

1. Opis techniczny

Ogólna charakterystyka obiektu budowlanego

Projekt techniczny stopy żelbetowej pod słup żelbetowy. Posadowienie podstawy stopy fundamentowej przewiduje się na głębokości $D_{min} = 1,0 [m]$.

Opis konstrukcji

Stopa monolityczna o wymiarach $B = 2,0 [m]$, $L = 3,0 [m]$, $d_f = 1,0 [m]$, o kształcie prostokątnym pod słup monolityczny o wymiarach $b_s = 0,6 [m]$, $l_s = 0,8 [m]$ hali przemysłowej zlokalizowanej w Warszawie (II strefa przemarzania wg PN/B-03020).

Materiały

- beton C20/25
- stal

Warunki gruntowo wodne

W podłożu stwierdzono dwa rodzaje gruntów, które zalegających na:

0,00 – 3,00 m - FSa – piasek drobny

3,00 – 10,00 m - clSa – piasek ilasty

Poziom wód gruntowych poniżej głębokości posadowienia fundamentu.

Izolacja

2. Ustalenia parametrów geotechnicznych podłoża

Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych zostały wyznaczone w bezpośrednich badaniach.

Charakterystyczne wartości parametrów warstw geotechnicznych

Rodzaj gruntu	Zasięg gruntu [m]	γ'_k [kN/m ³]	Φ'_k [°]	c_{uk} [kPa]	c'_k [kPa]
FSa	0,0 – 3,0	17,5	30,8	-	0
clSa	3,0 -10,0	20,1	13,3	75,0	9,2

γ'_k - efektywny ciężar objętościowy gruntu

Φ'_k - efektywny kąt tarcia wewnętrznego

c_{uk} - wytrzymałość przy szybkim ścinaniu bez odpływu

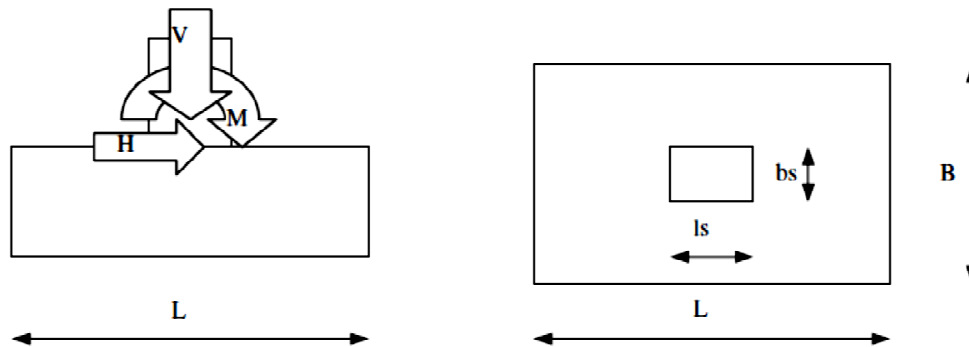
c'_k - efektywna spójność

Obliczeniowe wartości parametrów warstw geotechnicznych

Wartość obliczeniowa parametru geotechnicznego według Eurokodu7 dla podejścia obliczeniowego DA2 równa jest wartości charakterystycznej, ponieważ współczynnik materiałowy $\gamma_M = 1,0$.

3. Zestawienie obciążeń oraz założenie wymiarów

3.1. Przyjęcie wymiarów stopy fundamentowej i słupa



$$B = 2 [m] \quad L = 3 [m] \quad b_s = 0,6 [m] \quad l_s = 0,8 [m]$$

Wysokość fundamentu:

$$d_f = 0,9 \cdot s_{max}$$

$$s_b = \frac{B - b_s + 2 \cdot e_{sb}}{2} = \frac{2 - 0,6 + 0}{2} = 0,7 [m]$$

$$s_l = \frac{L - l_s + 2 \cdot e_{sl}}{2} = \frac{3 - 0,8 + 0}{2} = 1,1 [m]$$

$$d_f = 0,9 \cdot 1,6 = 0,99 \approx 1,0 [m]$$

$$d_f = 1,0 [m]$$

3.2. Ustalenie głębokości posadowienia D_{min}

Fundament usytuowany jest w gruncie niewysadzinowym, dlatego też do głębokości posadowienia nie uwzględniamy zasięgu przemarzania. Według obowiązujących w Polsce przepisów, w gruntach niewysadzinowych wymagane jest zagłębienie fundamentów równe 0.5 metra.

$$D_{min} = d_f = 1,0[m]$$

Fundament usytuowane w gruncie wysadzinowym, w celach bezpieczeństwa zaleca się obniżyć głębokości posadowienia fundamentu do zasięgu strefy przemarzania.

Właściwość	Grupa gruntów		
	Niewysadzinowy	Wątpliwy	Wysadzinowy
Rodzaj gruntu	<ul style="list-style-type: none"> • rumosż niegliniasty (KR) • żwir (Ż) • pospółka (Po) • piasek gruby (Pr) • piasek średni (Ps) • piasek drobny (Pd) • żużel nierozpadowy 	<ul style="list-style-type: none"> • piasek pylasty (P_{π}) • zwietrzelina gliniasta (KWg) • rumosż gliniasty (KRg) • żwir gliniasty (Żg) • pospółka gliniasta (Pog) 	<p>grunty mało wysadzinowe</p> <ul style="list-style-type: none"> • glina piaszczysta zwięzła (Gpz) • glina zwięzła (Gz) • il (I) • il piaszczysty (Ip) • il pylasty ($I\pi$) <p>Grunty bardzo wysadzinowe</p> <ul style="list-style-type: none"> • piasek gliniasty (PG) • pył piaszczysty ($\pi\pi$) • pył (π) • glina piaszczysta (Gp) • glina (G) • glina pylasta ($G\pi$) • il warstwowy

$$D_{min} \geq h_z [m]$$

W takim przypadku może wystąpić zasypanie fundamentu (grunt na odsadzkach h).

$$h = h_z - d_f [m]$$

Należy pamiętać, że fundament bezpośrednie (płytkie) uważa się taki, którego głębokość posadowienia jest mniejsza od jego szerokości.

3.3. Zestawienie obciążeń

	Pionowe [kN]	Poziome [kN]	Moment [kNm]
stałe	$V_{Gk} = 673$	$H_{GkL} = 73$	$M_{GkL} = 15$
zmiennie	$V_{Qk} = 27$	$H_{QkL} = 39$	$M_{QkL} = 42$

Obciążenia dodatkowe:

Wysokość warstwy gruntu na odsadzkach

$$h = D_{min} - d_f = 0[m]$$

Ciężar objętościowy gruntu na odsadzkach

$$V_{Gk1}(G_{g;k}) = (B \cdot L - b_s \cdot l_s) \cdot h \cdot \gamma'_k = 0 [kN]$$

Ciężar fundamentu

$$V_{Gk2}(G_{f;k}) = B \cdot L \cdot d_f + \gamma_{f;k} = 150 [kN]$$

$\gamma_{f;k} = 25 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$ - ciężar objętościowy żelbetu z betonem na kruszywie kamiennym, zagęszczony i zbrojony wg tab.Z1.6 pkt 13 PN-82/B-2001

Wartość obliczeniowa obciążenia pionowego:

$$V_{Gd} = \gamma_G \cdot V_{G;k} = 1,35 \cdot (673 + 150) = 1111,05 [kN]$$

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{G;k} + \gamma_Q \cdot V_{Q;k} = 1,35 \cdot (673 + 150) + 1,5 \cdot 27 = 1151,55 [kN]$$

Wartość momentu obciążającego fundament:

$$M_{Gd} = \gamma_G \cdot (M_{G;k} + H_{GkL} \cdot d_f) = 1,35 \cdot (15 + 73 \cdot 1,0) = 118,80 [kNm]$$

