

## Obliczanie zbrojenia stóp fundamentowych

Dr hab. inż. Jacek Pieczyrak, prof. ATH

Akademia Techniczno-Humanistyczna w Bielsku-Białej, Wydział Inżynierii Materiałów, Budownictwa i Środowiska

Projektowanie stóp fundamentowych realizuje się w dwóch etapach. Etap pierwszy to projektowanie geotechniczne. Polega ono na rozpoznaniu podłoża gruntowego, ustaleniu jego budowy, parametrów i nośności oraz odkształcalności. W ramach projektowania geotechnicznego ustala się geometrię posadowienia (głębokość posadowienia  $D$ , wymiary podstawy fundamentu  $B$  i  $L$ , kształt podstawy wyrażony wartością  $\alpha = \frac{L}{B}$ , wysokość stopy  $H$ ) oraz osiadania fundamentu. Etap drugi to projektowanie konstrukcyjne, które obejmuje przyjęcie parametrów materiałów konstrukcyjnych (betonu i stali zbrojeniowej) oraz obliczenie potrzebnej powierzchni przekroju zbrojenia ze względu na zginanie i przebicie.

W artykule nie omawia się sposobu ustalania powierzchni przekroju zbrojenia ze względu na przebicie. Zainteresowanych odsyła się do pracy [11].

Ustalenie potrzebnego zbrojenia stopy fundamentowej na podstawie momentu zginającego napotyka na trudności metodologiczne, bowiem brak jest metody dokładnej, a te, które są stosowane, nie mają jednoznacznej rekomendacji.

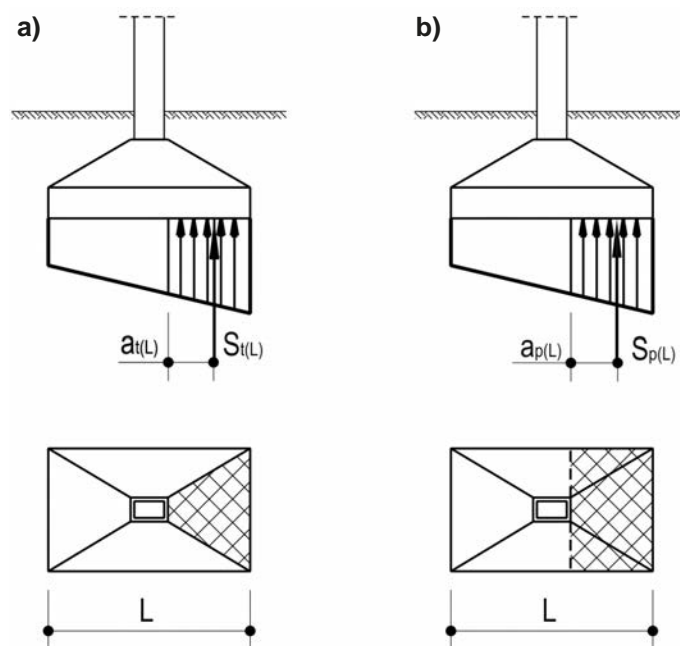
W artykule opisano metodę wydzielonych wsporników prostokątnych oraz argumenty przemawiające za jej stosowaniem.

### METODY OBLICZANIA ZBROJENIA STÓP FUNDAMENTOWYCH

Do najpowszechniej stosowanych sposobów obliczania zbrojenia stóp fundamentowych należą dwie odmiany metody wydzielonych wsporników (rys. 1) i metoda Lebellego-Kopciowskiego. Jednakże ta ostatnia nie znalazła praktycznego zastosowania [14]. Metody różnią się głównie sposobem okre-

ślenia momentu zginającego fundament i zalecanym rozstawem zbrojenia [3, 6, 14].

Na rys. 1 symbol  $S_{r(L)}$  oznacza siłę wypadkową równoważną naprężeniu działającemu na pole wydzielonego wspornika trapezowego. Natomiast symbol  $a_{r(L)}$  oznacza ramię działania siły  $S_{r(L)}$  względem przyjętej powierzchni utwierdzenia. Schemat dotyczy obliczania momentu zginającego fundament na kierunku  $L$  (to jest na kierunku równoległym do boku podstawy fundamentu  $L$ ). W przypadku metody wydzielonych wsporników prostokątnych wielkości te oznaczono odpowiednio symbolami  $S_{p(L)}$  i  $a_{p(L)}$ .



Rys. 1. Sposób wydzielenia wsporników trapezowego i prostokątnego

## WYSOKOŚĆ STÓP FUNDAMENTOWYCH

Analogiczne oznaczenia można wprowadzić dla kierunku B. Przypomnijmy, że  $L$  to dłuższy bok podstawy fundamentu (długość fundamentu), a  $B$  to bok krótszy (szerokość fundamentu).

W obu odmianach metod wydzielonych wsporników założono pierwotnie, że wystająca poza lico słupa część stopy pracuje jako wspornik (trapezowy lub prostokątny) obciążony reakcją gruntu i utwierdzony w płaszczyźnie lica słupa (rys. 1). Obecnie panuje przekonanie, że teoretyczne miejsce utwierdzenia wsporników jest przesunięte od lica słupa do jego środka na odległość  $0,15 \cdot L_s$ , gdzie  $L_s$  to grubość słupa (porównaj rys. 4, 5 i 6).

