

1. Opis techniczny

2. Parametry geotechniczne

Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych zostały wyznaczone w bezpośrednich badaniach przeprowadzonych przez firmę GEOLAB na zlecenie Inwestora.

2.1. Charakterystyczne wartości parametrów warstwy geotechnicznej I (siCL)

- parametry wytrzymałościowe
 - efektywny kąt tarcia wewnętrznego $\Phi'_k = 15.9^\circ$
 - efektywna spójność $c'_k = 21.7$ kPa
 - wytrzymałość przy szybkim ścinaniu bez odpływu $c_{uk} = 76.1$ kPa
 - kąt tarcia wewnętrznego przy ścinaniu ze stałą objętością $\Phi_{cvk} = 11.4^\circ$
- parametry odkształceniowe
 - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej $M_0 = 22$ MPa
 - edometryczny moduł ścisłości wtórnej $M = 31$ MPa
- cechy fizyczne
 - ciężar objętościowy $\gamma_k = 20.2$ kN/m³

2.2. Charakterystyczne wartości parametrów warstwy geotechnicznej II (MSa)

- parametry wytrzymałościowe
 - efektywny kąt tarcia wewnętrznego $\Phi'_k = 35.4^\circ$
 - efektywna spójność $c'_k = 0.0$ kPa
 - wytrzymałość przy szybkim ścinaniu bez odpływu $c_{uk} = -$ kPa
- parametry odkształceniowe
 - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej $M_0 = 105$ MPa
 - edometryczny moduł ścisłości wtórnej $M = 120$ MPa
- cechy fizyczne
 - ciężar objętościowy $\gamma_k = 17.5$ kN/m³

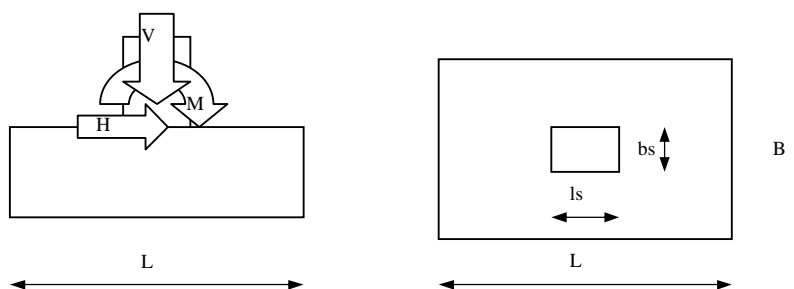
3. Wymiarowanie fundamentu na podstawie warunków I SGN (ULS)

3.1. Zestawienie obciążeń

Obciążenie	Pionowe	Poziome	Moment
Stałe	$V_{Gk} = 783 \text{ kN}$	$H_{GkL} = 76 \text{ kN}$	$M_{GkL} = 6 \text{ kNm}$
Zmienne	$V_{Qk} = 90 \text{ kN}$	$H_{QkL} = 42 \text{ kN}$	$M_{QkL} = 41 \text{ kNm}$
Wyjątkowe	$V_{Ak} = 13 \text{ kN}$	$H_{AkL} = 7 \text{ kN}$	$M_{AkL} = 8 \text{ kNm}$

3.2. Przyjęcie wymiarów stopy

Przyjęto fundament żelbetowy o wymiarach w rzucie: $B=2$ i $L=3$ m (wymiary słupa $b_s = 0.4$ m, $l_s = 0.6$ m).



Wysokość fundamentu:

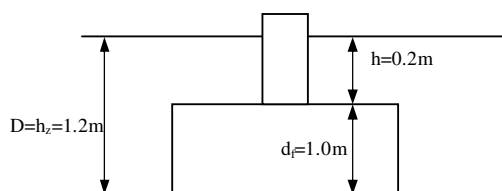
$$d_f \approx 0.9s$$

$$s_b = \frac{B - b_s + 2e_{sb}}{2} = \frac{2.0 - 0.4 + 0}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$$s_l = \frac{L - l_s + 2e_{sl}}{2} = \frac{3.0 - 0.6 + 0}{2} = 1.2 \text{ m}$$

przyjęto $d_f = 0.9 \cdot 1.2 = 1.08 \approx 1.0$ m.

3.3. Obciążenia dodatkowe



Wysokość warstwy gruntu na odsadzkach:

$$h = h_z - d_f = 1.20 - 1.00 = 0.20 \text{ m}$$

Ciężar gruntu na odsadzkach (założono, że ciężar objętościowy zasypki jest taki sam, jak gruntu warstwy I):

$$V_{Gk1} = (B \cdot L - b_s \cdot l_s) \cdot h \cdot \gamma = (2.0 \cdot 3.0 - 0.4 \cdot 0.6) \cdot 0.2 \cdot 20.2 = 23.27 \text{ kN}$$

Ciężar fundamentu (przyjęto ciężar objętościowy żelbetu z betonu na kruszywie kamiennym, zagęszczony i zbrojony wg Tab.Z1.6. pkt.13. PN-82/B-2001, $\gamma_{fk}=25\text{kN/m}^3$):

$$V_{Gk2} = B \cdot L \cdot d_f \cdot \gamma_{fk} = 2.0 \cdot 3.0 \cdot 1.0 \cdot 25.0 = 150.00\text{kN}$$

