

Zapobieganie zarysowaniu ścian utwierdzonych w fundamencie wczesnym sprężeniem

Dr inż. Rafał Szydłowski, dr hab. inż. Andrzej Seruga, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

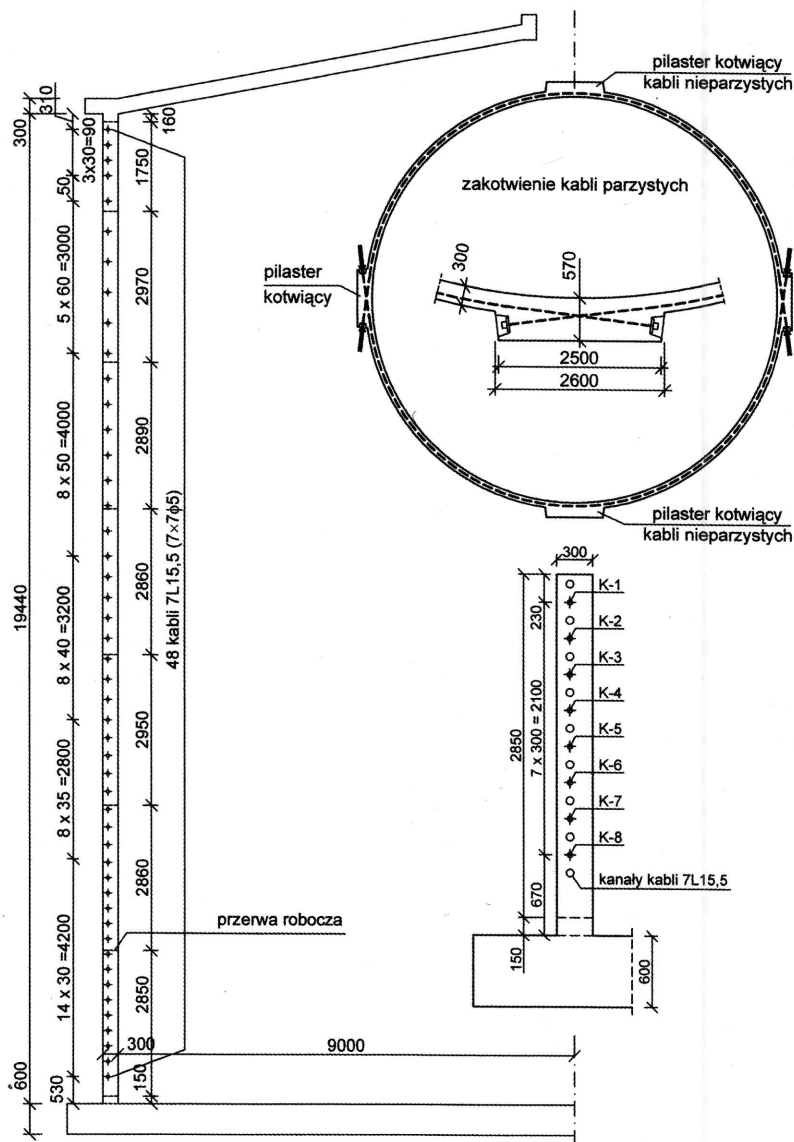
Utwierdzenie ściany w fundamencie jest powszechnym rozwiązaniem w realizacjach obiektów żelbetonowych. Egzotermiczny charakter procesu hydratacji cementu i związana z tym skłonność betonu do termicznej zmiany objętości, przy krępującym działaniu fundamentu, generuje naprężenia rozciągające w ścianach powodujące ich wczesne zarysowanie. Problem zarysowania ścian żelbetonowych ma szczególne znaczenie w konstrukcjach, od których wymaga się szczelności betonu. Zjawisko to jest przedmiotem badań naukowców i inżynierów od wielu dziesięcioleci. Autorzy pracy do redukcji wczesnego zarysowania ściany zbiornika na ścieki zastosowali sprężenie po dwóch dobach od zabetonowania cięgnami bez przyczepności.