Naprężenia we wsporniku określa się za pomocą wzorów stosowanych dla elementów zginanych. Takie postępowanie jest nieściśle (odbiega od rzeczywistości), bowiem wysięg wspornika jest tego samego rzędu co jego wysokość. Tak więc jedno z podstawowych założeń teorii zginania nie jest spełnione, a ponadto nieuzasadnione jest traktowanie tego zagadnienia jako płaskiego [13]. Jednakże, mimo tych zastrzeżeń, metody wydzielonych wsporników są nadal stosowane.

Moment zginający stopę fundamentową, obliczany według zasad metody wydzielonych wsporników prostokątnych (zwanej też metodą Gebauera [6]), jest większy od momentu wyznaczonego według metody wydzielonych wsporników trapezowych (zwanej metodą Iwiańskiego [6]) i mniejszy od wyznaczonego metodą Lebellego a-Kopciowskiego [10].

Największe wartości momentu zginającego stopę fundamentową otrzymuje się, licząc według zasad metody Lebellego a-Kopciowskiego. W stosunku do wartości momentu obliczanego metodą wydzielonych wsporników trapezowych jest on od 40 do 60% większy [10].

Nieco mniejsze wartości otrzymuje się, licząc metodą wydzielonych wsporników prostokątnych (nazywanej też metodą Gebauera). W stosunku do wartości momentów obliczanych metodą wydzielonych wsporników trapezowych (metoda Iwiańskiego) jest on od 30 do 45% większy [10].

Warto odnotować zdanie Gorbunowa-Posadowa [1, 2], które przywołują Kobiak i Stachurski [6, str. 494], mówiące, że **naależy stosować metodę wydzielonych wsporników prostokątnych**, bo metoda wydzielonych wsporników trapezowych daje relatywnie mniejszy moment zginający.

Metody Lebellego a-Kopciowskiego [7, 8, 9] oraz wydzielonych wsporników prostokątnych i trapezowych są metodami przybliżonymi. Żadna z nich nie jest dokładna. W zakresie ustalania momentów zginających metody te nieco różnią się stopniem trudności.

Z praktycznego punktu widzenia najprostszym sposobem postępowania cechuje metodę wydzielonych wsporników prostokątnych.

Ponadto, za metodą wydzielonych wsporników prostokątnych przemawia fakt, że według niej obliczone zbrojenie należy równomiernie rozmieścić na szerokości boku fundamentu. Tymczasem zbrojenie ustalone według metody wydzielonych wsporników trapezowych należy zagęścić w środkowej strefie szerokości 2/3 boku podstawy fundamentu. Pozostałe obszary skrajne należy zazbroić dodatkowo.

Jak zatem można sądzić, metoda wydzielonych wsporników prostokątnych (Gebauera) zasługuje na to, aby była metodą preferowaną.

Przy obliczaniu zbrojenia stóp fundamentowych istotne znaczenie ma ich wysokość. Gdy wysokość fundamentu maleje, wzrasta ilość potrzebnego zbrojenia. Jednocześnie wysokość żelbetowych stóp fundamentowych powinna być na tyle duża, aby zapewnić spełnienie warunku nośności na przebicie [4, 5]. Wprawdzie Lebellego [8, 9] twierdzi, że w tym celu wystarczy, żeby wysokość stóp spełniała warunki:

$$H_{(L)} \geq 0,25 \cdot (L - L_s) \quad (1a)$$

oraz

$$H_{(B)} \geq 0,25 \cdot (B - B_s) \quad (1b)$$

ale inni autorzy (np. [12, 14]) zalecają, aby wyznaczać ją z wzorów:

$$H_{(L)} \geq 0,30 \cdot (L - L_s) \quad (2a)$$

oraz

$$H_{(B)} \geq 0,30 \cdot (B - B_s) \quad (2b)$$

i jako miarodajne przyjmować:

$$H = \max(H_{(L)}, H_{(B)}) \quad (3)$$

gdzie

$L$  – długość podstawy fundamentu,

$B$  – szerokość podstawy fundamentu,

$L_s$  – wymiar boku słupa, równoległy do długości podstawy fundamentu  $L$  (rys. 3),

$B_s$  – wymiar boku słupa, równoległy do szerokości podstawy fundamentu  $B$  (rys. 3).

W przypadku stóp trapezoidalnych (ostrosłupowych), powszechnie nazywanych trapezowymi, wyróżniamy wysokość całkowitą  $H$  oraz wysokość obliczeniową  $H_{trap}$  (rys. 2).

