

dr inż. Mariusz Zych¹⁾

Metoda uproszczona kontroli zarysowania ścian zbiorników żelbetowych poddanych obciążeniu wymuszonemu wg PN-EN 1992-3

The simplified method of cracks control in RC wall tanks subjected to imposed deformation according to PN-EN 1992-3

DOI: 10.15199/33.2015.03.22

Streszczenie. W artykule przedstawiono i skomentowano postanowienia PN-EN 1992-3 [3] dotyczące kontroli zarysowania metodą uproszczoną elementów poddanych działaniu obciążeń wymuszonych. Podano możliwe do zastosowania (w zależności od przypadku) wartości składowych wzoru na $A_{s,min}$. Szczególną uwagę poświęcono wyznaczeniu minimalnego stopnia zbrojenia z uwagi na rodzaj skrzepowania elementów konstrukcyjnych w okresie dojrzewania betonu, jak również przedyskutowano głębokość strefy rozciąganej w elementach o różnej masywności. Zaprezentowano pochodzenie zależności pomiędzy maksymalną średnicą zbrojenia i dopuszczalnym naprężeniem, a jednocześnie wskazano istotne parametry niepodane przez normę [3], takie jak wpływ c_{nom} lub $a \geq 2h$.

Słowa kluczowe: zbiornik żelbetowy, ściana, rysy, minimalne zbrojenie.

Abstract. This article presents and comments the provisions of PN-EN 1992-3 [3] in the field of cracks control according to simplified method for elements subjected to imposed deformations. Moreover, some useful (depending on the situation) values of the components of the formula for $A_{s,min}$ were presented. Particular attention was paid to the determination of the minimum degree of the reinforcement depending on the type of restraint, during hardening of concrete. Also the depth of the tension zone in massive and semi-massive structure was discussed. The origin of the relationship between the maximum diameter of the reinforcement and acceptable stress level was presented. What is more, some significant issues omitted by the standard [3], such as the impact of c_{nom} , or a case when $a \geq 2h$, were presented.

Keywords: RC tank, wall, cracks, minimum area of reinforcement.

N aprężenia rozciągające w betonie, na etapie wykonywania ścian zbiorników żelbetowych, powstałe od rozciągania, zginania oraz odkształceń samorównoważących się są efektem obciążeń wymuszonych, takich jak skurcz i zmiany niejednorodnego pola temperatury. Wielkości skrzepowanych odkształceń betonu zależą od sposobu skrzepowania konstrukcji przez więzy zewnętrzne oraz więzy wewnętrzne, które wynikają z geometrii elementu i rozkładu odkształceń w jego przekroju. Zarówno rozstaw rys, jak i ich szerokość może być kontrolowana przez zastosowanie odpowiedniego zbrojenia, z jednoczesnym zminimalizowaniem (na etapie projektu i wykonania) stopnia skrzepowania poszczególnych fragmentów konstrukcji. Zarysowanie w wyniku spadku temperatury ściany do temperatury otoczenia powoduje często zary-

sowanie w jeszcze młodym betonie [1, 2]. W przypadku zbiornika wykonanego w lecie, zmiany temperatury w przekroju ściany zbiornika pustego mogą być porównywalne lub większe od zmian temperatury ściany w okresie eksploatacji zbiornika pełnego. Jest to zatem wystarczający powód, aby wykonywać sprawdzenie stanu zarysowania również w okresie dojrzewania betonu. **Weryfikacją poprawności projektu i wykonania zbiornika jest jego próba szczelności**, dokonywana przez napełnienie do pełnego poziomu. Próba ta odzwierciedla również część późniejszych obciążeń eksploatacyjnych.

