmentu. W celu dokonania analizy pracy powłoki należałoby pomierzyć zmiany rozwarości pionowych styków konstrukcyjnych na obu powierzchniach powłoki. Na rysunku 35 przedstawiono ogólny widok fragmentu ściany podczas próby szczelności, natomiast na rys. 36 przedstawiono fragment powłoki po wykonaniu iniekcji rys przelotowych.

Tabela 4

Zestawienie sumarycznych szerokości rys w poszczególnych segmentach powłoki (15.07.2004)

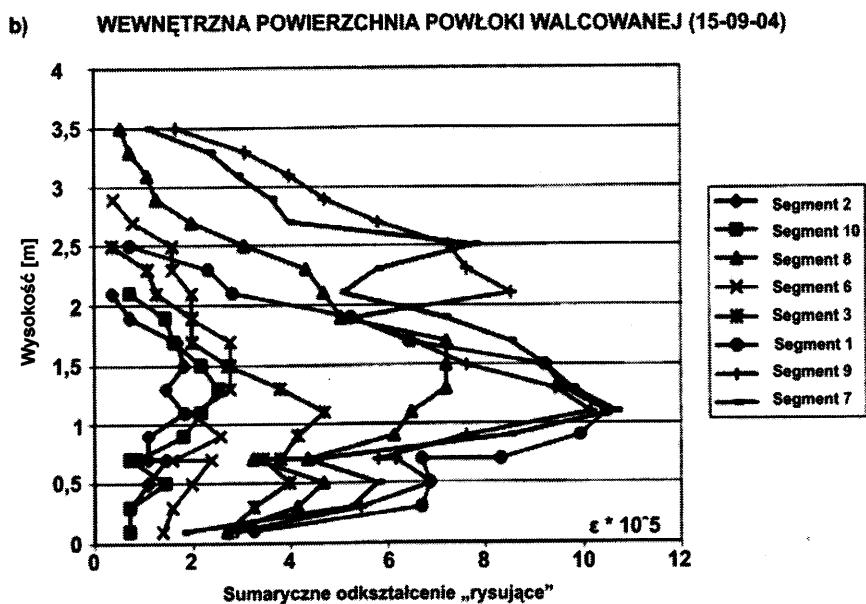
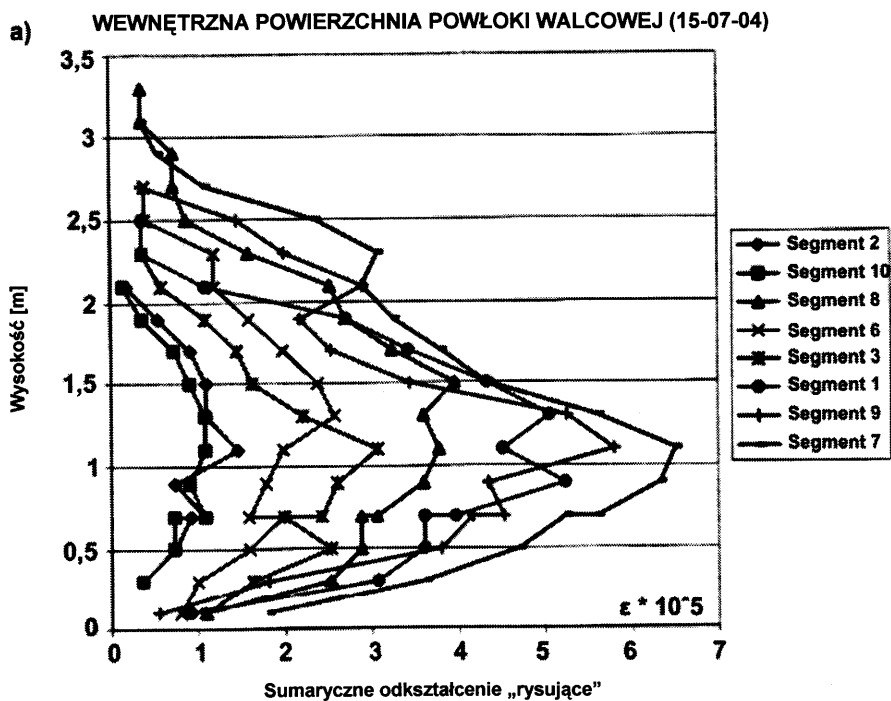
H [m]	Wewnętrzna powierzchnia powłoki walcowej, $\sum w$ [mm]								
	2	10	8	6	3	1	9	7	obwód
3,3			0,05						0,05
3,1			0,05					0,05	0,1
2,9			0,1					0,075	0,175
2,7			0,1	0,05			0,05	0,15	0,35
2,5			0,12	0,05		0,05	0,2	0,325	0,745
2,3			0,22	0,15	0,05	0,05	0,275	0,425	1,17
2,1	0,025	0,02	0,35	0,15	0,08	0,15	0,4	0,4	1,575
1,9	0,075	0,05	0,375	0,2	0,15	0,375	0,3	0,45	1,975
1,7	0,125	0,1	0,45	0,25	0,2	0,475	0,35	0,525	2,475
1,5	0,15	0,125	0,55	0,3	0,225	0,6	0,475	0,6	3,025
1,3	0,15	0,15	0,5	0,325	0,305	0,7	0,725	0,775	3,63
1,1	0,2	0,15	0,525	0,25	0,425	0,625	0,8	0,9	3,875
0,9	0,1	0,125	0,5	0,225	0,36	0,725	0,6	0,875	3,51
0,7	0,15	0,15	0,425	0,2	0,335	0,55	0,625	0,775	3,21
0,7	0,125	0,1	0,4	0,25	0,275	0,5	0,575	0,725	2,95
0,5	0,1	0,1	0,4	0,2	0,35	0,5	0,525	0,65	2,825
0,3	0,05	0,05	0,35	0,125	0,225	0,425	0,25	0,5	1,975
0,1			0,15	0,1	0,15	0,125	0,075	0,25	0,85