4. Wymiarowanie fundamentu na podstawie warunków I SGN

Sprawdzenie warunków stanu GEO w podejściu obliczeniowym DA2*

Współczynniki częściowe w podejściu obliczeniowym DA2*

$$A_1 + M_1 + R_2$$

Mimośrodowość oddziaływań stałych

$e_B = 0,0 [m]$ - obciążenia działają po długości fundamentu L

$$e_L = \frac{\sum M_{G;k}}{\sum V_{G;k}} = \frac{M_{G;k} + H_{G;k} \cdot d_f}{V_{G;k} + V_{G;k2}} = \frac{15 + 73 \cdot 1,0}{673 + 150} = 0,11 m$$

$$e_L \leq \frac{L}{6}$$

$$0,11 < 0,66 [m]$$

Wypadkowa sił oddziaływań stałych znajduje się w rdzeniu przekroju fundamentu – nie ma potrzeby przesuwania osi fundamentu względem osi słupa ($e_{sb} = e_{sl} = 0 m$)

$$q_{Ed} = \frac{V_{Gd}}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_{Gd}}{B \cdot L^2}$$

$$q_{Ed,max} = \frac{1111,05}{2 \cdot 3} + \frac{6 \cdot 118,80}{2 \cdot 3^2} = 224,78 kPa$$

$$q_{Ed,min} = \frac{1111,05}{2 \cdot 3} - \frac{6 \cdot 118,80}{2 \cdot 3^2} = 145,58 kPa$$

$$\frac{q_{Ed,max}}{q_{Ed,min}} \leq A$$

Przyjęto $A=3$ ze względu na wysokie wartości endometrycznych modułów ścisłości gruntu ($M_0 > 20 MPa$) oraz małą wrażliwością konstrukcji na nierównomierne odkształcenia podłoża.

$$\frac{q_{Ed,max}}{q_{Ed,min}} = \frac{224,78}{145,58} = 1,54 \leq 3 = A$$

Mimośrodowość oddziaływań stałych i zmiennych

$e_B = 0,0 [m]$ - obciążenia działają po długości fundamentu L

$$e_L = \frac{M_{G;k} + M_{Q;k} + (H_{G;k} + H_{Q;k}) \cdot d_f - e_{sl}(V_{G;k} + V_{G;k1} + V_{G;k2} + V_{Q;k})}{V_{G;k} + V_{G;k1} + V_{G;k2} + V_{Q;k}}$$

$$= \frac{15 + 42 + (73 + 39) \cdot 1,0 - 0,0}{673 + 0 + 150 + 27} = 0,20 m$$

$$e_L \leq \frac{L}{4}$$

$$0,2 < 0,75 m$$

Zgodnie z zaleceniem PN-EN 1997-1 pkt 6.5.4. wypadkowa siła oddziaływań nie przekracza maksymalnego mimośrod, przekroczenie którego wymagałoby podjęcia specjalnych środków ostrożności.

$$e_{max} \leq \frac{B}{3}$$

$$e_{max} = \frac{B}{3} = \frac{2}{3} [m]$$

Efektywne wymiary fundamentu

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 2,0 [m] \quad L' = L - 2 \cdot e_L = 3,0 - 0,40 = 2,60 [m]$$

$$A' = B' \cdot L' = 5,20 [m]$$

4.1. Sprawdzenie warunku na wypieranie gruntu przez fundament

Aby zachować stateczność na wypieranie gruntu przez fundament należy spełnić warunek:

$$V_d \leq R_d$$

4.1.1. Sprawdzenie warunku nośności dla FSa – „z odpływem”

W przypadku zalegania gruntów niespoistych w poziomie posadowienia muru obliczenia prowadzone są dla gruntu „z odpływem”.

Obciążenie jednostkowe w poziomie posadowienia

$$q' = D_{min} \cdot \gamma'_k = 1,0 \cdot 17,5 = 17,5 [kN/m^2]$$

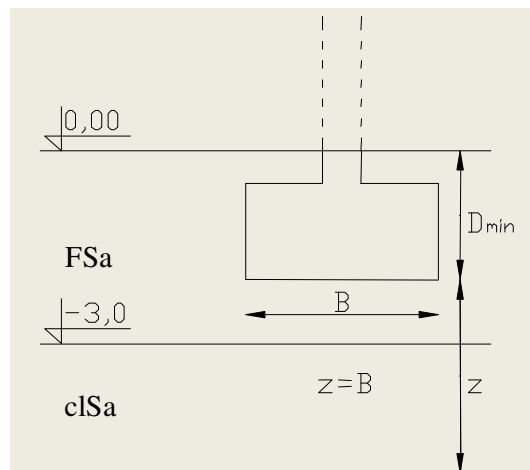
Ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu posadowienia

- średnia ważona do poziomu z = B

$$\gamma_k' = \frac{2,0 \cdot \gamma'_{k,I}}{2,0} = 17,50 [kN/m^2]$$

*) gdy B = 3,0 m $D_{min} = 2m$ $d_f = 1,5 m$

$$\gamma_k' = \frac{1,0 \cdot \gamma'_{k,I} + 2,0 \cdot \gamma'_{k,II}}{3,0}$$



Efektywne (zredukowane) wymiary podstawy fundamentu

$$e_L = 0,20 [m]$$

$$L' = 2,60 [m]$$

$$e_B = 0,00 [m]$$

$$B' = 2,00 [m]$$

$$L' > B' \Rightarrow H_k \parallel L'$$

Współczynniki nośności

$$N_q = e^{\pi \cdot (tg\Phi')} \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right) = e^{\pi \cdot (tg30,8)} \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{30,8}{2} \right) = 20,16$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\Phi' \quad \text{dla } \delta \geq \frac{\Phi'}{2}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (20,16 - 1) \cdot tg(30,8) = 22,28$$

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot tg\Phi')^2 = (1 - 0 \cdot tg(30,8))^2 = 1,0$$

$\alpha = 0^\circ$ – kąt nachylenia podstawy fundamentu do poziomu

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot tg\Phi'} = 0$$

Współczynniki kształtu fundamentu prostokątnego wynoszą:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \sin\Phi' = 1 + \frac{2,0}{2,6} \cdot \sin(30,8) = 1,40 [-]$$

$$s_q = 1 + \sin\Phi' \Rightarrow \text{dla kwadratu i koła}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \cdot \frac{2}{2,6} = 0,77 [-]$$

$$s_\gamma = 0,7 \Rightarrow \text{dla kwadratu i koła}$$

Współczynnik nachylenia wypadkowej obciążenia oblicza się według równań:

$$L' > B' \Rightarrow H_k \parallel L' \rightarrow m$$

$$m = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + \frac{2,6}{2}}{1 + \frac{2,6}{2,0}} = 1,43$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_k}{V_{G:k} + A' \cdot c' \cdot ctg\Phi'}\right]^m = \left[1 - \frac{73 + 39}{823,0 + 0}\right]^{1,43} = 0,81$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_k}{V_{G:k} + A' \cdot c' \cdot ctg\Phi'}\right]^{m+1} = \left[1 - \frac{112,0}{823,0}\right]^{2,43} = 0,70$$

Jednostkowy opór charakterystyczny podłoża (w warunkach z odpływem)

$$R_k = A' \cdot (c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_k \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)$$

$$R_k = 5,2 \cdot (17,5 \cdot 20,16 \cdot 1,4 \cdot 0,81 + 0,5 \cdot 17,50 \cdot 2,0 \cdot 22,28 \cdot 0,77 \cdot 0,70) = 3173,20 \text{ [kN]}$$

$$R_d = \frac{R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d\}}{\gamma_R} = \frac{3173,20}{1,4} = 2266,57 \text{ [kN]}$$

Zgodnie z warunkiem:

$$V_d \leq R_d$$

$$1151,55 \leq 2266,57 \text{ [kN]}$$

Warunek spełniony

Nie występuje wypieranie gruntu spod fundamentu.

Zapas jest zbyt duży (współczynnik wykorzystania nośności $v = \frac{V_d}{R_d} = \frac{1151,55}{2266,57} = 0,51$ jest dużo mniejszy od wymaganego $v \geq 0,90$).

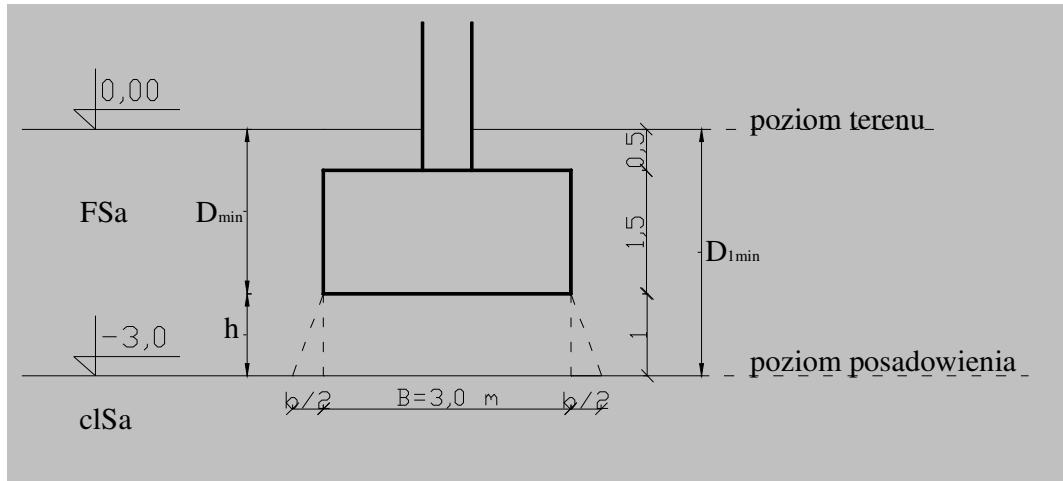
4.1.2. Sprawdzenie warunku nośności dla cISa – „bez odpływu”

Sprawdzenie nośności II warstwy zostanie przeprowadzone zgodnie z wytycznymi normy PN-81/B-03020, jak dla fundamentu zastępczego.