Wodoszczelność zbiorników wg PN-EN 1992-3

W PN-EN 1992-3 [3] podano klasyfikację szczelności zbiorników żelbetowych na ciecze w zależności od stopnia zabezpieczenia przed przeciekami (tabela 1). Klasy szczelności odpowiadają klasyfikacji dopuszczalnego zarysowania. W przypadku braku bardziej

Tabela 1. Klasyfikacja wodoszczelności zbiorników [3]

Table 1. Classification of tightness [3]

Klasa szczelności	Wymagania dotyczące szczelności
0	Pewien stopień przecieków jest dopuszczalny lub przecieki nie mają znaczenia.
1	Przecieki ograniczone do małej ilości. Dopuszczalne są powierzchnie przemakania lub miejsca zawilgocenia.
2	Minimalne przecieki. Przemakanie nie powinno pogarszać wyglądu powierzchni.
3	Przecieki są niedopuszczalne.

szczegółowych wymagań można stosować następujące postanowienia:

- **klasa szczelności 0** – można stosować zalecenia PN-EN 1992-1-1 [4] (p. 7.3.1);

- **klasa szczelności 1** – wszystkie rysy przechodzące przez całą grubość ściany powinny być ograniczone do w_{k1} ;

- **klasa szczelności 2** – rysy przechodzące przez całą grubość ściany są niedopuszczalne, chyba że zostaną za-

¹⁾ Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej; e-mail: mzych@pk.edu.pl

stosowane dodatkowe zabiegi uszczelniające (np. okładziny lub taśmy uszczelniające);

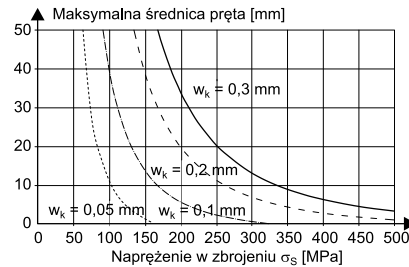
• **klasa szczelności 3** – konieczne są specjalne rozwiązania zapewniające całkowitą szczelność (np. okładziny lub sprężenie).

W przypadku zbiorników żelbetowych, w których nie ma możliwości uniknięcia zarysowania, a jednocześnie konstrukcja ma spełnić wymagania stawiane klasie 1, należy ograniczyć szerokość rysy powstałej zarówno w wyniku obciążeń wymuszonych, jak i obciążeń eksploatacyjnych do wartości w_{k1} . Wartość graniczna szerokości rysy została uzależniona od ciśnienia hydrostatycznego, a dokładniej od stosunku wysokości słupa cieczy h_D do grubości przekroju h . Tak więc należy przyjąć $w_{k1} = 0,2$ mm w przypadku $h_D/h \leq 5$; oraz $w_{k1} = 0,05$ mm, gdy $h_D/h \geq 35$, natomiast wartości pośrednie należy interpolować. Zalecenia te wynikają z faktu samuszczelniania się rys przelotowych (o dopuszczalnej szerokości przy zadanym ciśnieniu wody) w dosyć krótkim czasie. Ponadto zgodnie z [3], aby spełnić wymagania stawiane klasom 2 i 3, wysokość strefy ściskanej powinna wynosić co najmniej x_{min} . Zalecana obliczeniowa wartość x_{min} wynosi 50 mm lub $0,2h$ (h – grubość przekroju). W przypadku rys powstałych od obciążeń wymuszonych skrępowanych przez więzy zewnętrzne, np. ściany zbiorników żelbetowych, w których może nastąpić znaczny spadek temperatury w wyniku odpływu ciepła hydratacji, spełnienie wymagań dla klasy 2 i 3 nie jest realne. Należy wówczas zaprojektować i wykonać konstrukcję w taki sposób, aby zminimalizować odkształcenia wymuszone i skrępowane do poziomu mniejszego niż odkształcenie graniczne betonu.

Kontrola szerokości rys bez obliczeń bezpośrednich wg PN-EN 1992-3

W celu ograniczenia szerokości rys powstałych od obciążeń wymuszonych norma [3] dopuszcza metodę uproszczoną, dla przekrojów, w których przewidziano minimalny stopień zbrojenia określony zgodnie z PN-EN 1992-1 [4]. W przypadku przekrojów całkowicie rozciąganych (od obciążeń wymuszonych), jakie mają miejsce w ścianach zbiorników monolitycznie połączonych

z fundamentem, wystarczy sprawdzenie maksymalnej średnicy zbrojenia dla różnych szerokości rys przelotowych wg rysunku 1.