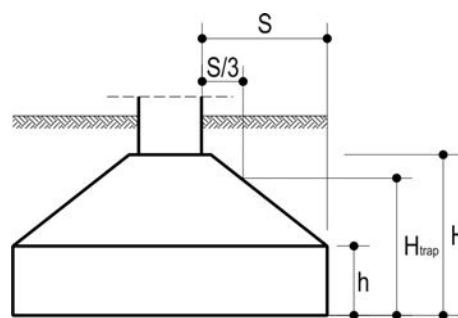
Jak podaje Starosolski [14], obliczeniową wysokość stopy trapezowej  $H_{trap}$  tradycyjnie przyjmuje się taką, jaka odpowiada jej wysokości w przekroju oddalonym od krawędzi słupa na 1/3 odległości tej krawędzi od krawędzi stopy, czyli odległości  $S$  (rys. 2):

$$H_{trap} = \frac{2 \cdot H + h}{3} \quad (4)$$

Wysokość pionowej ścianki  $h$  powinna spełniać warunki:

$$h \approx 0,4 \cdot H \quad (5a)$$

$$h \geq 0,2 \cdot m \quad (5b)$$



Rys. 2. Obliczeniowa wysokość stopy trapezowej  $H_{trap}$

Pokazana na rys. 2 odległość  $S$  (ogólnie rozumiany wysięg wspornika), w zależności od kierunku, przyjmie wartość  $S_L$  (gdy rozważamy zginanie stopy fundamentowej w kierunku równoległym do boku  $L$ ) lub  $S_B$  (gdy obliczenia prowadzimy w kierunku równoległym do boku  $B$ ). Jednakże, jak to wynika z wzoru (4), wielkość  $H_{trap}$  nie zależy od wartości  $S$ .

Wysokość obliczeniowa stopy trapezowej  $H_{trap}$  ma zastosowanie przy obliczaniu zbrojenia stopy fundamentowej.

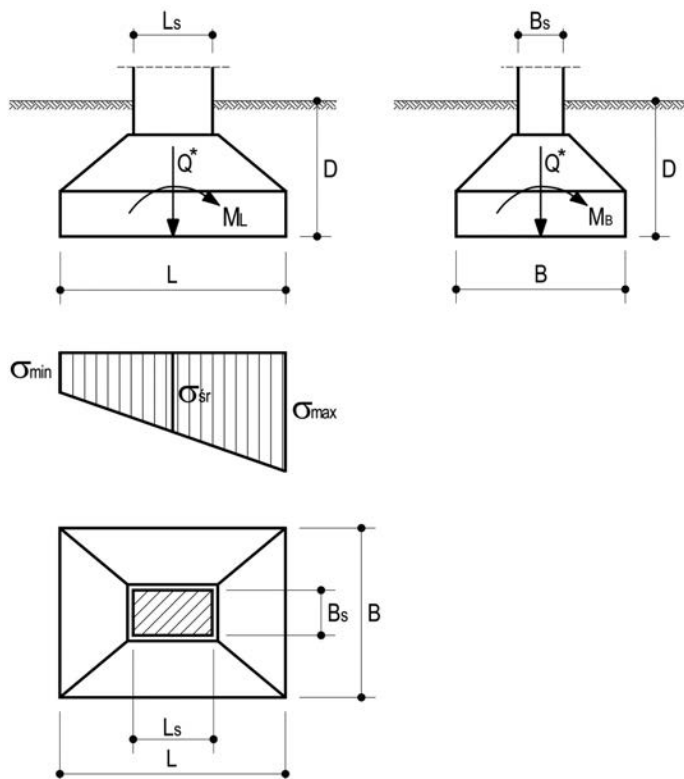
Warto zwrócić uwagę na fakt, że stopy trapezowe, w porównaniu ze stopami prostokątnymi o tej samej wysokości całkowitej  $H$ , mają mniejszą wysokość użyteczną, a tym samym wymagają więcej od nich zbrojenia.

W przypadku stóp betonowych ich wysokość powinna być trzy razy większa od wysokości stóp żelbetowych [6, 14].

## METODA WYDZIELONYCH WSPORNIKÓW PROSTOKĄTNYCH

Punktem wyjścia do ustalenia wymaganego przekroju zbrojenia stóp fundamentowych są wartości momentów zginających stopę fundamentową  $M_{F(L)}$  i  $M_{F(B)}$ . Symbolem  $M_{F(L)}$  oznaczono moment zginający fundament działający w płaszczyźnie równoległej do boku podstawy fundamentu  $L$ , a przez  $M_{F(B)}$  oznaczono moment zginający fundament działający w płaszczyźnie równoległej do boku podstawy fundamentu  $B$ . Momenty  $M_{F(L)}$  i  $M_{F(B)}$  wyliczamy, mnożąc objętość bryły naprężeń kontaktowych (jest to siła wypadkowa) przez ramię działania tej siły wypadkowej.

W ogólnym przypadku stopa fundamentowa obciążona jest siłą  $Q^*$  i dwoma momentami  $M_L$  oraz  $M_B$  działającymi odpowiednio w płaszczyźnie równoległej do boku  $L$  oraz w płaszczyźnie równoległej do boku  $B$  (rys. 3).



Rys. 3. Siła  $Q^*$  i momenty  $M_L$  oraz  $M_B$  działające na stopę fundamentową

Bryłę naprężeń kontaktowych pod stopą fundamentową obciążoną siłą pionową i momentami w prostokątach do siebie płaszczyznach (a więc momentami  $M_L$  i  $M_B$ ) pokazano na rys. 4. Dla kierunku działania momentu  $M_L$  średnia wysokość tej bryły ( $\sigma_Q + \sigma_{M_L}$ ) występuje w płaszczyźnie środkowej, to jest w płaszczyźnie przechodzącej przez środek fundamentu i równoległej do boku  $L$ . Ta średnia wartość ( $\sigma_Q + \sigma_{M_L}$ ) odpowiada naprężeniu kontaktowemu uzyskanemu przy założeniu  $M_B = 0$ . Oznacza to, że zginanie stopy fundamentowej na kierunku  $L$  liczymy od obciążenia działającego na wydzielony wspornik prostokątny, wyrażającego się bryłą naprężeń pokazaną na rys. 5.