A. Sprawdzenie sytuacji przejściowej

W sytuacji przejściowej miarodajna do oceny oporu granicznego podłoża jest wytrzymałość na ścinanie bez odpływu $c_{u;k}$; kąt tarcia wewnętrzny przyjmuje się $\Phi = 0,0$.

Parametry całkowite.



Wymiary podstawy i głębokości posadowienia „fundamentu” zastępczego

$$B_1 = B + b,$$

$$L_1 = L + b,$$

$$D_{1min} = D_{min} + h = 1,0 + 2,0 = 3,0 \text{ m}$$

W tym przypadku grunt jest sypki oraz $h = 2,0 \leq B = 2,0$, wobec tego

$$\text{Dla: } \left. \begin{array}{l} h \leq B \quad \text{to } b = \frac{h}{3} \\ h > B \quad \text{to } b = \frac{2}{3}h \end{array} \right\} b = \frac{h}{3} = \frac{2}{3} = 0,6(6) \text{ [m]}$$

$$B_1 = B + b = 2,0 + 0,67 = 2,67 \text{ [m]} \quad L_1 = 3,0 + 0,67 = 3,67 \text{ [m]}$$

$$A_1 = B_1 \cdot L_1 = 9,78 \text{ [m]}$$

Ciężar fundamentu zastępczego (bryły gruntu o objętości $B_1 \cdot L_1 \cdot h$)

$$G'_{f;k} = 2,67 \cdot 3,67 \cdot 2,0 \cdot 17,5 = 342,96 \text{ [kN]}$$

Charakterystyczna wartość obciążenia działającego na strop cISa

$$V'_{Gk} = \sum V_{Gk} + G'_{f;k} = 1111,05 + 342,96 = 1454,01 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia działającego na strop cISa

$$V'_d = \gamma_{G, \text{niekorzystne}} \cdot V'_{G;k} + \gamma_Q \cdot V_{Q;k} = 1,35 \cdot 1454,01 + 1,5 \cdot 27 = 2003,42 \text{ [kN]}$$

Opór graniczny podłoża

$$\frac{R_k}{A'} = (\pi + 2) \cdot c_{u;k} \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Całkowity nacisk nadkładu w poziomie posadowienia fundamentu zastępczego (strop cISa)

$$q = D_{1min} \cdot \gamma'_k = 3,0 \cdot 17,5 = 52,5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

Mimośród obciążenia w poziomie zastępczego fundamentu

$$e'_L = \frac{V_k \cdot e_L + H_k \cdot h}{V'_{Gk}} = \frac{850,0 \cdot 0,2 + 112 \cdot 1,5}{1454,01} = 0,23 \text{ [m]}$$

$$e'_B = 0,0 \text{ [m]}$$

Zredukowane wymiary fundamentu zastępczego

$$B'_1 = B_1 - 2 \cdot e'_B = 2,67 \text{ [m]}$$

$$L'_1 = L_1 - 2 \cdot e'_L = 3,67 - 0,46 = 3,21 \text{ [m]}$$

zachodzi $L'_1 > B'_1$, więc $H_k \parallel L'_1$

Współczynniki kształtu fundamentu prostokątnego wynoszą:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{B'_1}{L'_1} \right) = 1 + 0,2 \cdot \frac{2,67}{3,21} = 1,17 \text{ [-]}$$

$$s_c = 1,2 \Rightarrow \text{dla kwadratu i koła}$$

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu:

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{\pi + 2} = 1 - \frac{2 \cdot 0}{\pi + 2} = 1,0 \text{ [-]}$$

Współczynnik wpływu nachylenia obciążenia:

$$i_c = 0,5 \left\{ 1 + [1 - H_k / (A'_1 \cdot c_{u;k})]^{0,5} \right\} = 0,5 \cdot \left\{ 1 + [1 - 73,0 / (8,57 \cdot 75)]^{0,5} \right\} = 0,97 \text{ [-]}$$

$$H_k \leq A' \cdot c_{u;k}$$

$$73,0 \leq 642,80$$

Wartość oporu podłoża

$$R_k = A'_1 \cdot (\pi + 2) \cdot c_{u;k} \cdot s_c \cdot i_c + q = 8,57 \cdot (\pi + 2) \cdot 75,0 \cdot 1,17 \cdot 0,97 + 52,5 \\ = 3044,64 \text{ [kN]}$$

$$R_d = \frac{R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d\}}{\gamma_R} = \frac{R_k}{1,4} = \frac{3803,07}{1,4} = 2716,48 \text{ [kN]}$$

Sprawdzenie warunku nośności

$$V'_d \leq R_d$$

$$2003,42 \leq 2716,48 \text{ [kN]}$$

Zapas jest wystarczający (współczynnik wykorzystania nośności $v = \frac{V'_d}{R_d} = \frac{2003,42}{2716,48} = 0,74$ jest mniejszy od wymaganego $v \geq 0,90$). Należy zmniejszyć wymiary fundamentu wymiary fundamentu.

Warunek spełniony

B. Sytuacja obliczeniowa trwała

$$G_{f;k} = 150,0 \text{ [kN]} \quad G_{g;k} = 0 \text{ [kN]}$$

$$B_1 = 2,67 \text{ [m]} \quad L_1 = 3,21 \text{ [m]} \quad D_{1min} = 3,0 \text{ [m]}$$

$$\gamma_{h;k} = 17,5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

Ciężar fundamentu zastępczego

$$G'_{f;k} = 342,96 \text{ [kN]}$$

Charakterystyczna wartość obciążenia działającego na strop ciSa (przekazywanego przez fundament zastępczy)

$$V'_k = 1454,01 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia działającego na strop ciSa

$$V'_d = 2003,42 \text{ [kN]}$$

Opór graniczny podłoża

Stosuje się wzór dla warunków „z odpływem”:

$$R_k = A' \cdot (c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_k \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)$$

Nacisk nadkładu w poziomie posadowienia fundamentu zastępczego (strop cisa)

$$q' = 3,0 \cdot 17,5 = 52,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu posadowienia (do $z = B_1$)

$$\gamma'_k = \frac{2,0 \cdot 17,5 + 0,67 \cdot 20,1}{2,67} = 18,15 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

Mimośrodowość obciążenia względem środka podstawy fundamentu

$$e_L = 0,0 \text{ [m]} \quad e'_B = 0,23 \text{ [m]}$$

Zredukowane wymiary fundamentu zastępczego

$$B'_1 = 2,67 \text{ [m]} \quad L'_1 = 3,21 \text{ [m]}$$

zachodzi $L'_1 > B'_1$, więc $H_k \parallel L'_1$

Współczynnik nośności dla warstwy II

$$N_q = e^{\pi \cdot (tg\Phi')} \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right) = e^{\pi \cdot (tg13,3)} \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{13,3}{2} \right) = 3,36 \text{ [-]}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\Phi' = (3,36 - 1) \cdot ctg13,3 = 9,8 \text{ [-]}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\Phi' = 2 \cdot (3,36 - 1) \cdot tg(13,3) = 1,12 \text{ [-]}$$

Współczynniki kształtu fundamentu prostokątnego wynoszą:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'_1}{L'_1} \right) \cdot \sin\Phi' = 1 + \frac{2,67}{3,21} \cdot \sin(13,3) = 1,20 \text{ [-]}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'_1}{L'_1} \right) = 1 - 0,3 \cdot \frac{2,67}{3,21} = 0,75 \text{ [-]}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,2 \cdot 3,36 - 1}{3,36 - 1} = 1,28 \text{ [-]}$$