Rozwój wytrzymałości betonu był badany podczas wykonywania obiektów. Zanotowana wyższa wytrzymałość na ściskanie niż wymagana świadczy o nadmiernej generacji ciepła podczas hydratacji, co w efekcie może doprowadzić do zarysowania. Uzyskano doskonałą wartość współczynnika zmienności betonu na ściskanie dla wszystkich dostaw mieszanki betonowej. Ze względu na istotę urabialności betonu oraz mrozoodporność zastosowano dodatki napowietrzające. Wszystkie zbiorniki były badane pod względem szczelności przez powolne napełnianie wodą.

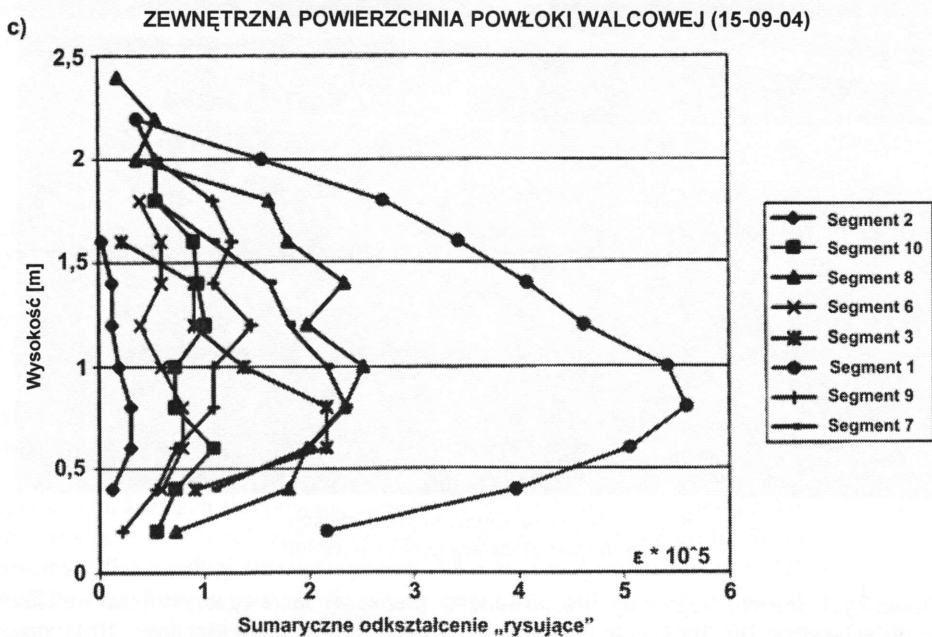
W rozdziale drugim niniejszego artykułu podano procedurę obliczania odkształceń i naprężeń w niezarysowanych przekrojach. Korzystając z wyników otrzymanych z badań doświadczalnych, podjęto próbę określenia tych odkształceń dla segmentów betonowanych