Symbolem  $Q^*$  oznaczono pionową siłę osiową działającą na fundament bez uwzględnienia ciężaru samego fundamentu i gruntu na nim spoczywającego. Takie przyjęcie wynika z faktu, że przystępując do projektowania fundamentu, nie znamy jego wymiarów, a zatem i jego ciężaru. Ponadto zbrojenie stopy fundamentowej obliczamy od obciążenia jej reakcją podłoża gruntowego wywołanego działaniem obciążenia zewnętrznego bez uwzględnienia ciężaru samego fundamentu i gruntu na nim spoczywającego czyli od obciążenia siłą  $Q^*$  [14].

Pokazana na rys. 5 bryła naprężeń działająca na wydzielony wspornik prostokątny może być rozdzielona na bryłę prostopadłościenną ( $S_1$ ) i bryłę w kształcie klina ( $S_2$ ). Wydzielone bryły przedstawiono na rys. 6.

Moment zginający stopę fundamentową bryłami naprężeń  $S_1$  i  $S_2$  (na kierunku działania momentu obciążającego  $M_L$ ) obliczamy z wzoru:

$$M_{F(L)} = S_1 \cdot \left\{ \frac{(L - 0,7 \cdot L_s)}{4} \right\} + S_2 \cdot \left\{ \frac{(L - 0,7 \cdot L_s)}{3} \right\} \quad (6)$$

gdzie:

$$S_1 = B \cdot \frac{L - 0,7 \cdot L_s}{2} \cdot \left[ \frac{Q^*}{A} + \frac{M_L}{W_L} \cdot \frac{0,7 \cdot L_s}{L} \right] \quad (7)$$

$$S_2 = B \cdot \frac{L - 0,7 \cdot L_s}{2} \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \frac{M_L}{W_L} \cdot \left( 1 - \frac{0,7 \cdot L_s}{L} \right) \right] \quad (8)$$

$S_1$  – siła wypadkowa zastępująca działanie prostopadłościennej bryły naprężeń  $S_1$ ,

$S_2$  – siła wypadkowa zastępująca działanie bryły naprężeń  $S_2$ , w formie klina.

Wielkości w nawiasach klamrowych  $\{ \}$  przedstawiają ramiona działania sił  $S_1$  i  $S_2$  (rys. 6).

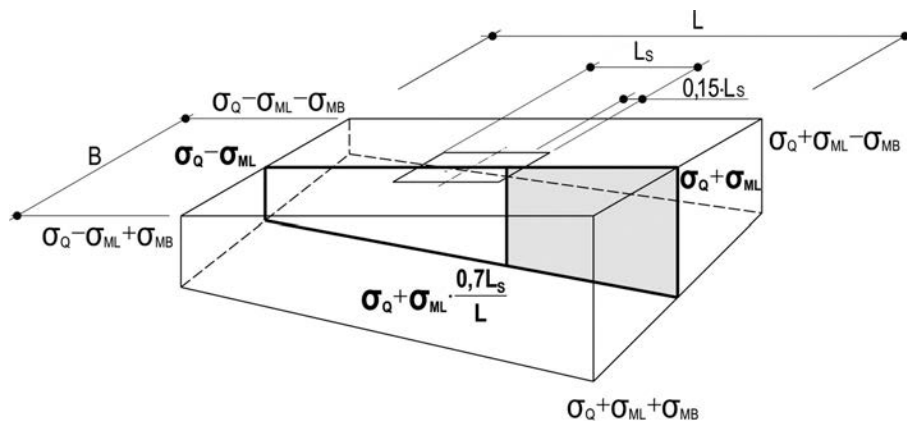
Symbole  $\sigma_Q$  i  $\sigma_{M_L}$  występujące na rys. 6, przedstawiają odpowiednio naprężenie wywołane siłą skupioną  $Q^*$  (pionowa składowa obciążenia gruntu bez ciężaru fundamentu i gruntu na nim spoczywającego) i naprężenie wywołane momentem zginającym  $M_L$ :

$$\sigma_Q = \frac{Q^*}{A} = \frac{Q^*}{B \cdot L} \quad (9)$$

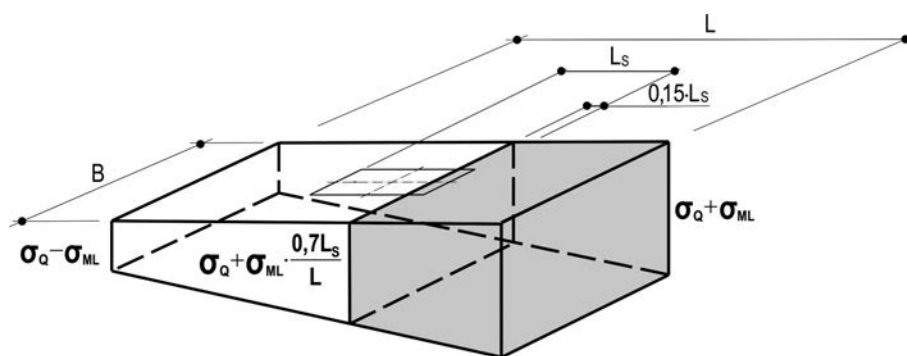
$$\sigma_{M_L} = \frac{M_L}{W_L} = \frac{M_L \cdot 6}{B \cdot L^2} \quad (10)$$