2. Geometria zbiornika i proces realizacji

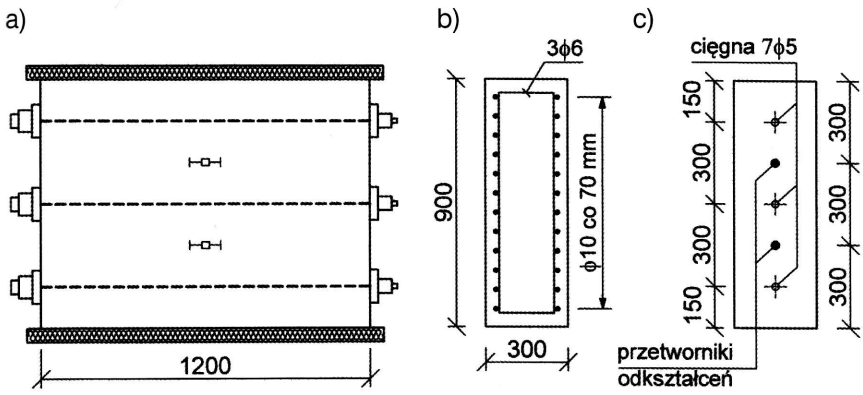
W ostatnim czasie w oczyszczalni ścieków w Żywcu zrealizowano cylindryczny zbiornik sprężony zamkniętej komory fermentacyjnej. Zaprojektowany zbiornik (rys. 1) posiada wewnętrzną średnicę 18,0 m, wysokość ściany walcowej 19,44 m i grubość 0,3 m. Cylindryczna ściana zbiornika została utwierdzona w płycie fundamentowej grubości 0,6 m. Ściana żelbetonowa została sprężona 48 stalowymi kablami obwodowymi 7L15,5

(7×7φ5) kotwionych naprzemienne w 4 pilastrach. Ściana była betonowana w 7 segmentach o długości całego obwodu i wysoko-

ści od 1,75 do 2,95 m. Użyto betonu klasy C35/45, mieszanki sporządzonej na cemencie portlandzkim CEM I MSR NA 42,5 w ilości



Rys. 1. Geometria zbiornika



Rys. 2. Ściany „świadki”: a) widok ogólny, b) zbrojenie zwykłe, c) rozmieszczenie przetrwowników odkształceń i kabli sprężających w przekroju

433 kg/m³, w/c = 0,39. Z powodu wysokiego ciepła hydratacji użytego cementu i letniego okresu realizacji, istniało wysokie ryzyko zarysowania termicznego. W celu zabezpieczenia najniższego segmentu ściany przed wczesnym zarysowaniem, została ona sprężona 8 cięgnami bez przyczepności rozmieszczonymi co 0,3 m (rys. 1 – K1÷K8). Każde z cięgien zostało naciągnięte około 46 godzin po zabetonowaniu siłą 20 ton.

3. Program badań

Podczas wznoszenia zbiornika zrealizowano bogaty program badań doświadczalnych. Przez okres 280 dni monitorowano następujące wielkości:

- rozkład odkształceń i temperatury betonu w dolnym segmencie ściany w przekroju kontrolnym w środku rozpiętości pomiędzy piłastrami,
- naprężenia w betonie w przekroju ściany jak wyżej na wysokości 2,72 m ponad górną powierzchnię płyty fundamentowej,
- siły sprężające we wszystkich 8 stalowych cięgnach bez przyczepności.

Podczas betonowania pobrano zestaw próbek betonowych. Równocześnie z badaniami in-situ badano rozwój cech mechanicznych betonu w laboratorium.