Współczynnik wpływu nachylenia obciążenia:

$$m = \frac{2 + \frac{L'_1}{B'_1}}{1 + \frac{L'_1}{B'_1}} = \frac{2 + \frac{2,67}{3,21}}{1 + \frac{2,67}{3,21}} = 1,55$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_k}{V_{G:k} + A_1' \cdot c' \cdot ctg\Phi'} \right]^m = \left[1 - \frac{73 + 39}{1250,8} \right]^{1,55} = 0,97$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_k}{V_{G:k} + A_1' \cdot c' \cdot ctg\Phi'} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{112,0}{1250,8} \right]^{2,55} = 0,96$$

$$i_c = 0,5 \left\{ 1 + \left[1 - H_k / (A_1' \cdot c_{u;k}) \right]^{0,5} \right\} = 0,5 \cdot \left\{ 1 + \left[1 - 73,0 / (13,93 \cdot 75) \right]^{0,5} \right\} = 0,98 [-]$$

$$H_k \leq A' \cdot c_{u;k}$$

$$73,0 \leq 642,75$$

Wartość oporu podłoża

$$R_k = A_1' \cdot (c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_k' \cdot B_1' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)$$

$$R_k = 8,57 \cdot (9,2 \cdot 9,8 \cdot 1,28 \cdot 0,98 + 52,5 \cdot 3,36 \cdot 1,2 \cdot 0,97 + 0,5 \cdot 18,15 \cdot 2,67 \cdot 1,12 \cdot 0,75 \cdot 0,96) = 2896,36 \text{ [kN]}$$

$$R_d = \frac{R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d\}}{\gamma_R} = \frac{2896,36}{1,4} = 2068,83 \text{ [kN]}$$

Sprawdzenie warunku nośności

$$V'_d \leq R_d$$

$$2003,42 \leq 2068,83 \text{ [kN]}$$

Warunek spełniony

Zapas jest wystarczający (współczynnik wykorzystania nośności $v = \frac{V_d}{R_d} = \frac{2068,83}{2003,42} = 0,97$ jest większy od wymaganego $v \geq 0,90$). **Przyjęte wymiary fundamentu spełniają powyższe warunki.**

4.2. Sprawdzanie stateczności na przesunięcie (poślizg)

W poziomi posadowienia

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

$$\sum V_k = V_{G;k} + V_{Q;k} + V_{G;k1} + V_{G;k2} = 673 + 27 + 0 + 150 = 850 \text{ [kN]}$$

$$H_{G;k} = 73,0 \text{ [kN]} \quad H_d = H_{G;k} \cdot \gamma_G = 73,0 \cdot 1,35 = 98,55 \text{ [kN]}$$

$$R_d = \frac{\sum V_k \cdot \text{tg} \Phi'}{\gamma_{R,h}} = \frac{850 \cdot \text{tg} 30,8}{1,1} = 460,64 \text{ [kN]}$$

$$R_{p,d} = 0 \text{ [kN]}$$

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

$$98,55 \leq 460,64$$

Warunek spełniony. Poślizg nie wystąpi.

***)w przypadku poślizgu w warstwie spoistej. Przykład dr hab. inż. Piotra Srokosza**

3.4.7. Stan przejściowy w warunkach bez odpływu (GEO2) – poślizg fundamentu

Ze względów wg pkt. 3.4.6. sprawdzono nośność podłoża w warunkach wytrzymałości przejściowej bez uwzględnienia zjawiska rozpraszania nadwyżki ciśnienia w porach gruntu, stosując formułę na jednostkowy opór graniczny wg PN-EN 1997-1 pkt 6.5.3.:

$$R_{k,h} = A_c \cdot c_u$$

3.4.7.1. Pole nacisku fundamentu na podłoże.

$$e_B = 0 \text{ m}$$

$$e_L = 0,17 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3,00}{6} = 0,50 \text{ m}$$

Ponieważ mimośrodowość :

wskazują na położenie wypadkowej siły wszystkich oddziaływań w rdzeniu przekroju, cała podstawa

fundamentu jest dociskana do podłoża (naprężenia mają jednakowy znak), zatem pole docisku fundamentu do podłoża

$$B_c = B = 2.0\text{m}$$

$$L_c = L = 3.0\text{m}$$

$$A_c = B_c \cdot L_c = 2.0 \cdot 3.0 = 6.00\text{m}^2$$

3.4.7.2. Wypadkowy, charakterystyczny opór podłoża

$$R_{k,h} = A_c \cdot c_u = 6.00 \cdot 76.10 = 456.60\text{kN}$$

3.4.7.3. Wypadkowy, obliczeniowy opór podłoża

$$R_{d,h} = \frac{R_{k,h}}{\gamma_{R,h}} = \frac{456.60}{1.1} = 415.10\text{kN}$$

3.4.7.4. Całkowite, obliczeniowe oddziaływanie poziome

$$H_d \leq R_{d,h}$$

$$H_d = 172.60\text{kN} \leq R_{d,h} = 415.10\text{kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

Zgodnie z PN-EN 1997-1 pkt 6.5.3., jeśli fundament posadowiony jest na gruncie spoistym, niezdrutowanym i pomiędzy powierzchnią podstawy fundamentu i to podłożu może dostać się woda i/lub powietrze, to powinien być spełniony dodatkowy warunek:

$$H_d \leq 0.4 \cdot V_d$$

$$H_d = 172.60\text{kN} \leq 0.4 \cdot 1438.96 = 575.58\text{kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

3.4.9. Stan trwały w warunkach z odpływem (GEO2) – poślizg fundamentu

Zastosowano formułę na wypadkowy opór graniczny wg PN-EN 1997-1 pkt 6.5.3.:

$$R_{k,h} = V_k \cdot \tan(\delta_k)$$

3.4.9.1. Wartość charakterystyczna kąta tarcia w kontakcie fundament-podłożu gruntowe

Według PN-EN 1997-1 pkt 6.5.3. kąt tarcia w kontakcie fundament-podłoże powinien odpowiadać wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu podłoża w warunkach ścinania ze stałą objętością:

$$\delta_k = \kappa \cdot \Phi_{cvk}$$

gdzie: $\kappa=1.0$ w przypadku fundamentów wykonywanych na miejscu budowy, $\kappa=0.67$ w przypadku fundamentów prefabrykowanych. Projektowany fundament będzie wykonywany na miejscu budowy, wartość charakterystyczna $\Phi_{cvk}=11.4^\circ$ (wg pkt. 2.1.):

$$\delta_k = 1.0 \cdot 11.4 = 11.4^\circ$$

$$\tan(\delta_k) = \tan(11.4) = 0.20$$

3.4.9.2. Wypadkowy, charakterystyczny opór podłoża wg pkt. 3.4.4. $V_k = 1059.27\text{kN}$ wg pkt.

$$3.4.4. V_k = 1059.27\text{kN}$$

$$R_{k,h} = V_k \cdot \tan(\delta_k) = 1059.27 \cdot 0.20 = 211.85\text{kN}$$

3.4.9.3. Wypadkowy, obliczeniowy opór podłoża

$$R_{d,h} = \frac{R_{k,h}}{\gamma_{R,h}} = \frac{211.85}{1.1} = 192.59\text{kN}$$

3.4.9.4. Całkowite, obliczeniowe oddziaływanie poziome wg pkt. 3.4.7.4. $H_d = 172.60\text{kN}$

3.4.9.5. Warunek nośności podłoża

$$H_d \leq R_{d,h}$$

$$H_d = 172.60\text{kN} \leq R_{d,h} = 192.59\text{kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

- wykorzystanie nośności podłoża:

$$\frac{H_d}{R_{d,h}} \cdot 100\% = \frac{172.60}{192.59} \cdot 100\% = 89.62\% \approx 90\%$$

- zapas bezpieczeństwa wynosi 10%.

5. Sprawdzenie warunków II SGU (SLS)

Według PN-EN 1997-1, pkt 6.6.1.(5), sprawdzenie warunków II SGU należy przeprowadzać na obliczeniowych wartościach oddziaływań.

5.1. Maksymalne osiadanie fundamentów

W wyniku analizy stratygrafii podłoża oraz układu obciążeń działających na fundamenty przyjęto, że maksymalne osiadania podłoża gruntowego wystąpią pod stopą fundamentową nr 5.

5.1.1. Osiadanie stopy fundamentowej nr 5

5.1.1.1. Założenia obliczeniowe

Zgodnie z zaleceniami PN-EN 1997-1 Załącznik informacyjny F, pkt F.1., do wyznaczenia osiadań zastosowano metodę sumowania odkształceń warstw podłoża.