Po prostych przekształceniach uzyskano wzór określający moment zginający stopę fundamentową na kierunku działania momentu obciążającego fundament  $M_L$ :

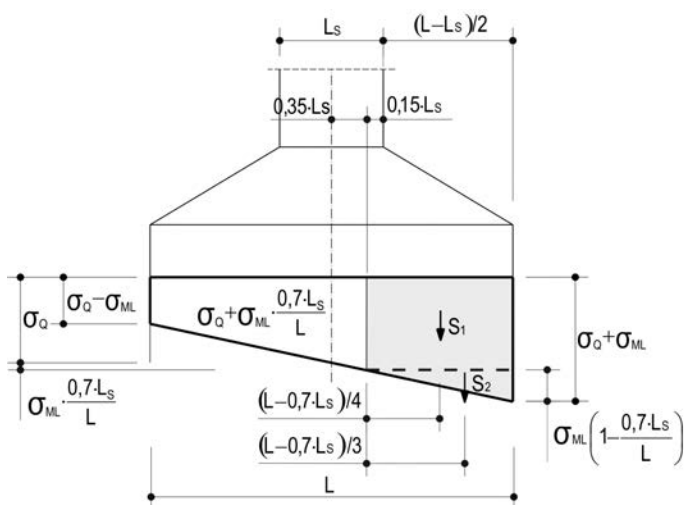
$$M_{F(L)} = \frac{B}{8} \cdot (L - 0,7 \cdot L_s)^2 \cdot \left\{ \frac{Q^*}{A} + \frac{M_L}{W_L} \cdot \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{0,7 \cdot L_s}{L} + 2 \right) \right\} \quad (11a)$$



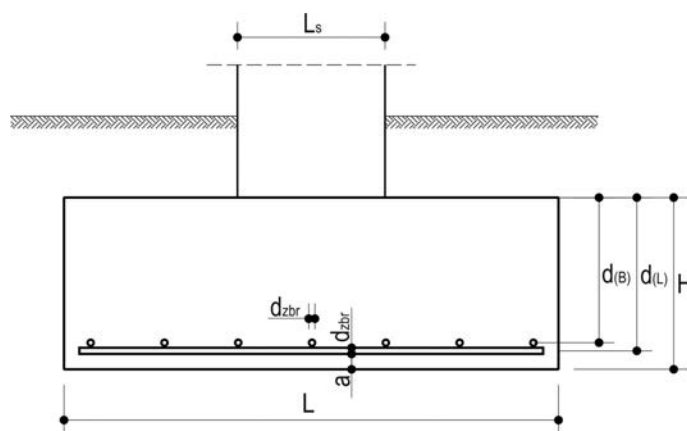
Rys. 4. Bryła naprężeń kontaktowych pod stopą fundamentową obciążoną siłą  $Q^*$  oraz momentami  $M_L$  i  $M_B$



Rys. 5. Bryła naprężeń kontaktowych pod stopą fundamentową obciążoną siłą  $Q^*$  i momentem  $M_L$



Rys. 6. Przekrój podłużny przez wydzielone bryły  $S_1$  i  $S_2$



Rys. 7. Wysokość użyteczna przekroju  $d_{(B)}$ ,  $d_{(L)}$  i otulenie zbrojenia  $a$

W analogiczny sposób można wyprowadzić wzór określający moment zginający stopę fundamentową w kierunku działania momentu obciążającego fundament  $M_B$ :

$$M_{F(B)} = \frac{L}{8} \cdot (B - 0,7 \cdot B_s)^2 \cdot \left\{ \frac{Q^*}{A} + \frac{M_B}{W_B} \cdot \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{0,7 \cdot B_s}{B} + 2 \right) \right\} \quad (11b)$$

Zbrojenie w stopie fundamentowej powinno być chronione przed korozją. Rolę tę spełnia **otulenie betonowe**. Gdy fundament budowany jest na warstwie z betonu podkładowego (co jest zasadą), grubość otulenia  $a$  według PN-EN 1992-1-1 (s. 47) [15] powinna wynosić 4 cm ( $a = 4$  cm). W Polsce zwykle przyjmuje

się  $a = 5$  cm. Jeżeli jednak fundament budowany jest bezpośrednio na gruncie (bez warstwy z betonu podkładowego<sup>1</sup>), wówczas grubość otulenia powinna wynosić 7,5 cm ( $a = 7,5$  cm).

**Wysokość użyteczna przekroju  $d$**  jest to wielkość teoretyczna przedstawiająca odległość od środka ciężkości zbrojenia rozciąganego do najbardziej ściskanej krawędzi betonu (rys. 7).