Ponieważ odkształcenia betonu w rzeczywistej konstrukcji wywołane są zarówno przez termiczną

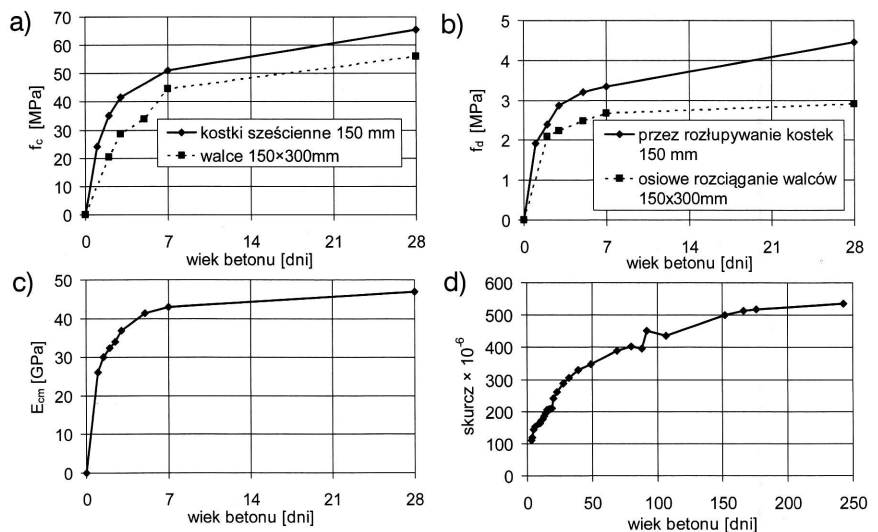
zmianę objętości, jak i skurcz i pełzanie betonu, niezwykle trudna jest ocena reologicznego zachowania betonu. W celu wyodrębnienia odkształceń od pełzania, wykonano dwie dodatkowe próbki ściany o wymiarach 0,3×0,9×1,2 m wylane na poślizgowym podłożu, aby wyeliminować efekt skrępowania. Obydwie ściany „świadki” posiadały stopień zbrojenia podobny do zastosowanego w dolnym segmencie ściany zbiornika (rys. 2). Jedna z nich została sprężona 3 cięgnami naprężeniami odpowiadającymi ścianie zbiornika. Druga pozostała bez sprężenia w celu monitorowania odkształceń od skurczu i nieskrępowanej, termicznej zmiany objętości betonu.

4. Zmiany cech mechanicznych, temperatury i naprężeń w betonie

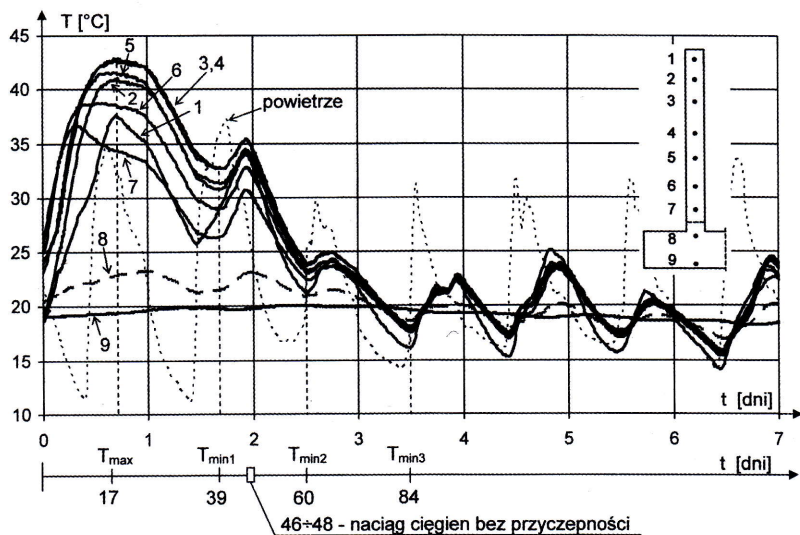
Zmiany cech mechanicznych betonu badano aż do momentu realizacji pełnego sprężenia ściany zbiornika. Ich rozwój w pierwszych 28 dniach od zabetonowania wraz ze skurczem betonu przedstawiono na rysunku 3.

Wartości odkształceń i temperatury betonu w przekroju kontrolnym ściany rejestrowano systemem czujników z drgającą struną. Rozwój temperatury betonu przedstawiono na rysunku 4. Najwyższą temperaturę betonu (42,5°C) zarejestrowano po 17 godz. od zabetonowania. Największe ryzyko zarysowania istniało w pierwszych trzech dniach, z uwagi na niską wytrzymałość młodego betonu na rozciąganie. Trzy lokalne spadki temperatury T_{min1} , T_{min2} , T_{min3} zarejestrowano po 39, 60 i 84 godz.