Zestawienie sumarycznych szerokości rys w poszczególnych segmentach powłoki (15.09.04)

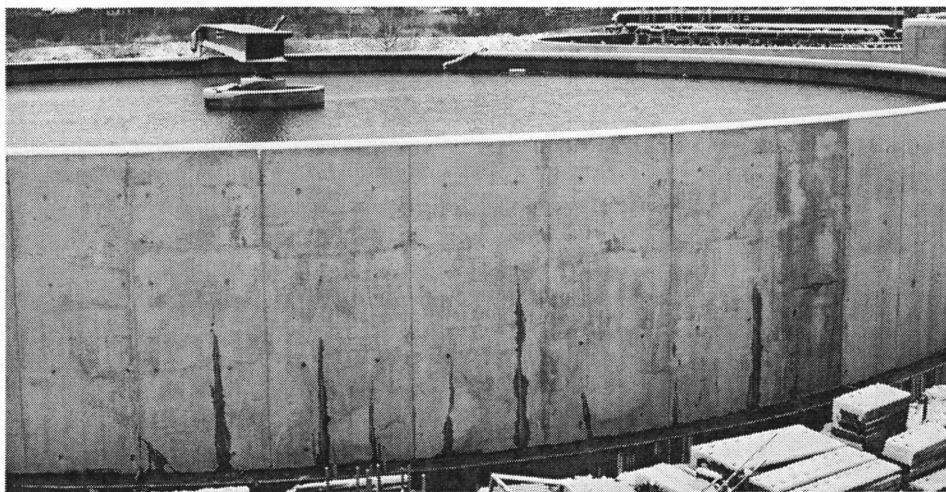
H [m]	Wewnętrzna powierzchnia powłoki walcowej, $\sum w$ [mm]								
	2	10	8	6	3	1	9	7	obwód
3,5			0,075				0,23	0,15	0,455
3,3			0,1				0,425	0,325	0,85
3,1			0,15				0,55	0,405	1,105
2,9			0,175	0,05			0,65	0,5	1,375
2,7			0,275	0,1			0,8	0,55	1,725
2,5			0,425	0,2	0,05	0,1	1	1,075	2,85
2,3			0,6	0,2	0,15	0,32	1,05	0,8	3,12
2,1	0,05	0,1	0,65	0,25	0,175	0,39	1,175	0,7	3,49
1,9	0,10	0,2	0,7	0,25	0,275	0,725	0,725	0,99	3,965
1,7	0,23	0,225	1	0,35	0,275	0,89	0,9	1,175	5,045
1,5	0,25	0,3	1	0,35	0,375	1,275	1,05	1,275	5,875
1,3	0,20	0,35	1	0,35	0,525	1,325	1,3	1,35	6,4
1,1	0,25	0,3	0,9	0,25	0,65	1,45	1,4	1,475	6,675
0,9	0,15	0,25	0,85	0,325	0,575	1,375	1,05	1,175	5,75
0,7	0,15	0,12	0,605	0,2	0,525	1,15	0,8	0,625	4,175
0,7	0,20	0,1	0,45	0,3	0,475	0,925	0,85	0,6	3,9
0,5	0,15	0,2	0,65	0,25	0,55	0,95	0,95	0,8	4,5
0,3	0,10	0,1	0,575	0,2	0,45	0,925	0,75	0,725	3,825
0,1		0,1	0,375	0,175	0,375	0,45	0,4	0,25	2,125
H [m]	Zewnętrzna powierzchnia powłoki walcowej, $\sum w$ [mm]								
	2	10	8	6	3	1	9	7	obwód
2,4			0,025						0,025
2,2	0,05		0,075			0,05		0,05	0,225
2	0,075		0,05			0,215	0,075	0,075	0,49
1,8	0,075	0,075	0,225	0,05		0,375	0,15	0,075	1,025
1,6	0,125	0,125	0,25	0,075	0,03	0,475	0,175	0,15	1,405
1,4	0,13	0,13	0,325	0,075	0,125	0,565	0,15	0,225	1,725
1,2	0,215	0,14	0,275	0,05	0,125	0,64	0,2	0,25	1,895
1	0,18	0,1	0,35	0,075	0,19	0,75	0,15	0,3	2,095
0,8	0,17	0,1	0,325	0,1	0,3	0,775	0,15	0,325	2,245
0,6	0,1	0,15	0,275	0,1	0,3	0,7	0,1	0,275	2,0
0,4	0,075	0,1	0,25	0,075	0,125	0,55	0,075	0,15	1,4
0,2	0,05	0,075	0,1			0,3	0,03		0,555