W przypadku stóp fundamentowych zbrojenie układamy w dwóch kierunkach. Zbrojenie równoległe do boku  $L$  układamy niżej i do jego wyliczenia korzystamy z wysokości użytecznej:

<sup>1</sup> Z brakiem betonu podkładowego, izolującego konstrukcję żelbetonową od gruntu, mamy do czynienia w przypadku pali fundamentowych.

$$d_{(L)} = H - (a + 0,5 \cdot d_{zbr}) \quad (12a)$$

gdzie

$d_{zbr}$  – średnica pręta zbrojeniowej.

Natomiast zbrojenie równoległe do boku  $B$  układamy wyżej i do jego wyliczenia korzystamy z wysokości użytecznej:

$$d_{(B)} = H - (a + 1,5 \cdot d_{zbr}) \quad (12b)$$

Ponieważ wysokość obliczeniowa stóp trapezowych  $H_{trap}$  w porównaniu ze stopami prostokątnymi o tej samej wysokości całkowitej  $H$ , jest mniejsza (rys. 2), zatem i wysokość użyteczna stóp trapezowych  $d_{trap(L)}$  i  $d_{trap(B)}$  jest mniejsza niż wysokość użyteczna stóp prostokątnych  $d_{(L)}$  i  $d_{(B)}$ . Odpowiednie wzory mają postać:

$$d_{trap(L)} = H_{trap} - (a + 0,5 \cdot d_{zbr}) \quad (13a)$$

$$d_{trap(B)} = H_{trap} - (a + 1,5 \cdot d_{zbr}) \quad (13b)$$

Oznacza to, że stopy fundamentowe o kształcie trapezowym (rys. 6) wymagają więcej zbrojenia niż stopy prostokątne (rys. 7).

Pole przekroju wymaganego zbrojenia stopy fundamentowej obliczamy oddzielnie dla obu kierunków, to jest dla kierunku  $L$  ( $A_{s(L)}$  pole przekroju zbrojenia równoległego do boku  $L$ ) i dla kierunku  $B$  ( $A_{s(B)}$  pole przekroju zbrojenia równoległego do boku  $B$ ).

$$A_{s(L)} = \frac{M_{F(L)}}{0,9 \cdot d_{(L)} \cdot f_{yd}} \quad (14a)$$

$$A_{s(B)} = \frac{M_{F(B)}}{0,9 \cdot d_{(B)} \cdot f_{yd}} \quad (14b)$$

gdzie:

$M_{F(L)}$  i  $M_{F(B)}$  – momenty zginające stopę fundamentową na kierunku działania momentów obciążających fundament  $M_L$  i  $M_B$  obliczane z wzorów (11),

$0,9 \cdot d = z$  – ramię sił wewnętrznych wyrażające się relacją  $0,9 \cdot d_{(L)} = z_{(L)}$  przy obliczaniu zbrojenia równoległego do boku  $L$  i relacją  $0,9 \cdot d_{(B)} = z_{(B)}$  w przypadku obliczania zbrojenia równoległego do boku  $B$ ,

$d_{(L)}$  i  $d_{(B)}$  – wysokości użyteczne przekroju obliczane z wzorów (12), które w przypadku stóp trapezowych należy zastąpić odpowiednio wielkościami  $d_{trap(L)}$  i  $d_{trap(B)}$ , korzystając z wzorów (13),

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$  – wartość obliczeniowa granicy plastyczności stali zbrojeniowej (tabl. 1),

$f_{yk}$  – wartość charakterystyczna granicy plastyczności stali zbrojeniowej (tabl. 1),

$\gamma_s = 1,15$  – współczynnik częściowy dla stali w stanach granicznych nośności (PN-EN 1992-1-1, s. 4).

Występująca w nagłówku tabl. 1 wielkość  $f_{0,2k}$  oznacza charakterystyczną 0,2 % umowną granicę plastyczności.

Do zbrojenia betonu najbardziej przydatna jest stal o dużej ciągliwości, czyli stal klasy C. W załączniku do normy PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010 Eurokod 2 (Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków) [15] określono trzy klasy ciągliwości, oznaczone odpowiednio symbolami A, B i C. Wymaga się, aby:

- w klasie A  $\epsilon_{uk} \geq 2,5\%$ ,  $k \geq 1,05$ ,
- w klasie B  $\epsilon_{uk} \geq 5,0\%$ ,  $k \geq 1,08$ ,
- w klasie C  $\epsilon_{uk} \geq 7,5\%$ ,  $1,15 \leq k \leq 1,35$ ,

gdzie:

$\epsilon_{uk}$  – charakterystyczna wartość wydłużenia przy maksymalnej sile,

$$k = \left( \frac{f_t}{f_y} \right)_k$$

$f_t$  – wytrzymałość stali zbrojeniowej na rozciąganie,

$f_y$  – granica plastyczności stali zbrojeniowej.