Zgodnie z PN-EN 1997-1, pkt 6.6.2.(16) w przypadku posadowienia obiektu na gruntach spoiстых zaleca się sprawdzenie wartości stosunku nośności przejściowej do oddziaływania pionowego:

$$R_{d,v} = 2716,48 [kN] \text{ wg pkt 4.1.2A}$$

$$V_d = 1151,55 [kN] \text{ wg pkt 4.1.1}$$

$$\frac{R_{d,v}}{V_d} = \frac{2716,48}{1151,55} = 2,36 [kN]$$

- przy wartości stosunku **większej od 3** można pominąć obliczenia osiadania
- przy wartości **od 3 do 2** stosujemy model podłoża o stałej sztywności
- przy wartości **mniejszej od 2** powinno się uwzględnić efekt nieliniowej sztywności podłoża

Ze względu na brak informacji na temat ilościowej zmienności sztywności podłoża w funkcji jego obciążenia (naprężenia), zastosowano model podłoża o stałej sztywności.

W obliczeniach osiadania fundamentu obliczeniowego pominięto wpływ obciążenia pochodzącego od sąsiadujących fundamentów. Wymiary dna wykopu: $B_w = 2,4m$, $L_w = 3,4m$.

Zgodnie z PN-EN 1997-1, pkt 6.6.2.(15), przyjęto liniowy rozkład nacisku podstawy fundamentu na podłoże.

4.1.1.2. Rozkład nacisku podstawy fundamentu na podłoże

$$V_d = 1151,55 [kN]$$

$$B = 2,0 [m]$$

$$L = 3,0 [m]$$

$$d_f = 1,0 [m]$$

Oddziaływania wg pkt. 3.3.

$$q_{Ed} = \frac{V_d}{B \cdot L} \mp \frac{6 \cdot M_d}{B \cdot L^2}$$

$$\bar{q}_{Ed} = \frac{V_d}{B \cdot L} = \frac{1151,55}{2 \cdot 3} = 191,93 \text{ [kPa]}$$

$$M_d = (M_{Gk} + H_{Gk} \cdot d_f) \cdot \gamma_{G,niekorzystne} + (M_{Qk} + H_{Qk} \cdot d_f) \cdot \gamma_{G,niekorzystne}$$

$$= (15,0 + 73,0 \cdot 1,0) \cdot 1,35 + (42,0 + 39,0 \cdot 1,0) \cdot 1,5 = 240,30 \text{ [kN]}$$

$$q_{Ed \min} = \frac{1151,55}{2,0 \cdot 3,0} - \frac{6 \cdot 240,30}{2,0 \cdot 3,0^2} = 111,83 \text{ [kN]}$$

$$q_{Ed \max} = \frac{1151,55}{2,0 \cdot 3,0} + \frac{6 \cdot 240,30}{2,0 \cdot 3,0^2} = 272,03 \text{ [kN]}$$

4.1.1.3. Osiadanie długotrwałe – konsolidacyjne w warunkach z odpływem

Zgodnie z zapisem w PN-EN 1997-1, Załącznik informacyjny F, pkt F.4, do obliczenia osiadań konsolidacyjnych zastosowano model jednoosiowego stanu odkształceń. Obliczenia osiadania podłoża zaleca się prowadzić do głębokości, w której naprężenia od obciążenia fundamentem nie przekraczają 20% naprężeń pierwotnych, tzn. spełniony jest warunek:

$$\sigma_{zq} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zy}$$

- obciążenie podłoża gruntem usuniętym z wykopu

$$\bar{q} = \gamma_k \cdot D_{min} \cdot \gamma_{G,korzystne} = 17,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 17,5 \text{ [kPa]}$$

- dyskretyzacja podłoża: przyjęto podział na 2 paski obliczeniowe o miąższości 1m w warstwie I i 6 pasków obliczeniowych o miąższości 1,0m w warstwie II

- wartości składowej pionowej **naprężenia pierwotnego w środkach pasków**

$$z_{\gamma i} = D_{min} + z_i \qquad \sigma_{z\gamma i} = \gamma_{ki} \cdot z_{\gamma i}$$

$$\text{Pasek nr 1: warstwa I, } z_{\gamma 1} = 1,0 + \frac{1,0}{2} = 1,5m \quad \sigma_{z\gamma 1} = 17,5 \cdot 1,5 = 26,25 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 2: warstwa I, } z_{\gamma 2} = 1,0 + 1,0 + \frac{1,0}{2} = 2,5m \quad \sigma_{z\gamma 2} = 17,5 \cdot 2,5 = 43,75 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 3: warstwa II, } z_{\gamma 3} = 1,0 + 2,0 + \frac{1,0}{2} = 3,5m \quad \sigma_{z\gamma 3} = (2,0 + 1,0) \cdot 17,5 + 20,1 \cdot \frac{1,0}{2} =$$

$$62,55 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 4: warstwa II, } z_{\gamma 4} = 3,0 + \frac{1,0}{2} + 1,0 = 4,5m \quad \sigma_{z\gamma 4} = 3,0 \cdot 17,5 + 20,1 \cdot \left(\frac{1,0}{2} + 1,0\right) = 82,65 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 5: warstwa II, } z_{\gamma 5} = 3,0 + \frac{1,0}{2} + 2,0 = 5,5m \quad \sigma_{z\gamma 5} = 3,0 \cdot 17,5 + 20,1 \cdot \left(\frac{1,0}{2} + 2,0\right) = 102,75 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 6: warstwa II, } z_{\gamma 6} = 3,0 + \frac{1,0}{2} + 3,0 = 6,5m \quad \sigma_{z\gamma 6} = 3,0 \cdot 20,1 + 17,5 \cdot \left(\frac{1,0}{2} + 3,0\right) = 122,85 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 7: warstwa II, } z_{\gamma 7} = 3,0 + \frac{1,0}{2} + 4,0 = 7,5m \quad \sigma_{z\gamma 7} = 3,0 \cdot 20,1 + 17,5 \cdot \left(\frac{1,0}{2} + 4,0\right) = 142,95 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 8: warstwa II, } z_{\gamma 8} = 3,0 + \frac{1,0}{2} + 5,0 = 8,5m \quad \sigma_{z\gamma 8} = 3,0 \cdot 20,1 + 17,5 \cdot \left(\frac{1,0}{2} + 5,0\right) = 163,05 \text{ kPa}$$

- wartość składowej pionowej **naprężenia od obciążenia dna wykopu usuniętym gruntem**
(w środku pasków)

$$\bar{\sigma}_{z\gamma i} = \bar{q} \cdot \eta_{mi}$$

η_m – współczynnik zaniku naprężeń pod środkiem prostokątnego obszaru obciążonego obciążeniem równomiernie rozłożonym, wg PN-81/B-03020, Załącznik 2, pkt. 2.

$$\eta_m = \frac{2}{\pi} \left(\arctg \left(\frac{\xi}{2 \cdot \Psi \cdot \sqrt{1 + \xi^2 + 4 \cdot \Psi^2}} \right) + \frac{2 \cdot \xi \cdot \Psi}{\sqrt{1 + \xi^2 + 4 \cdot \Psi^2}} \cdot \left(\frac{1}{1 + 4 \cdot \Psi^2} + \frac{1}{\xi^2 + 4 \cdot \Psi^2} \right) \right)$$

$$\xi = \frac{L_w}{B_w}, \quad \Psi = \frac{z}{B_w}$$

$$\xi = \frac{3,4}{2,4} = 1,42$$

(pominięto podstawianie wartości ξ i Ψ do wzoru na η_m - proszę użyć arkusza kalkulacyjnego)

$$\text{Pasek nr 1: warstwa I, } z_1 = \frac{1,0}{2} = 0,5m \quad \eta_m = 0,969$$

$$\Psi = \frac{z_1}{B_w} = \frac{0,5}{2,4} = 0,21 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 1} = 17,5 \cdot 0,969 = 16,95 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 2: warstwa I, } z_2 = \frac{1,0}{2} + 1,0 = 1,5m \quad \eta_m = 0,664$$

$$\Psi = 0,63 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 2} = 11,62 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 3: warstwa II, } z_3 = \frac{1,0}{2} + 2,0 = 2,5m \quad \eta_m = 0,395$$

$$\Psi = 1,04 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 3} = 6,92 \text{ kPa}$$

$$\text{Pasek nr 4: warstwa II, } z_4 = \frac{1,0}{2} + 3,0 = 3,5m \quad \eta_m = 0,246$$

$$\Psi = 1,46 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 4} = 4,30 \text{ kPa}$$

Pasek nr 5: warstwa II, $z_5 = \frac{1,0}{2} + 4,0 = 4,5\text{m}$ $\eta_m = 0,163$

$$\Psi = 1,88 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 5} = 2,89 \text{ kPa}$$