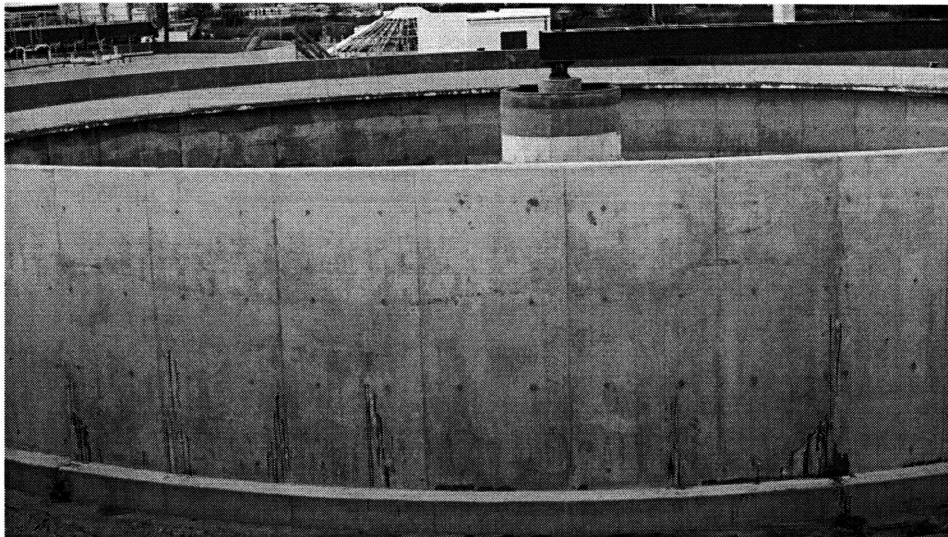
Rys. 34. a), b) Sumaryczne odkształcenia w poszczególnych segmentach powłoki
 Fig. 34. a), b) The total concrete strains in each shell segment



Rys. 34. c) Sumaryczne odkształcenia w poszczególnych segmentach powłoki
 Fig. 34. c) The total concrete strains in each shell segment