Tabl. 1. Klasyfikacja gatunków stali zbrojeniowej według PN-EN 1992-1-1:2008

Klasa stali	Znak gatunku stali	Nominalna średnica prętów [mm]	Charakterystyczna granica plastyczności $f_{yk}$ lub $f_{0,2k}$ [MPa]	Wytrzymałość charakterystyczna stali na rozciąganie $f_t$ [MPa]
PN-EN 1992-1-1: 2008				
A	BST 500 KR	6 ÷ 12	500	550
	B 500 A	4 ÷ 16	500	550
	St 500 B	6 ÷ 14	500	550
	BST 500 S(A)	8 ÷ 32	500	550
	RB 500	6 ÷ 40	500	550
	RB 500 W	6 ÷ 40	500	550
B	BST 500 S(B)	8 ÷ 32	500	550
	RB 400	6 ÷ 40	400	440
	RB 400 W	6 ÷ 40	400	440
	RB 500 WZ	8 ÷ 32	500	550
	BST 500 WR	8 ÷ 32	500	550
	34GS	6 ÷ 32	410	550
C	B 500 SP	8 ÷ 32	500	575
	35G2Y	6 ÷ 20	410	550
	20G2VY-b	6 ÷ 28	490	590
Moduł sprężystości stali $E_s = 200 \cdot 10^3$ MPa				

Obecnie do zbrojenia betonu powszechnie stosuje się stal klasy C oznaczone znakiem jakości (nawalcowanym na powierzchni prętów). Jest to stal o podwyższonej ciągliwości i o charakterystycznej granicy plastyczności  $f_{yk} = 400 \div 600$  MPa (spełniającej wymagania Eurokodu 2).

Średnica prętów zbrojeniowych nośnych użytych do zbrojenia fundamentów powinna być większa od 12 mm, czyli:

$$d_{zbr} \geq 12 \text{ mm} \quad (15)$$

Rozstaw prętów zbrojeniowych  $s$ , mierzony w świetle, powinien spełniać następujący warunek (PN-EN 1992-1-1, s. 145):

$$s_{\min} \leq s \leq s_{\max}$$

gdzie:

$$s_{\min} \geq \max(d_{zbr}, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) \quad (16a)$$

$$s_{\max} \leq 250 \text{ mm} \quad (16b)$$

$d_g$  – maksymalny wymiar ziaren kruszywa w betonie

zatem:

$$\max(d_{zbr}, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) \leq s \leq 250 \text{ mm} \quad (16c)$$

Kobiak i Stachurski [6, str. 515], przy okazji omawiania metody Lebella, podają, że ze względu na przyczepność do betonu, rozstaw prętów zbrojeniowych nie powinien być większy od czwartej części wysokości użytecznej stopy ( $s_{\max} \leq 0,25 \cdot d$ ). Jednakże ograniczenie to (zbyt ostre) nie znalazło zastosowania przy ustalaniu rozstawu prętów zbrojeniowych stóp fundamentowych, które *notabene* układane są w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach.

Warto też zauważyć, że w przypadku przyjmowania zbrojenia stóp fundamentowych nie obowiązuje warunek minimalnego zbrojenia. Zwykle przyjęta ilość zbrojenia stóp fundamentowych jest mniejsza niż to wynika z warunku minimalnego procentu zbrojenia.

## KLASY BETONÓW

Stopy fundamentowe w zależności od wielkości i charakteru obciążenia wykonujemy z betonu lub z betonu zbrojonego (żelbetu). Jeżeli obciążenie jest niewielkie i osiowe, wówczas

wystarczy wykonać fundament z betonu. Natomiast gdy siła obciążająca jest znaczna, a w szczególności, gdy jest to obciążenie mimośrodowe, wówczas fundament należy wykonać z betonu zbrojonego (żelbetu).

W tabl. 2 zestawiono klasy wytrzymałości betonu i charakteryzujące je wartości oraz moduł sprężystości betonu, jak i odkształcenie betonu przy ścisaniu wywołane maksymalnym naprężeniem  $f_c$  (gdzie  $f_c$  wytrzymałość betonu na ścisanie).

W oznaczeniu stosowanym do klasy wytrzymałości betonu na ścisanie „C” oznacza beton zwykły, pierwsza liczba dotyczy wytrzymałości walcowej  $f_{ck}$ , a druga liczba wytrzymałości kostkowej  $f_{ck,cube}$ . Pozostałe wielkości występujące w tabl. 2 oznaczają:

$f_{ck}$  – charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ścisanie betonu po 28 dniach,

$f_{ck,cube}$  – charakterystyczna wytrzymałość kostkowa na ścisanie betonu po 28 dniach,

$f_{cm}$  – średnia wartość wytrzymałości walcowej betonu na ścisanie,

$f_{ctm}$  – średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie w stanie jednoosiowym,

$f_{ctk,0.05}$  – 5% wartość fraktalna osiowej wytrzymałości betonu na rozciąganie (kwantyl 5%),

$f_{ctk,0.95}$  – 95% wartość fraktalna osiowej wytrzymałości betonu na rozciąganie (kwantyl 95%),

$E_{cm}$  – sieczny moduł sprężystości betonu,

$\epsilon_{cl}$  – odkształcenie betonu przy ścisaniu wywołane maksymalnym naprężeniem  $f_c$  (gdzie  $f_c$  wytrzymałość betonu na ścisanie).