Rys. 1. Maksymalna średnica pręta w elementach osiowo rozciąganych w zależności od naprężeń i dopuszczalnej szerokości rysy [3]

Fig. 1. Maximum bar diameter for cracks control in members subjected to axial tension as a function of stress and maximum crack width

Zgodnie z [3] odczytaną średnicę pręta należy skorygować wg wzoru (1), zamiast wzoru (2) zawartego w [4], który stosuje się, gdy średnica pręta φ_s^* została obliczona przy czystym zginaniu.

$$\varphi_s = \varphi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10(h-d)} \quad (1)$$

$$\varphi_s = \varphi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (2)$$

gdzie:

φ_s – maksymalna skorygowana średnica pręta;
 φ_s^* – maksymalna średnica pręta odczytana z rysunku 1;
 h – całkowita wysokość przekroju poprzecznego elementu (np. grubość ściany);
 d – wysokość użyteczna przekroju;
 $f_{ct,eff}$ – efektywna wartość średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania.

Korzystając ze wzorów zawartych w pracy [5], można wyprowadzić zależność dla wartości φ_s^* policzonej jak dla osiowego rozciągania, gdzie graniczną średnicę pręta żebrowanego zapisano w postaci:

$$\varphi_s = r \frac{k_c h_{cr}}{h} \frac{k f_{ct,eff}}{0,34 k_2} f(w_k, \sigma_s) \quad (3)$$

$$f(w_k, \sigma_s) = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{E_s w_k}{0,6 \sigma_s} - 3,4 \cdot 25 \text{ mm} \right) \quad (4)$$

Przy rozciąganiu osiowym dla parametrów $k_c = 1$, $h_{cr} = h$, $k_2 = 1$ oraz $a \geq 2h$, $r = 1$ otrzymuje się:

$$\varphi_s = \frac{k f_{ct,eff}}{2,9} \varphi_s^* \quad (5)$$

gdzie: $\varphi_s^* = 8,529 \cdot f(w_k, \sigma_s)$ (6)

Gdy $a < 0,2h$, to dla $r = 0,2(k_c \cdot h_{cr})/a$ otrzymamy:

$$\varphi_s = \frac{k f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h}{5a} \varphi_s^* \quad (7)$$

Wyrażenie (7) różni się od wzoru (1). W normie [3] nie podano, poza sposobem wyznaczenia φ_s^* , pozostałych parametrów do stworzenia zależności (7). Należałoby domniemywać, że są one takie same jak założono w [4], ale jednak w normie [3] wyrażenie na φ_s^* zostało przyjęte w postaci:

$$\varphi_s^* = 8,529 \cdot f(w_k, \sigma_s) \cdot 2 \quad (8)$$

W normie nie wspomniano o zmianie założenia grubości otuliny w stosunku do założeń zawartych w [4], gdzie wartość ta była równa 25 mm. W związku z modyfikacją wyrażenia (6), w normie [3] wyrażenie na korektę średnicy pręta (7) zapisano w postaci (1). Wraz ze wzrostem grubości otulenia c_{nom} (co jest charakterystyczne dla zbiorników) zaostroszony jest warunek maksymalnych naprężeń w stali. Analogicznie jak w Eurokodzie 1992-1-1 [4], również w Eurokodzie 1992-3 [3] pominięto przypadek, gdy $a \geq 2h$, dla którego korektę średnicy pręta należy wykonać wg skorygowanego wyrażenia (5) z uwagi na (8):