Pasek nr 6: warstwa II, $z_6 = \frac{1,0}{2} + 5,0 = 5,5\text{m}$ $\eta_m = 0,115$

$$\Psi = 2,29 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 6} = 2,01 \text{ kPa}$$

Pasek nr 7: warstwa II, $z_7 = \frac{1,0}{2} + 6,0 = 6,5\text{m}$ $\eta_m = 0,085$

$$\Psi = 2,71 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 7} = 1,49 \text{ kPa}$$

Pasek nr 8: warstwa II, $z_8 = \frac{1,0}{2} + 7,0 = 7,5\text{m}$ $\eta_m = 0,065$

$$\Psi = 3,15 \quad \bar{\sigma}_{z\gamma 8} = 1,14 \text{ kPa}$$

- wartości składowej pionowej **naprężenia od dociążenia dna wykopu** fundamentem (w środkach pasków)

$$\sigma_{zqi} = q_s \cdot \eta_{si}$$

$$q_s = q_{Ed} = 191,93 \text{ kPa}$$

η_s – współczynnik zaniku naprężeń pod środkiem sztywnego, prostokątnego fundamentu, wg PN-81/B-03020, Załącznik 2, pkt. 2.

$$\eta_s = \frac{2}{\pi} \left(\arctg \left(\frac{\xi}{\Psi \cdot \sqrt{1 + \xi^2 + \Psi^2}} \right) + \frac{\Psi}{\xi} \cdot \left(\sqrt{1 + \Psi^2} + \sqrt{\xi^2 + \Psi^2} - \sqrt{1 + \xi^2 + \Psi^2} - \Psi \right) \right)$$

$$\xi = \frac{L}{B}, \quad \Psi = \frac{z}{B}$$

$$\xi = \frac{3,0}{2,0} = 1,5$$

(pominięto podstawianie wartości ξ i Ψ do wzoru na η_s - proszę użyć arkusza kalkulacyjnego)

Pasek nr 1: warstwa I, $z_1 = 0,5\text{m}$ $\eta_s = 0,76$ $\Psi = \frac{z_1}{B} = \frac{0,5}{2,0} = 0,25$

$$\sigma_{zq1} = 191,93 \cdot 0,76 = 146,14 \text{ kPa} > 0,2 \cdot \sigma_{z\gamma 1} = 0,2 \cdot 26,25 = 5,25 \text{ kPa}$$

Pasek nr 2: warstwa I, $z_2 = 1,5\text{m}$ $\eta_s = 0,44$ $\Psi = \frac{z_2}{B} = 0,75$

$$\sigma_{zq2} = 191,93 \cdot 0,44 = 83,71 \text{ kPa} > 0,2 \cdot \sigma_{z\gamma 2} = 0,2 \cdot 43,75 = 8,75 \text{ kPa}$$

Pasek nr 3: warstwa II, $z_3 = 2,5\text{m}$ $\eta_s = 0,26$ $\Psi = \frac{z_3}{B} = 1,25$

$$\sigma_{zq3} = 191,93 \cdot 0,26 = 50,00 \text{ kPa} > 0,2 \cdot \sigma_{z\gamma 3} = 0,2 \cdot 62,55 = 12,51 \text{ kPa}$$

Pasek nr 4: warstwa II, $z_4 = 3,5\text{m}$ $\eta_s = 0,17$ $\Psi = \frac{z_4}{B} = 1,75$

$$\sigma_{zq4} = 53,76 \text{ kPa} > 0,2 \cdot \sigma_{zy4} = 0,2 \cdot 82,65 = 16,53 \text{ kPa}$$

Pasek nr 5: warstwa II, $z_5 = 4,5\text{m}$ $\eta_s = 0,11$ $\Psi = \frac{z_5}{B} = 2,25$

$$\sigma_{zq5} = 21,67 \text{ kPa} > 0,2 \cdot \sigma_{zy5} = 0,2 \cdot 102,75 = 20,55 \text{ kPa}$$

Pasek nr 6: warstwa II, $z_6 = 5,5\text{m}$ $\eta_s = 0,08$ $\Psi = \frac{z_6}{B} = 2,75$

$$\sigma_{zq6} = 15,51 \text{ kPa} < 0,2 \cdot \sigma_{zy6} = 0,2 \cdot 122,85 = 24,57 \text{ kPa}$$

Pasek nr 7: warstwa II, $z_7 = 6,5\text{m}$ $\eta_s = 0,06$ $\Psi = \frac{z_7}{B} = 3,25$

$$\sigma_{zq7} = 11,57 \text{ kPa} < 0,2 \cdot \sigma_{zy7} = 0,2 \cdot 142,95 = 28,59 \text{ kPa}$$

Pasek nr 8: warstwa II, $z_8 = 7,5\text{m}$ $\eta_s = 0,05$ $\Psi = \frac{z_8}{B} = 3,75$

$$\sigma_{zq8} = 8,93 \text{ kPa} < 0,2 \cdot \sigma_{zy8} = 0,2 \cdot 163,05 = 32,61 \text{ kPa}$$

Obliczanie osiadania można zakończyć na 5 pasku.

- wartości składowej pionowej naprężenia dodatkowego (w środku pasków)

$$\sigma_{zdi} = \sigma_{zqi} - \bar{\sigma}_{zyi}; \quad \sigma_{zdi} \geq 0$$

Pasek nr 1: warstwa I, $\sigma_{zd1} = \sigma_{zq1} - \bar{\sigma}_{zy1} = 146,14 - 16,95 = 129,19 \text{ kPa}$

Pasek nr 2: warstwa I, $\sigma_{zd2} = \sigma_{zq2} - \bar{\sigma}_{zy2} = 83,71 - 11,62 = 72,10 \text{ kPa}$

Pasek nr 3: warstwa II, $\sigma_{zd3} = \sigma_{zq3} - \bar{\sigma}_{zy3} = 50,00 - 6,92 = 43,08 \text{ kPa}$

Pasek nr 4: warstwa II, $\sigma_{zd4} = \sigma_{zq4} - \bar{\sigma}_{zy4} = 31,91 - 4,30 = 27,60 \text{ kPa}$

Pasek nr 5: warstwa II, $\sigma_{zd5} = \sigma_{zq5} - \bar{\sigma}_{zy5} = 21,67 - 2,89 = 18,81 \text{ kPa}$

Pasek nr 6: warstwa II, $\sigma_{zd6} = \sigma_{zq6} - \bar{\sigma}_{zy6} = 15,51 - 2,01 = 13,49 \text{ kPa}$

Pasek nr 7: warstwa II, $\sigma_{zd7} = \sigma_{zq7} - \bar{\sigma}_{zy7} = 11,57 - 1,49 = 10,09 \text{ kPa}$

Pasek nr 8: warstwa II $\sigma_{zd8} = \sigma_{zq8} - \bar{\sigma}_{zy8} = 8,93 - 1,14 = 7,79 \text{ kPa}$

- wartość składowej pionowej naprężenia wtórnego (w środku pasków)

a) jeśli $\sigma_{zdi} \geq 0$ to $\sigma_{zsi} = \bar{\sigma}_{zyi}$,

b) jeśli $\sigma_{zdi} < 0$ to $\sigma_{zsi} = \sigma_{zqi}$,

W projekcie zachodzi przypadek a), zatem: $\sigma_{zsi} = \bar{\sigma}_{zyi}$,

- wartości osiadań gruntu objętego paskami obliczeniowymi

Zastosowano formułę na szacowanie wartości osiadania wg PN-81/B-03020, pkt 3.5.3.:

$$s_i = \frac{\sigma_{zdi} \cdot h_i}{M_{0i}} + \frac{\sigma_{zsi} \cdot h_i}{M_i}$$

- wartość modułów dla warstwy I wg pkt. 2.1.: $M_{0I} = 22\text{MPa}$, $M_I = 31\text{MPa}$
 - wartość modułów dla warstwy II wg pkt. 2.2.: $M_{0II} = 105\text{MPa}$, $M_{II} = 120\text{MPa}$
- Odczytane z normy PN-81/B-03020, pkt 3.4.5.