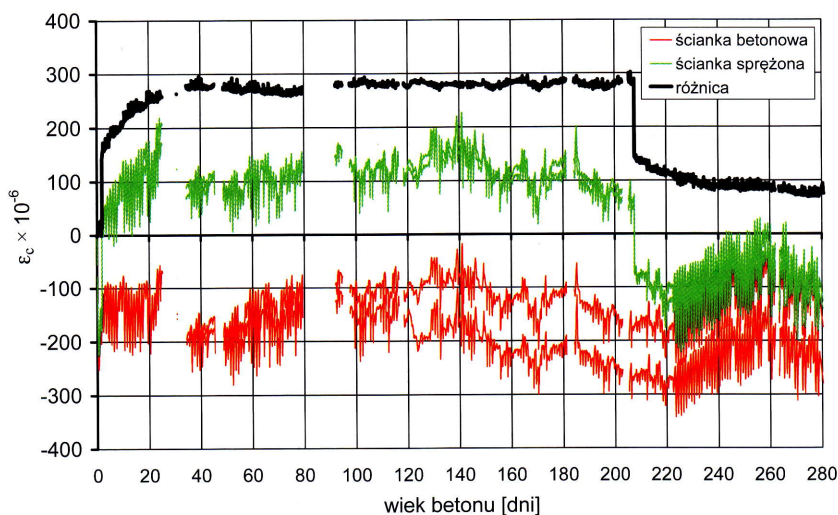
Rozwój odkształceń betonu w czasie mierzono również na dwóch ściankach świadkach. Otrzymałone rezultaty przedstawiono na rysunku 5. Ponieważ skurcz betonu jest niezależny od stanu obciążenia, różnica odkształceń zarejestrowanych na obu próbkach jest pełzaniem betonu. Rozwój pełzania pokazano grubą linią w gór-



Rys. 3. Rozwój cech mechanicznych i skurczu betonu w czasie: a) wytrzymałość na ściskanie, b) wytrzymałość na rozciąganie, c) średni moduł sprężystości, d) skurcz



Rys. 4. Rozwój temperatury betonu w kontrolnym przekroju ściany



Rys. 5. Rozwój odkształceń betonu w ściankach „świadkach”

nej części rysunku 5. Ponieważ naciąg cięgien realizowano równocześnie z ciągniami w ścianie zbiornika, daje to możliwość oceny modułu sprężystości w rzeczywistej konstrukcji. Poziom naprężen od sprężenia wynosił 2,17 MPa. Nagły przyrost odkształceń betonu po 2 dobach od zabetonowania, widoczny na rysunku 5, jest doraźnym odkształceniem od sprężenia (124×10^{-6}). Wartość modułu sprężystości określona w ten sposób wynosi 17500 MPa. Należy podkreślić, iż wartość ta stanowi 0,56 wartości otrzymanej z badań na próbkach cylindrycznych $\phi 150 \times 300$ mm (30600 MPa – rys. 3c). Wartość modułu sprężystości

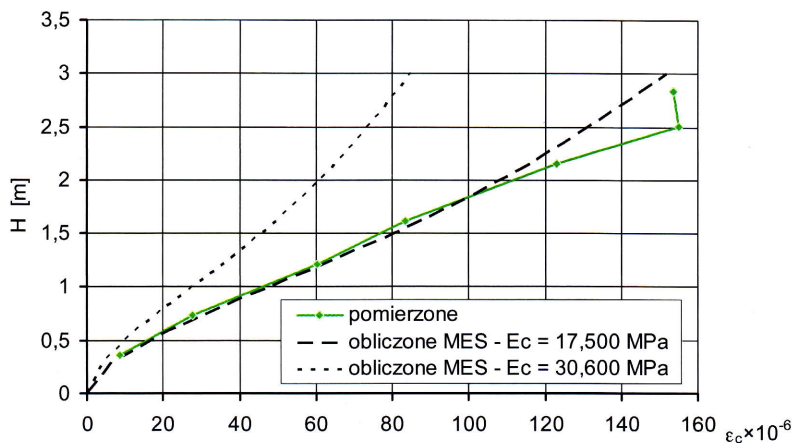
określona z naprężeń i odkształceń betonu w ścianie zbiornika na wysokości 2,72 m wynosi 16900 MPa i jest mniejsza niż otrzymana ze ścianek świadków. Problem ten jest często dyskutowany w wielu publikacjach. W trakcie przykładania obciążenia, pękanie pojawia się równocześnie z odkształceniem doraźnym. Z tego względu trudno jest jednoznacznie oddzielić odkształcenia doraźne od opóźnionych. Dlatego, wartość modułu sprężystości otrzymywana z mierzonych naprężeń i odkształceń betonu uzależniona jest od szybkości przykładania obciążenia. Naciąg cięgien zajął kilka minut w przypadku ścianek świadków