$$\varphi_s = \frac{k f_{ct,eff}}{2,9 \cdot 2} \varphi_s^* \quad (9)$$

Ponadto w normie [3] zapisano: *Z uwagi na zarysowanie wywołane głównie oporem stawianym odkształceniom wymuszonym, średnice prętów podane na rysunku 1 nie powinny być zwiększone w sytuacji, gdy wartości naprężeń w zbrojeniu określono w chwili tuż po zarysowaniu (to jest σ_s w wyrażeniu 7.1).* Zapis z uwagi na przyjęcie φ_s^* w postaci wzoru (8), a nie (6) ma bardzo ograniczone zastosowanie i dotyczy betonów klas wyższych niż C30/37 (przy założeniu $f_{ct,eff} = f_{ctm}$) oraz odpowiednio dużej grubości elementu zależnej od przyjętej grubości otulenia. W pozostałych sytuacjach należy dokonywać redukcji średnicy zbrojenia, co w przypadku konieczności użycia większej średnicy wymusza zwiększenie wymagane-go stopnia zbrojenia.

Zgodnie z [3], alternatywny sposób określenia σ_s w celu kontroli rys bez obliczeń bezpośrednich jest podany w Aneksie M do tej normy (wzór 10).

Można go stosować wraz z rysunkiem 1 do wyznaczenia odpowiedniego rozmieszczenia zbrojenia.

$$\sigma_s = \frac{k_c k_f k_{ct,eff}}{\rho} \quad (10)$$

gdzie:

$\rho = A_s/A_{ct}$, w którym A_{ct} – pole przekroju strefy rozciąganej betonu tuż przed pojawieniem się pierwszej rysy.

Zbrojenie minimalne z uwagi na obciążenia wymuszone w okresie dojrzewania betonu

Zgodnie z Eurokodem 1992-1-1 [4] minimalne pole powierzchni zbrojenia $A_{s,min}$ zdefiniowane jest wyrażeniem (11). Przyjęcie odpowiednich wartości współczynników będzie zależne m.in. od geometrii elementu i rodzaju więzów krępujących odkształcenia wymuszone. W opisie $A_{s,min}$ nie zdefiniowano wartości wszystkich tych współczynników niezbędnych do obliczeń w przypadku obciążeń wymuszonych.

$$A_{s,min} = \frac{k_c k_f k_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (11)$$

gdzie:

A_{ct} – część przekroju stanowiąca powierzchnię rozciąganego betonu tuż przed zarysowaniem, co jest zależne od rodzaju skrępowania, tj. więzy zewnętrzne lub wewnętrzne. W przypadku więzów zewnętrznych policzone zbrojenie dla każdej strefy przypowierzchniowej powinno być określone dla $h/2$ (gdzie h jest całkowitą grubością przekroju), a w przypadku dominacji więzów wewnętrznych (w konstrukcjach o średniej masywności) wystarczające jest przyjęcie wartości $h/5$ dla każdej powierzchni;

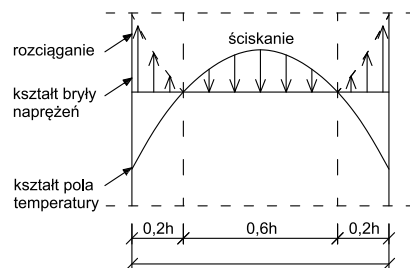
σ_s – bezwzględna wartość maksymalnego dozwolonego naprężenia w prętach zbrojeniowych, które powstanie po zarysowaniu.

$f_{ct,eff}$ – zgodnie z [4] za $f_{ct,eff}$ należy przyjąć $f_{ctm}(t)$, dla bliżej niezdefiniowanego przez normę czasu t ;

k – współczynnik uwzględniający niejednorodny i samorównoważący się rozkład naprężeń powstały w przekroju przed zarysowaniem, którego skutkiem jest redukcja siły wypadkowej pochodzącej od odkształceń skrępowanych przez więzy zewnętrzne. Współczynnik ten przyjmuje wartość 1,0 dla $h \leq 300$ mm oraz 0,65 dla $h \geq 800$ mm. W przypadku wartości pośrednich współczynnik może być interpolowany liniowo. W normach [3, 4] nie ma informacji, jaka wartość tego współczynnika powinna być stosowana w przypadku występowania tylko więzów wewnętrznych. Niemniej jednak w dalszej części artykułu zostanie uzasadnione przyjęcie wartości 1,0;

k_c – współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń w przekroju tuż przed zarysowaniem.