Rys. 35. Przecieki podczas próby szczelności
 Fig. 35. The leakage during testing of the tightness



Rys. 36. Naprawa segmentu przez iniekcję
Fig. 36. Repair of the segment by injection

w odmiennych fazach. Segmenty betonowane w pierwszej fazie (parzyste) zakwalifikowano do procedury jak dla ściany skrępowanej wzdłuż dolnej krawędzi (etap IIb)), natomiast segmenty betonowane w drugiej fazie (nieparzyste) zakwalifikowano do procedury jak dla ściany skrępowanej na obu końcach (etap IIa) – obecność segmentów parzystych). Należy zwrócić uwagę na fakt, że propozycja ta (etap IIa) ujęta w normie jest daleka od rzeczywistości, ponieważ segment ten jest również skrępowany na dolnej krawędzi.

Przyjmując $\Delta T = 25^\circ\text{C}$ (różnica pomiędzy średnią maksymalną i minimalną temperaturą ściany w okresie jej studzenia), współczynnik pełzania $\varphi = 3,0$, $E_{cm} = 17\,285\text{ MPa}$, wyznaczony $E_{c,\text{eff}} = 4321\text{ MPa}$, $R_{ax} = 0,5$, $z = 1,5\text{ m}$, $z_1 = 2,75\text{ m}$, $r = 1,54 \cdot 10^4\text{ m}$, obliczono odkształcenie ε_{az} w betonie (wzór 2) wynoszące $12,5 \cdot 10^{-5}$ dla $R_m = 1$ oraz $8,44 \cdot 10^{-5}$ dla $R_m = 0,5$. Odkształceniom tym odpowiadają naprężenia rozciągające w betonie (wzór 3), odpowiednio, $0,54\text{ MPa}$ oraz $0,716\text{ MPa}$. W przypadku $R_{ax} = 1$ i $R_m = 1$ odkształcenie $\varepsilon_{az} = 0$, a naprężenie $1,08\text{ MPa}$. Wartości tych naprężeń są mniejsze od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe (tab. 2) określonej na elementach próbnych. Jak wynika z badań doświadczalnych, rzeczywista wytrzymałość na rozciąganie w konstrukcji jest mniejsza niż wytrzymałość określona na elementach próbnych, w związku z tym należałoby wartości podane w tab. 2 zmniejszyć, wprowadzając współczynniki uwzględniające efekt skali.

W przypadku zarysowania segmentów powłoki betonowanych w fazie pierwszej (etap IIb)) obliczona wg proponowanej procedury (wzory (1) i (5)) szerokość rysy, przyjmując $s_{r,\text{max}} = 1,3$, $H = 7,15\text{ m}$ oraz $R_{ax} = 0,5$, wynosi $0,894\text{ mm}$. Dla segmentu 8 obliczona szerokość rysy, przyjmując maksymalny rozstaw zarejestrowanych rys $s_{r,\text{max}} = 2,16\text{ m}$ i współczynnik $R_{ax} = 0,5$ wynosi $0,27\text{ mm}$. Przyjmując współczynnik $R_{ax} = 1,0$, obliczeniowe szerokości rys będą w obu przypadkach dwukrotnie większe.

W przypadku zarysowania segmentów powłoki betonowanych w fazie drugiej (etap IIa)) obliczone wg proponowanej procedury szerokości rys (wzory (1) i (4)), przyjmując $k_c = 1,0$, $k = 0,89$, $f_{ct,\text{eff}} = 0,5 \cdot 1,4\text{ MPa}$, $\alpha_e = 11,57$, $\rho = 0,8\%$ oraz maksymalny rozstaw za-

rejestrowanych rys $s_{r,max} = 2,79$ m dla segmentu 1 i 2,77 m dla segmentu 9, wynoszą – odpowiednio – 0,597 mm i 0,593 mm. Dla tego przypadku obliczeniowego nie ma żadnej propozycji normowej dotyczącej określenia $s_{r,max}$.