i około dwóch godzin w przypadku ściany zbiornika. Dlatego też, wartość otrzymana ze ścianek świadków wydaje się być bardziej miarodajna i została przyjęta do dalszej analizy zarysowania.

W oparciu o określoną doświadczalnie wartość modułu sprężystości, zbudowano model MES. Spadki temperatur od wartości T_{max} do T_{min1} , T_{min2} , T_{min3} przyłożono równocześnie z obciążeniem sprężeniem i skurczem betonu. Rysunek 6 prezentuje obliczone wartości odkształceń betonu wywołane sprężeniem (linie przerywane) w porównaniu z wartościami pomierzonymi w konstrukcji. Można zaobserwować dobrą zgodność rezultatów obliczeń z wynikami doświadczalnymi w przypadku modułu sprężystości 17500 GPa. Potwierdza to poprawne przyjęcie wartości modułu. Ten sam rysunek zawiera odkształcenia betonu obliczone dla modułu sprężystości otrzymanego z wyników badań laboratoryjnych. Można zauważyć, że wartości te mocno odbiegają od wartości pomierzonych. Widać wyraźnie, że moduł sprężystości w konstrukcji w naturalnej skali jest znacznie niższy niż sieciowy moduł wyznaczany na próbkach. Założenie do obliczeń modułu z testów laboratoryjnych prowadzi więc do błędnego oszacowania deformacji konstrukcji, naprężeń i strat siły sprężającej.

5. Straty sił i ocena skuteczności zaproponowanej metody

Z uwagi na trudność w ocenie odkształceń reologicznych bardzo młodego betonu (<2 dni) pod obciążeniem, niemożliwe było przewidzenie strat sprężenia. Z tego powodu na każdym z 8 cięgien sprężających zainstalowano siłomierz strunowy GEOKON. Zarejestrowane straty sił nie są znacząco duże. Największa wartość po 210 dniach od naciągu wyniosła 8,52% (K-1), natomiast średnia wartość 6,5%. Największa strata



Rys. 6. Odształcenia od sprężenia z analizy MES wraz z wynikami pomiarów in-situ

siły sprężającej w wyniku naciągu kabli docelowych wyniosła 1,4% (K-5). Największa i średnia wartość strat po sprężeniu całego zbiornika wyniosły odpowiednio 9,3 i 7,6%. Rysunek 7a prezentuje naprężenia w betonie w chwili osiągnięcia temperatury T_{min1} . Na tym samym rysunku przedstawiono efektywną wytrzymałość betonu na rozciąganie. Biorąc pod uwagę szybkość przykładania obciążenia w przypadku powstających naprężeń termicznych w betonie, zgodnie z Emborgiem [2], wytrzymałość na rozciąganie zredukowano do wartości „efektywnej” wynoszącej 0,7 wytrzymałości uzyskanej na próbkach. Na rysunku 7a pokazano dwie wartości naprężeń termicznych wyznaczone z analizy sprężystej i lepkiej (nieliniowej). Można zauważyć, że naprężenia w betonie są niższe niż wytrzymałość betonu na rozciąganie. W kolejnych charakterystycznych punktach czasu T_{min2} (rys. 7b) i T_{min3} (rys. 7c) temperatura betonu znowu spadała generując naprężenia rozciągające przekraczające (bez sprężenia) wytrzymałość betonu na rozciąganie. Można wnioskować, że bez zastosowania sprężenia, zarysowanie termiczne ściany betonowej mogło wystąpić, kiedy temperatura osiągnęła wartości T_{min2} i T_{min3} . Chociaż sprężenie w punkcie T_{min3} nie zredukowało naprężeń rozciągających do wartości mniejszej niż efektywna wy-