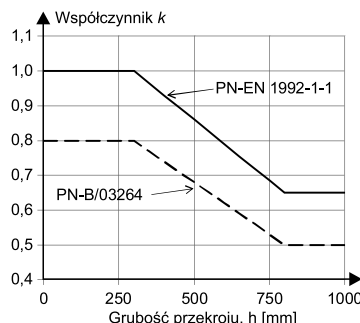
W przypadku dominacji więzów zewnętrznych, tj. osiowego rozciągania $k_c = 1,0$, natomiast w przypadku więzów wewnętrznych powodujących jedynie zginanie przekroju, można przyjąć $k_c = 0,5$ (rysunek 2).



Rys. 2. Założenia upraszczające rozkładu naprężeń samorównoważących się w przekroju, przy jednoczesnym braku wpływu więzów zewnętrznych

Fig. 2. Simplified assumptions of self-equilibrium stresses in the cross-section, without influence of external restraint

Z wyrażenia (11) wynika, że w przypadku przekrojów grubości do 30 cm poddanych osiowemu rozciąganiu, minimalny stopień zbrojenia jest stały $\rho = A_{s,min}/A_{ct} = f_{ct,eff}/f_{yk}$. Natomiast w przypadku grubszych elementów następuje redukcja stopnia zbrojenia minimalnego (rysunek 3) z uwagi na założenie, że zarysowanie powstaje w wyniku większych odkształceń przy powierzchni elementu. Są one powodowane samorównoważącymi się naprężeniami. Na rysunku 3 przedstawiono również wartości współczynnika k wg normy PN-B-03264 [6] w przypadku elementów poddanych obciążeniu wymuszonemu przyczynami wewnętrznymi. Z bezpośredniego porównania wartości tego współczynnika można wnioskować o różnicy minimalnego zbrojenia wynoszącej 15 – 20%.



Rys. 3. Zmiana wartości współczynnika k w zależności od grubości elementu wg Eurokodu 1992-1-1 [4] oraz PN-B-03264 [6]

Fig. 3. Changes of coefficient k values as a function of element thickness according to Eurocode 1992-1-1 [4] and PN-B-03264 [6]

W przypadku więzów wewnętrznych krępujących odkształcenia samorównoważące, powstałe od niejednorodnego pola temperatury, można przyjąć, że kształt bryły naprężeń jest w przybliżeniu taki jak rozkład temperatury (rysunek 2). W takim schemacie wystarczające jest rozmieszczenie zbrojenia jedynie w strefie rozciąganej, w której po ewentualnym zarysowaniu betonu naprężenia będą przejęte przez pręty. Upraszczając w dalszej kolejności kształt bryły naprężeń rozciągających do trójkąta, można przyjąć współczynnik $k_c = 0,5$, z jednoczesnym zachowaniem współczynnika $k = 1,0$. W uproszczeniu zasięgu strefy rozciąganej do wyznaczenia A_{ct} (w przypadku konstrukcji średniomasywnych) można przyjąć $0,2h$. W omawianym przypadku wyrażenie na pole zbrojenia minimalnego przyjmuje postać:

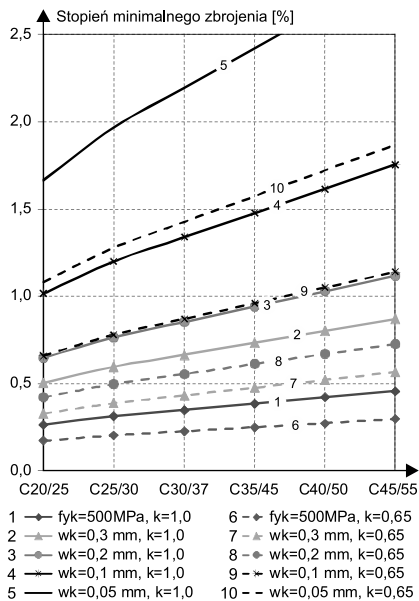
$$A_{s,min} = 0,5 A_{ct} \frac{f_{ctm}(t_{eq})}{\sigma_s} \quad (12)$$

Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono zmiany minimalnego stopnia zbrojenia w przypadku więzów zewnętrznych i wewnętrznych w zależności od: klasy betonu (przy założeniu $f_{ct,eff} = 0,6f_{ctm}$); dopuszczalnej szerokości rysy oraz podstawowej grubości elementu ($k = 1$ lub 0,65). Wykresy sporządzono dla, najczęściej obecnie stosowanej, klasy stali AIII o charakterystycznej granicy plastyczności $f_{yk} = 500$ MPa. Założono również jednakową „wyjściową” średnicę zbrojenia $\phi_s^* = 16$ mm, którą należałoby skorygować dla każdego z projektowanych elementów, z uwagi na wymiary przekroju h , wysokość użyteczną d oraz wytrzymałość efektywną $f_{ct,eff}$. Z rysunków 4 i 5 wynika, iż stopień zbrojenia minimalnego w elementach skrępowanych zależy przede wszystkim od rodzaju więzów krępujących odkształcenia (wewnętrzne, zewnętrzne). W przypadku ścian zbiorników żelbetonowych połączonych monolitycznie z fundamentem dominują więzy zewnętrzne.

W pracy [7] przedstawiono za [8] koncepcję wyznaczenia minimalnego stopnia zbrojenia przy podziale elementów na średniomasywne i masywne. W przypadku konstrukcji średniej masywności uzyskane wyniki będą analogiczne do przedstawionych, natomiast w przypadku elementów masywnych wartości będą większe. Z rozważań [7] wynika, iż zbrojenie minimalne

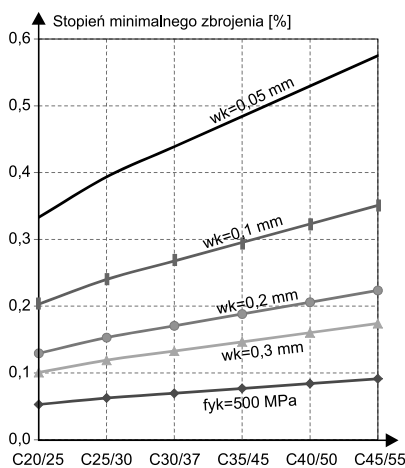
strefy przypowierzchniowej elementów o różnej masywności mieści się w granicznych (13). Im bardziej masywny jest element, tym mniejszy wymagany jego stopień zbrojenia.

$$0,10f_{ct,eff} / f_{yk} \leq \rho_{min} \leq 0,2f_{ct,eff} / f_{yk} \quad (13)$$



Rys. 4. Stopień minimalnego zbrojenia z uwagi na wczesny okres dojrzewania betonu w funkcji klasy betonu oraz grubości elementu skrupowanego przez więzy zewnętrzne

Fig. 4. Degree of the minimum area of steel in view of early time of concrete hardening, as a function of concrete class and element thickness, that is subjected to external restraint



Rys. 5. Stopień minimalnego zbrojenia z uwagi na wczesny okres dojrzewania betonu w elementach skrupowanych przez więzy wewnętrzne w funkcji klasy betonu

Fig. 5. Degree of the minimum area of steel in view of early time of concrete hardening, as a function of concrete class in elements subjected to internal restraint

Należy podkreślić, iż jest to minimalny stopień zbrojenia przypowierzchniowego wynikający jedynie z naprężeń własnych, a nie odkształceń skrupowanych przez więzy zewnętrzne.

W pracy [9] wyznaczono głębokość strefy rozciąganej, na podstawie rozkładu pola naprężeń własnych, z uwzględnieniem masywności elementu. Przy zwiększaniu grubości elementu o każde 0,2 m, zwiększono również stopień paraboli o 1°, opisującej kształt bryły naprężeń (tabela 2).