Wartości  $E_{cm}$  (podane w tabl. 2) są właściwe dla betonów z kruszyw kwarcytowych. Dla kruszyw wapiennych należy wartości te zmniejszyć o 10%, dla kruszyw piaszkowych zmniejszyć o 30%, a dla kruszyw bazaltowych zwiększyć o 20% [5].

W przeciętnych warunkach fundamenty (zarówno betonowe, jak i żelbetowe) wykonuje się z betonu C20/25. Jeżeli wymagana jest duża szczelność betonu lub gdy przewiduje się wczesne obciążenie fundamentu (przed osiągnięciem przez beton wytrzymałości 28 dniowej), wówczas stosujemy wyższe klasy betonu, na przykład C25/30, C30/37 lub jeszcze wyższe.

Tabl. 2. Klasy wytrzymałości betonu (PN-EN 1992-1-1; s. 26)

Właściwości	Klasy wytrzymałości [MPa]								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	12,0	16,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0
$f_{ck,cube}$	15,0	20,0	25,0	30,0	37,0	45,0	50,0	55,0	60,0
$f_{cm}$	20,0	24,0	28,0	33,0	38,0	43,0	48,0	53,0	58,0
$f_{ctm}$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0.05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0.95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
$E_{cm}$ [GPa]	27,0	29,0	30,0	31,0	32,0	34,0	35,0	36,0	37,0
$\epsilon_{cl}$ [%]	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,225	0,23	0,24	0,245

## PRZEBICIE STÓP FUNDAMENTOWYCH

Omówiona metoda wydzielonych wsporników prostokątnych (Gebauera) pozwala obliczyć zbrojenie stóp fundamentowych pracujących na zginanie. Ponadto w ogólnym przypadku wymagane jest obliczenie zbrojenia z warunku na przebicie fundamentu [11]. Jednakże w odniesieniu do stóp fundamentowych o wysokości ustalonej z warunku (1), a w szczególności z warunku (2), obliczenia na przebicie są zbędne, bowiem ich nośność na przebicie jest zachowana.

W przypadku stóp fundamentowych niskich, niespełniających warunku (1), należy sprawdzić nośność fundamentu na przebicie [11].

## UWAGI KOŃCOWE

Nie ma dokładnej metody obliczania zbrojenia zginanych stóp fundamentowych. Z metod przybliżonych na uwagę zasługuje metoda Gebauera (wydzielonych wsporników prostokątnych). Metoda ta odznacza się prostotą i daje wyniki powszechnie akceptowane. Nie bez znaczenia jest tu opinia Gorbunowa-Posadowa, który uważa, że należy ją stosować, bo metoda wydzielonych wsporników trapezowych daje zbyt małe momenty. Natomiast metoda Lebellego nie znalazła praktycznego zastosowania, gdyż jest bardziej złożona i daje zawyżone wyniki.

Wysokość żelbetowych stóp fundamentowych przyjmujemy z warunku (1) lub (2), dzięki czemu mają one dużą sztywność i nie są podatne na przebicie. Do formowania żelbetowych stóp fundamentowych na ogół wystarczy stosować beton C20/25.

## LITERATURA

1. Gorbunow-Posadow M. I.: Obliczanie konstrukcji na podłożu sprężystym. Budownictwo i Architektura, Warszawa 1956.
2. Gorbunow-Posadow M. I., Malikowa T. A., Wołomin W. I.: Raszczet konstrukcji na uprugom osnovani. Strojizdat, Moskwa (ros.), 1984
3. Grotkamp A.: Die Biegung quadratischer Einzelfundamente. Bauingenieur, nr 25/26, 1942.
4. Knauff M., Knyziak P.: Prosta metoda sprawdzenia fundamentów ze względu na przebicie. Przegląd Budowlany, 12/2013, 2013, 19-23.
5. Knauff M., Golubińska A., Knyziak P.: Tablice i wzory do projektowania konstrukcji żelbetowych z przykładami obliczeń. Wydanie drugie. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2014.
6. Kobiak J., Stachurski W.: Konstrukcje żelbetowe. Wydawnictwo Arkady Budownictwo – Sztuka – Architektura, 1958.
7. Kopciowski J.: Obliczanie żelbetowych łąw i stóp fundamentowych. Budownictwo Przemysłowe, nr 7/8, 1953.
8. Lebellego P.: Semelles de fondation en béton armé. Centre'Études Supérieurs, nr 9, 1934.
9. Lebellego P.: Association Industrielle des Ponts et Charpentes. T. IV, 1936.
10. Pieczyrak J.: Zginanie stóp fundamentowych. Politechnika Śląska. Wydział Budownictwa. Gliwice. Księga jubileuszowa z okazji 70-lecia Prof. dr hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego. 2003, 343-350.
11. Pieczyrak J.: Projektowanie stóp fundamentowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2018.
12. Pisarczyk S.: Fundamentowanie dla inżynierów budownictwa wodnego. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa, 2012.
13. Praca zbiorowa pod redakcją Rossińskiego B.: Budownictwo Betonowe tom IX. Fundamenty. Arkady, Warszawa, 1963.
14. Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2. Tom 2. Wydanie 10 rozszerzone. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2007.
15. PN-EN 1992-1-1:2008/NA: 2010 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.