- h_i – grubość warstwy i

$$\text{Pasek nr 1: warstwa I, } s_1 = \frac{129,19 \cdot 1,0}{22000} + \frac{16,95 \cdot 1,0}{31000} = 6,42 \cdot 10^{-3} m = 6,42 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 2: warstwa I, } s_2 = \frac{72,10 \cdot 1,0}{22000} + \frac{11,62 \cdot 1,0}{31000} = 3,65 \cdot 10^{-3} m = 3,65 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 3: warstwa II, } s_3 = \frac{43,08 \cdot 1,0}{105000} + \frac{6,92 \cdot 1,0}{120000} = 0,47 \cdot 10^{-3} m = 0,47 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 4: warstwa II, } s_4 = \frac{27,60 \cdot 1,0}{105000} + \frac{4,30 \cdot 1,0}{120000} = 0,30 \cdot 10^{-3} m = 0,30 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 5: warstwa II, } s_5 = \frac{18,81 \cdot 1,0}{105000} + \frac{2,89 \cdot 1,0}{120000} = 0,20 \cdot 10^{-3} m = 0,20 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 6: warstwa II, } s_6 = \frac{13,49 \cdot 1,0}{105000} + \frac{2,01 \cdot 1,0}{120000} = 0,15 \cdot 10^{-3} m = 0,15 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 7: warstwa II, } s_7 = \frac{10,091 \cdot 1,0}{105000} + \frac{1,49 \cdot 1,0}{120000} = 0,01 \cdot 10^{-3} m = 0,01 \text{ mm}$$

$$\text{Pasek nr 8: warstwa II } s_8 = \frac{7,79 \cdot 1,0}{105000} + \frac{1,14 \cdot 1,0}{120000} = 0,01 \cdot 10^{-3} m = 0,01 \text{ mm}$$

- osiadanie gruntu pod fundamentem

- osiadanie gruntu pod fundamentem

$$s = \sum s_i = 6,42 + 3,65 + 0,47 + 0,3 + 0,20 + 0,15 + 0,01 + 0,01 = 11,21 \text{ mm}$$

4.1.1.4. Osiadanie długotrwałe związane z pełzaniem gruntu

Obliczenia osiadania podłoża w pkt. 4.1.1.3. przeprowadzono stosując wartości modułów odkształcenia wyznaczone w warunkach konsolidacji filtracyjnej i pełzania. Pominięto odrębne obliczenia wartości osiadań związanych ze zjawiskiem pełzania gruntu.

4.1.1.5. Warunek maksymalnego osiadania

Dopuszczalne wartości osiadań wg PN-EN 1997-1, pkt 2.4.8., powinny być zawarte w załączniku krajowym. Według załącznika krajowego PN-EN 1997-1:2008/Ap2, pkt. NA.3.2. Załącznika H, tab. NA.3 graniczne osiadanie dla powierzchni stosowanych konstrukcji budynków wynosi $s_{max} = 50\text{mm}$

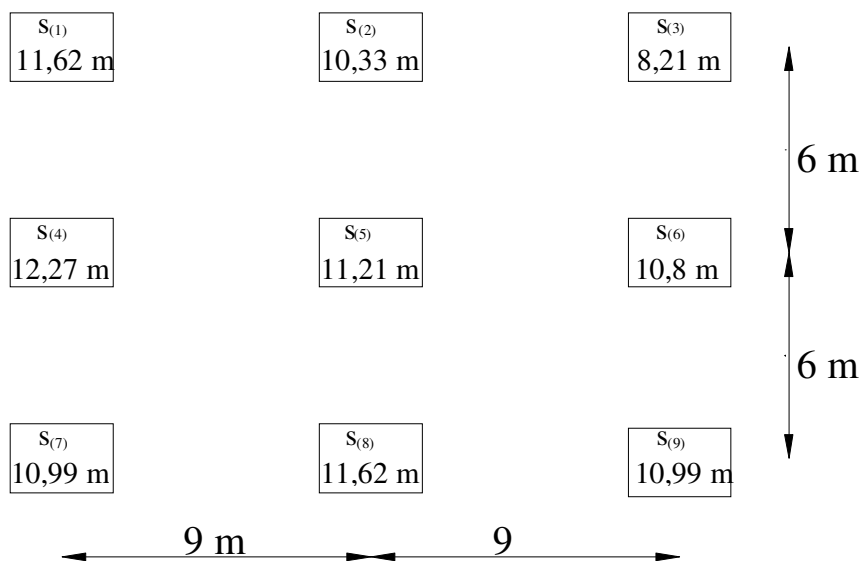
$$s = 11,21 \text{ mm} < s_{max} = 50\text{mm}$$

Warunek spełniony

4.1.2. Osiadanie pozostałych stóp fundamentowych

- osiadanie środkowej stopy (nr 5): $s = 11,21 \text{ mm}$

-osiadanie wszystkich fundamentów:



4.2. Średnie osiadanie fundamentów

Według PN-81/B-03020, pkt 3.4.6., średnie osiadanie fundamentów powinno być obliczane jako średnia ważona ich osiadań, gdzie wagami są pola powierzchni poszczególnych fundamentów.

$$\bar{s} = \frac{\sum s_{(i)} \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Ze względu na przyjęcie jednakowych wymiarów dla pozostałych stóp fundamentowych:

$$\begin{aligned} \bar{s} &= \frac{\sum s_{(i)}}{n} = \frac{11,62 + 10,33 + 8,21 + 12,27 + 11,21 + 10,08 + 10,99 + 11,62 + 10,99}{9} \\ &= \frac{96,29}{9} = 10,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

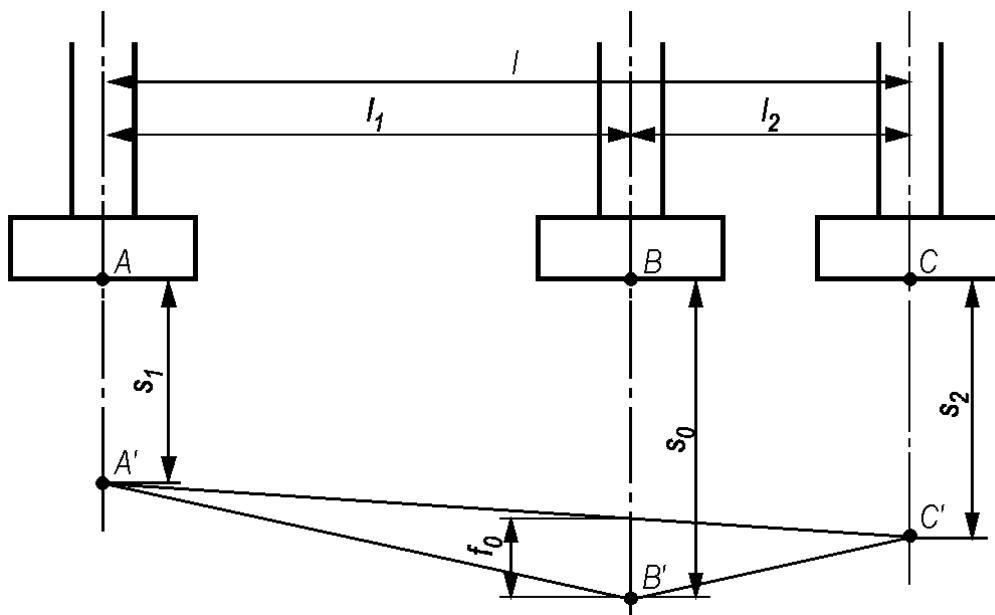
$$s = 10,89 \text{ mm} < s_{max} = 50 \text{ mm}$$

Warunek spełniony

4.3. Strzałka ugięcia

Zastosowano formułę wg PN-81/B-03020, pkt 3.4.6.:

$$\Delta = \frac{1}{l} (l \cdot s_0 - l_1 \cdot s_2 - l_2 \cdot s_1)$$



Sprawdzono wszystkie kombinacje trójek stóp znajdujących się w linii prostej na planie fundamentów:

Stopy nr 1-2-3: $\Delta = \frac{1}{18} (18,0 \cdot 10,33 - 9,0 \cdot 8,21 - 9,0 \cdot 11,62) = 0,385 \text{ mm}$

Stopy nr 4-5-6: $\Delta = \frac{1}{18} (18,0 \cdot 11,21 - 9,0 \cdot 10,8 - 9,0 \cdot 12,27) = -0,33 \text{ mm}$