trzymałość betonu na rozciąganie, nie zaobserwowano zarysowania betonu. Można stwierdzić, że sprężenie cięgnami bez przyczepności pozwoliło zredukować ryzyko zarysowania. Brak zarysowania w chwili T_{min3} można wytłumaczyć przypadkowością zachowania młodego betonu i zbyt zachowawczym przyjęciem efektywnej wytrzymałości betonu na rozciąganie.

6. Wnioski końcowe

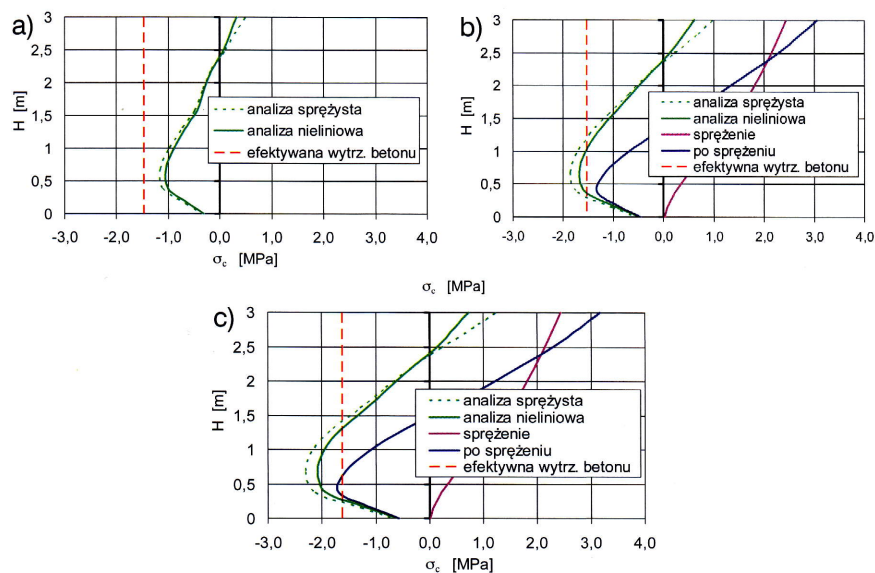
W oparciu o uzyskane wyniki badań doświadczalnych i analitycznych jak również doświadczenie nabyte podczas zastosowania cię-

gien sprężających bez przyczepności do ochrony betonu przed wczesnym zarysowaniem termicznym, można wysunąć następujące wnioski:

- zaproponowana metoda zapobiegania wczesnemu zarysowaniu termicznemu betonu jest bardzo prosta w zastosowaniu i w pełni efektywna,
- w oparciu o wyniki badań doświadczalnych pokazano, że sprężenie powinno być przyłożone między 40 a 60 godziną od zabetonowania.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI Committee 207: Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete. ACI Journal, July 1973
- [2] Emborg M., Development of Mechanical Behaviour at Early Ages. Chapter 5 in Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, RILEM Report 15, E&FN Spon, London and New York, 1998
- [3] Kuś S., Woliński Sz., Sprężanie młodego betonu jako metoda eliminacji zarysowań termicznych i skurczowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/99
- [4] Szydłowski R., Zastosowanie stalowych cięgien sprężających przeciw powstawaniu rys w młodym betonie. Praca doktorska, Kraków, 2009
- [5] Seruga A., Szydłowski R., Thermal cracking prevention with unbonded steel tendons in cylindrical concrete tank wall restrained at foundation slab. The Third International fib Congress and Exhibition, Washington, May 29 – June 2, 2010



Rys. 7. Naprężenia w przekroju kontrolnym ściany w chwilach T_{min1} (a), T_{min2} (b) i T_{min3} (c)