Tabela 2. Grubość strefy rozciąganej wymagającej zbrojenia przypowierzchniowego [9]

Table 2. The thickness of tensile zone requiring the minimum area of steel [9]

Grubość elementu [m]	Grubość warstwy [cm]	Grubość elementu [m]	Grubość warstwy [cm]
0,2	3,7	1,2	15,4
0,4	7,4	1,4	16,8
0,6	10,0	1,6	18,1
0,8	12,0	1,8	19,3
1,0	13,8	2,0	20,2

Zarówno z pracy [7], jak i [9] można wnioskować, iż przyjęcie głębokości strefy rozciąganej równej 0,2h jest podejściem bezpiecznym dla elementów o średniej masywności. Natomiast w przypadku elementów masywnych należy dokonać redukcji tej strefy z uwagi na zdecydowanie mniejszy jej zasięg i znaczną oszczędność zbrojenia. W Eurokodzie 1992-1-1 [4] i Eurokodzie 1992-3 [3] nie zdefiniowano w żaden sposób zasięgu strefy rozciąganej do wyznaczenia $A_{s,min}$ od obciążeń wymuszonych, pozostawiając to zagadnienie projektantowi.

Podsumowanie

W przypadku stosowania metody uproszczonej konieczne jest dokładne wyznaczenie obciążeń wymuszonych oraz więzów skrupowania dla danego elementu konstrukcyjnego w celu właściwego określenia współczynników k i k_c . W celu wyznaczenia minimalnego zbrojenia, w normach [3, 4] nie zdefiniowano głębokości strefy rozciąganej, jaką należałoby przyjąć w elementach narażonych na zarysowanie w wyniku działania jedynie więzów wewnętrznych. W przypadku elementów średniej masywności wydaje się wystarczające zastosowanie wartości 0,2h, a do elementów bardziej masywnych

należałoby stosować dokładniejsze obliczenia lub modele do wyznaczenia zasięgu tej strefy.

W normie [3] pominięto (analogicznie jak w [4] – o czym wspomniano w [5]) przypadek rozciągania osiowego dla $a \geq 2h$, w którym należy zastosować wyrażenie na korektę maksymalnej średnicy pręta w postaci (9).

W artykule poświęcono szczególną uwagę wczesnemu okresowi dojrzewania betonu, w którym może dojść do zarysowania pod wpływem obciążeń wymuszonych. Przedstawiono i skomentowano postanowienia PN-EN 1992-3 [3] dotyczące kontroli zarysowania metodą uproszczoną, podając przy tym możliwe do zastosowania (w zależności od przypadku) wartości składowych wzoru na $A_{s,min}$. W kompleksowych obliczeniach należy wziąć pod uwagę obciążenia wymuszone, jakie mogą powstać w późniejszym okresie, oraz obciążenia eksploatacyjne, w stosunku do których weryfikacja stanu zarysowania powinna być wykonana dla 28-dniowych parametrów betonu.

Literatura

[1] Seruga A., Szydłowski R., Zych M.: Ocena postępującego procesu zarysowania ścian cylindrycznych w monolitycznych zbiornikach żelbetowych. Czasopismo Techniczne, Budownictwo, z. 1-B/2008, Zeszyt Z-1, s. 135 – 163.
 [2] Zych M.: „Analiza pracy ścian zbiorników żelbetowych we wczesnym okresie dojrzewania betonu, w aspekcie ich wododrozdzielności”. Praca doktorska, Kraków luty 2011.
 [3] Eurokod 2: PN-EN 1992-3. Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze, listopad 2008, s. 23.
 [4] Eurokod 2: PN-EN 1992-1. Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008, s. 205.
 [5] Knauff M.: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych wg EC2, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006. s. 579 – 648.
 [6] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
 [7] Kiernożycki W.: Betonowe konstrukcje masywne, Polski Cement, Kraków, 2003.
 [8] König G., Viet Tue N., Zink M.: Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001.
 [9] Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Monografia 391, Politechnika Krakowska, Kraków 2011.

Otrzymano 15.01.2015 r.