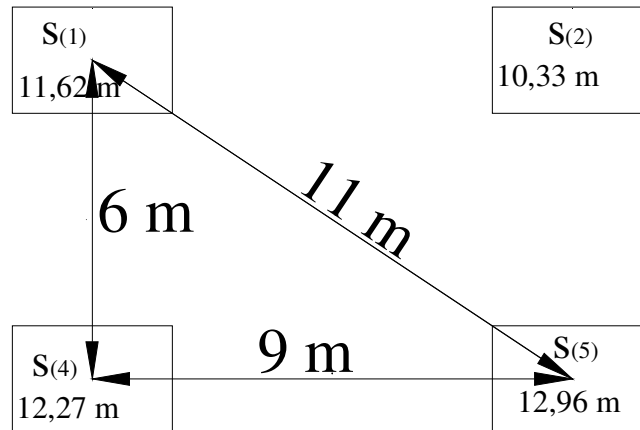
Stopy nr 7-8-9: $\Delta = \frac{1}{18} (18,0 \cdot 11,62 - 9,0 \cdot 10,99 - 9,0 \cdot 10,99) = 0,62 \text{ mm}$

Stopy nr 1-4-7: $\Delta = \frac{1}{12} (12,0 \cdot 12,27 - 6,0 \cdot 10,99 - 6,0 \cdot 11,62) = 0,96 \text{ mm}$

Stopy nr 2-5-8: $\Delta = \frac{1}{12} (12,0 \cdot 11,21 - 6,0 \cdot 11,62 - 6,0 \cdot 10,33) = 0,24 \text{ mm}$

Stopy nr 3-6-9: $\Delta = \frac{1}{12} (12,0 \cdot 10,8 - 6,0 \cdot 10,99 - 6,0 \cdot 8,21) = 1,2 \text{ mm}$

Stopy nr 1-5-9: $\Delta = \frac{1}{11,2} (22,0 \cdot 11,21 - 11,0 \cdot 10,99 - 11,0 \cdot 11,62) = 1,65 \text{ mm}$



Stopy nr 3-5-7:
$$\Delta = \frac{1}{11,2} (22,0 \cdot 11,21 - 11,0 \cdot 10,99 - 11,0 \cdot 8,21) = 1,61 \text{ mm}$$

Dopuszczalna wartość strzałki ugięcia wg zał. Krajowego PN-EN 1997-1:2008/Ap2, pkt NA.3.2.

Załącznik H, tab. NA.3.: $\Delta_{max} = 10 \text{ mm}$

$$\max(\Delta) = 1,65 \text{ mm} < \Delta_{max} = 10 \text{ mm}$$

Warunek spełniony

4.4. Przechylenie budowli

Zastosowano formułę wg PN-81/B-03020, pkt 3.4.6. (aproxymacja 2D płaszczyzną wartości osiadań wszystkich fundamentów):

$$\omega = \sqrt{a^2 + b^2}$$

w której wartości a i b (odchylenie prostej prostopadłej do płaszczyzny aproxymacyjnej w kierunku x i y) wyznacza się z układu równań:

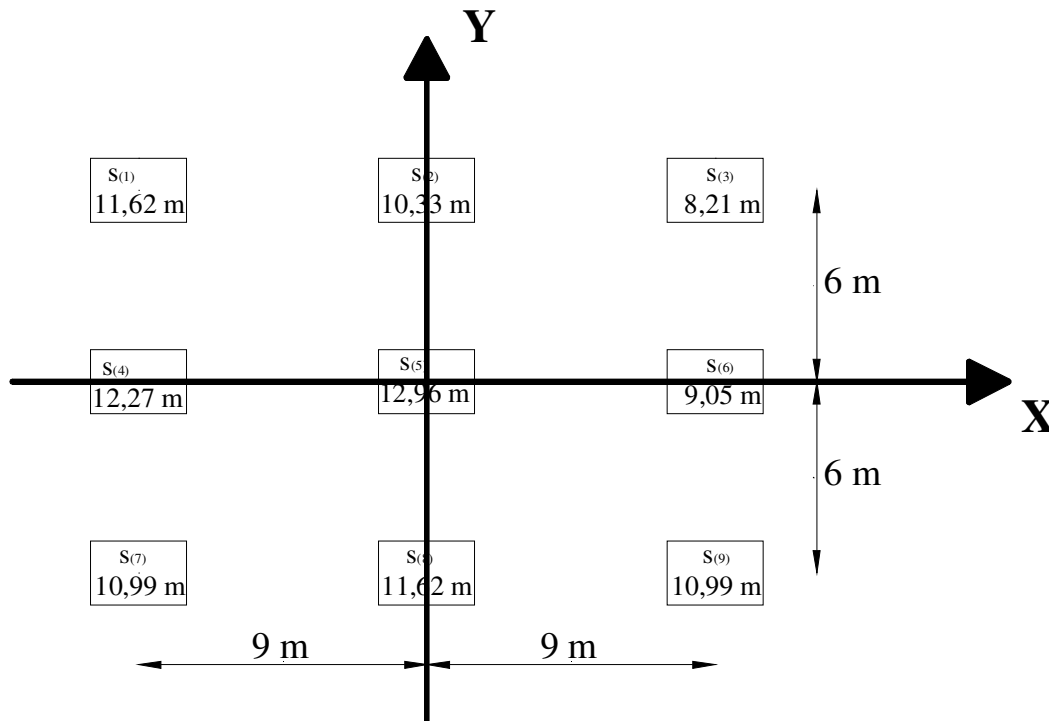
$$a \sum x_j^2 + b \sum x_j y_j + c \sum x_j = \sum x_j s_j$$

$$a \sum x_j y_j + b \sum y_j^2 + c \sum y_j = \sum y_j s_j$$

$$a \sum x_j + b \sum y_j + nc = \sum s_j$$

gdzie, n to liczba stóp fundamentowych (n=9) a x i y to współrzędne środków fundamentów względem założonego układu współrzędnych.

Przyjęty układ współrzędnych względem fundamentów:



- układ równań:

$$\sum x_j^2 = (-9)^2 + 0^2 + 9^2 + (-9)^2 + 0^2 + 9^2 + (-9)^2 + 0^2 + 9^2 = 486$$

$$\sum x_j y_j = (-9) \cdot 6 + 0 \cdot 6 + 9 \cdot 6 + (-9) \cdot 0 + 0 \cdot 0 + 9 \cdot 0 + (-9) \cdot (-6) + (-9) \cdot 0 + (-9) \cdot 6 = 0$$

$$\sum y_j^2 = 6^2 + 6^2 + 6^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + (-6)^2 + (-6)^2 + (-6)^2 = 216$$

$$\sum x_j = (-9) + 0 + 9 + (-9) + 0 + 9 + (-9) + 0 + 9 = 0$$

$$\sum y_j = 6 + 6 + 6 + 0 + 0 + 0 + (-6) + (-6) + (-6) = 0$$

$$\sum x_j s_j = (-9) \cdot 0,01162 + 0 \cdot 0,01033 + 9 \cdot 0,00821 + (-9) \cdot 0,01227 + 0 \cdot 0,01121 + 9 \cdot 0,01008 + (-9) \cdot 0,01099 + 0 \cdot 0,01162 + 9 \cdot 0,01099 = -0,9498$$

$$\sum x_j s_j = 6 \cdot 0,01162 + 6 \cdot 0,01033 + 6 \cdot 0,00821 + 0 \cdot 0,01227 + 0 \cdot 0,01121 + 0 \cdot 0,01008 + (-6) \cdot 0,01099 + (-6) \cdot 0,01162 + (-6) \cdot 0,01099 = -0,6141$$

$$\sum s_j = 0,01162 + 0,01033 + 0,00821 + 0,01227 + 0,01121 + 0,01008 + 0,01099 + 0,01162 + 0,01099 = 0,19695$$

$$\begin{cases} 486 \cdot a + 0 \cdot b + 0 \cdot c = -0,94984 \\ 0 \cdot a + 216 \cdot b + 0 \cdot c = -0,6141 \\ 0 \cdot a + 0 \cdot b + 9 \cdot c = 0,19695 \end{cases}$$

Rozwiązaniem układu jest trójka liczb:

$$\begin{cases} a = -0.0019544 = -1,95 \cdot 10^{-3} \\ b = -0.0028431 = -1,84 \cdot 10^{-3} \\ c = 0.02188333 = 2,1 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

Kąt przechylenia budowli:

$$\omega = \sqrt{a^2 + b^2} = \sqrt{(-1,95 \cdot 10^{-3})^2 + (-1,84 \cdot 10^{-3})^2} = 2,686 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \approx 0,0027 \text{ rad}$$

Dopuszczalna wartość przechylenia budowli wg załącznika krajowego PN-EN 1997-1:2008/Ap2, pkt NA.3.2. Załącznik H, tab. NA.3: $\omega_{max} = 0.003 \text{ rad}$

$$\omega = 0.0027 \text{ rad} < \omega_{max} = 0.003 \text{ rad}$$

Warunek spełniony