5. Podsumowanie

Wszystkie segmenty zbiornika nr 4 zostały wykonane z betonu B-25 na cemencie CEMII/B-S-32,5. Segmenty parzyste wykonywane w pierwszej kolejności miały ograniczone odkształcenia tylko na dolnej krawędzi ściany. Segmenty nieparzyste wykonywane w drugim etapie dodatkowo były zamocowane na pionowych krawędziach. Obciążeniem zmiennym (różniącym warunki wykonania) były losowe warunki atmosferyczne i związana z tym faktem temperatura początkowa mieszanki betonowej.

W pierwszym etapie zabetonowano 4 segmenty: 2, 10, 8, 6 i wszystkie uległy zarysowaniu. W przypadku segmentu 8 zarejestrowano cztery rysy i na tej ścianie obserwuje się wyraźny wzrost szerokości rys, jak również powstanie nowej rysy w okresie po scaleniu ściany zbiornika. W drugim etapie zabetonowano 4 segmenty: 3, 1, 9 i 7. Segmenty 1, 9 i 7 były na obu końcach skrępowane sąsiednimi segmentami i w ich przypadku zarejestrowano po 5 rys oraz dalszy ich znaczny rozwój w okresie do 15 września. Segment 3 był skrępowany tylko z jednej strony (segment 2) i w tym przypadku powstały tylko 3 rysy. Segment 5 był wykonany jako wolno stojący, natomiast sąsiadujące z nim segmenty 5a i 4 były betonowane – odpowiednio – 8 i 9 dni później. Wszystkie te segmenty były utrzymywane w deskowaniu powyżej 7 dni.

Po zabetonowaniu segmentów powłoki były one pielęgnowane poprzez utrzymywanie w deskowaniu 24 lub 48 h. Po rozdeskowaniu osłaniano je matami, których zadaniem było ograniczenie odpływu wilgoci przy jednoczesnym zraszaniu przez 7 dni. Segmenty ścian utrzymywane w deskowaniu przez dłuższy okres (7 dni i więcej) nie uległy zarysowaniu lub tylko w nieznacznym stopniu wystąpiły na nich powierzchniowe rysy (segmenty 4 i 5).

Analizując możliwość zarysowania segmentów ścian, obliczono wg wzoru (2) aktualne odkształcenia i odpowiadające im naprężenia rozciągające w betonie, które są większe od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe określonej na pobranych próbkach w przewidywanym okresie zarysowania. Ponieważ beton uległ zarysowaniu, nasuwa się wniosek, że w analizie tego zagadnienia należy do określania wytrzymałości betonu na rozciąganie wprowadzić współczynniki zmniejszające uwzględniające efekt skali.

Obliczona szerokość rysy dla segmentów betonowanych w etapie IIb) wg proponowanej procedury jest większa od sumarycznej szerokości rys w segmencie 8 pomierzonych w chwili zarysowania. Sytuacja jest odwrotna po kilkumiesięcznym okresie od chwili scalenia powłoki walcowej.

Obliczone szerokości rys powstałych w segmentach betonowanych w etapie IIa) przy przyjęciu rzeczywistego maksymalnego rozstawu rys są znaczące. Dla tego modelu skrępowania segmentu ściany obowiązuje procedura wyznaczania $s_{r,max}$ jak dla elementów osiowo rozciąganych. Obliczone w ten sposób szerokości rys są znacząco mniejsze od wyznaczonej ze wzorów (1) i (5) przy przyjęciu maksymalnego pomierzonego rozstawu rys.

Rozstaw rys jest bardzo zróżnicowany. Na segmentach betonowanych w drugim etapie rysy są prawie równoległe do krawędzi pionowych, a ich rozwartość i liczba są zdecydowanie większe w porównaniu z segmentami betonowanymi w pierwszym etapie. Przyrost

rozwarłościami w ciągu 60 dni od scalenia powłoki świadczy o niezwykle istotnym problemie, który nie jest analizowany podczas projektowania konstrukcji. Zagadnienie to jest bardzo ważne przy planowaniu procesu inwestycyjnego. W analizowanym przypadku próbe szczelności wykonano tylko na jednym zbiorniku przed okresem zimowym, natomiast pozostałe zbiorniki stały puste i były narażone na znaczne obciążenia termiczne wynikające z dużego spadku temperatury w okresie zimowym (w sezonie 2004/2005 temperatura w danym rejonie dochodziła do -20°C). Rysy po okresie zimowym uległy dalszemu poszerzeniu.

Na stronie wewnętrznej powstało więcej rys i o większej szerokości niż na stronie zewnętrznej. W tych przekrojach, w których po obu stronach powłoki powstały rysy we wczesnym okresie dojrzewania betonu, wystąpiły przecieki podczas próby szczelności. Można zatem wnioskować, że rysy te łączą się na grubości powłoki w późniejszym okresie, tj. po scaleniu konstrukcji. Powłoka walcowa poddana jest znacznym obciążeniom zewnętrznym spowodowanym zmiennymi warunkami atmosferycznymi i skurczem betonu od wysychania. Powstają znaczne naprężenia rozciągające w przekrojach już zarysowanych, jak również w obszarze pionowych styków konstrukcyjnych na całym obwodzie powłoki.

W programie dalszych badań przewidziano pomiar odkształceń powłoki zbiornika nr 3 na wysokości 1,1 m, naklejając punkty pomiarowe w kierunku obwodowym po obu jej stronach. Przyjęto różne bazy pomiarowe 400, 200 i 100 mm w celu zarejestrowania odkształceń, którym towarzyszy pojawienie się pierwszej rysy pionowej. W badaniach należało uwzględnić również pomiary zmian rozwarcia pionowych styków konstrukcyjnych na obu końcach badanego elementu. Wyniki otrzymane z badań doświadczalnych na tym obiekcie wraz z analizą zostały przedstawione w pracy [13].

Literatura

- [1] Stachowicz A., Ziobroń W., *Podziemne zbiorniki wodociągowe*, Arkady, Warszawa 1986.
- [2] Seruga A., *Analiza stanów naprężenia i odkształcenia w powłokach zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego*, Monografia 289, Politechnika Krakowska, Kraków 2003.
- [3] Oleszkiewicz S., Ziobroń W., Seruga A., *Instrukcja projektowania i wykonawstwa sprężonych betonowych zbiorników walcowych*, BPBK, Warszawa 1973, 1-122.
- [4] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, December 2004.
- [6] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures, June 2006. PN-EN 1992-3. Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji betonowych – Część 3: Silosy i zbiorniki, sierpień 2006.
- [7] Czarniecki L.: *Beton według normy PN-EN 206-1-komentarz*, Kraków 2004, praca zbiorowa.
- [8] Seruga A., Szydłowski R., Zych M., *Vertical cracking of reinforced concrete cylindrical tank wall at early age state*, The 8th Conference, Shell Structures Theory and Applications, Gdańsk–Jurata, 12–14 października 2005, Published by Taylor & Francis/Balkema, 609-614.

- [9] ACI Committee 207: ACI 207.2R-95 *Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concretes*, 1-26.
- [10] BS 8007:1987 Design of concrete structures for retaining aqueous liquids, 1-28.
- [11] *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych wg EC2*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006, 579-648, praca zbiorowa pod red. M. Knauffa.
- [12] Kiernożycki W., *Betonowe konstrukcje masywne*, Polski Cement, Kraków 2003.
- [13] Seruga A., Szydłowski R., Zych M., *Experimental evaluation of tensile concrete strains at early age cracking of reinforced concrete cylindrical tank wall*, The 6th International Conference, June 9–11, 2008, Łódź, Poland, Proceedings, 271-272.