3.4. Sprawdzenie warunków stanu GEO w podejściu obliczeniowym DA2*

3.4.1. Współczynniki częściowe w podejściu obliczeniowym DA2

Zgodnie z zaleceniami poprawki do normy PN-EN 1997-1:2008/Ap2 pkt NA.2.6. (informacyjny załącznik krajowy) do sprawdzenia stanów granicznych GEO przyjęto podejście obliczeniowe DA2, które wg PN-EN 1997-1 pkt 2.4.7.3.4.3 nakazuje stosować następującą kombinację współczynników częściowych:

$$A1+M1+R2$$

t.j. wg Załącznika normatywnego A PN-EN 1997-1, pkt A.3.: Tab.A.3., Tab.A.4 i Tab.A.5

$$A1: \begin{cases} \gamma_{G,\text{niekorzystne}} = 1.35 \\ \gamma_{G,\text{korzystne}} = 1.00 \\ \gamma_{Q,\text{niekorzystne}} = 1.50 \\ \gamma_{Q,\text{korzystne}} = 0.00 \\ \gamma_{A,\text{niekorzystne}} = 1.00 \\ \gamma_{A,\text{korzystne}} = 0.00 \end{cases} \quad M1: \begin{cases} \gamma_{M,\tan(\phi')} = 1.00 \\ \gamma_{M,c'} = 1.00 \\ \gamma_{M,cu} = 1.00 \\ \gamma_{M,\gamma} = 1.00 \end{cases} \quad R2: \begin{cases} \gamma_{R,v} = 1.40 \\ \gamma_{R,h} = 1.10 \end{cases}$$

Obliczeniowe wartości oddziaływań:

$$E_d = E_{Gk} \cdot \gamma_G + E_{Qk} \cdot \gamma_Q + E_{Ak} \cdot \gamma_A$$

3.4.2. Mimośrodowość oddziaływań stałych

Zgodnie z zaleceniami poprawki do normy PN-EN 1997-1:2008/Ap2 pkt NA.2.6. wyznaczając opór graniczny podłoża należy stosować charakterystyczne wartości oddziaływań (podejście obliczeniowe DA2*).

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

$$e_L = \frac{M_{Gk} + H_{Gk} \cdot d_f}{V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2}} = \frac{6.00 + 76.00 \cdot 1.00}{783.00 + 23.27 + 150.00} = 0.09\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{3.00}{6} = 0.50\text{m}$$

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

Ekstremalne wartości ciśnień wywieranych przez fundament i obciążenia stałe na podłoże gruntowe, przy założeniu ich liniowego rozkładu. Przyjęto, że wszystkie oddziaływania działają niekorzystnie na nośność podłoża pod fundamentem.

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

$$V_{Gd} = (V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2}) \cdot \gamma_{G,\text{niekorzystne}} = (783.00 + 23.27 + 150.00) \cdot 1.35 = 1290.96\text{kN}$$

$$M_{Gd} = (M_{Gk} + H_{GkL} \cdot d_f) \cdot \gamma_{G, niekorzystne} = (6.00 + 76.00 \cdot 1.00) \cdot 1.35 = 110.70 \text{ kNm}$$

$$q_{Ed \max} = \frac{1290.96}{2.0 \cdot 3.0} \pm \frac{6 \cdot 110.70}{2.0 \cdot 3.0^2} = 252.06 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed \min} = \frac{1290.96}{2.0 \cdot 3.0} - \frac{6 \cdot 110.70}{2.0 \cdot 3.0^2} = 178.26 \text{ kPa} > 0$$

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

Przyjęto $A=3$ ze względu na wysokie wartości edometrycznych modułów ścisłości gruntu ($M_0 > 20 \text{ MPa}$) oraz małą wrażliwość konstrukcji na nierównomierne odkształcenia podłoża.

$$\frac{252.06}{178.26} = 1.41 \leq A = 3$$

3.4.3. Mimośrodowość oddziaływań stałych i zmiennych

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

$$e_L = \frac{M_{Gk} + M_{Qk} + (H_{Gk} + H_{Qk}) \cdot d_f - e_{sl} \cdot (V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2} + V_{Qk})}{V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2} + V_{Qk}} =$$

$$= \frac{6.00 + 41.00 + (76.00 + 42.00) \cdot 1.00 - 0.00}{783.00 + 23.27 + 150.00 + 90.00} = 0.16 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{3.00}{4} = 0.75 \text{ m}$$

Wypadkowa siła oddziaływań stałych znajduje się w rdzeniu uogólnionym przekroju fundamentu.

3.4.4. Mimośrodowość oddziaływań stałych, zmiennych i wyjątkowych

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

$$V_k = V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2} + V_{Qk} + V_{Ak} = 783.00 + 23.27 + 150.00 + 90.00 + 13.00 = 1059.27 \text{ kN}$$

$$e_L = \frac{M_{Gk} + M_{Qk} + M_{Ak} + (H_{Gk} + H_{Qk} + H_{Ak}) \cdot d_f - e_{sl} \cdot V_k}{V_k} =$$

$$= \frac{6.00 + 41.00 + 8.00 + (76.00 + 42.00 + 7.00) \cdot 1.00 - 0.00}{1059.27} = 0.17 \text{ m} < \frac{L}{3} = \frac{3.00}{3} = 1.00 \text{ m}$$

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

3.4.5. Efektywne wymiary fundamentu

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 2.00 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 3.00 - 2 \cdot 0.17 = 2.66 \text{ m}$$

Efektywne pole fundamentu:

$$A' = B' \cdot L' = 2.00 \cdot 2.66 = 5.32 \text{ m}^2$$

Proporcje wymiarów efektywnych:

$$\frac{L'}{B'} = \frac{2.66}{2.00} = 1.33 \quad \frac{B'}{L'} = \frac{2.00}{2.66} = 0.75$$

3.4.6. Stan przejściowy w warunkach bez odpływu (GEO1) – wyparcie gruntu spod fundamentu

Ze względu na spoisty charakter materiału gruntowego znajdującego się w podłożu fundamentu oraz ze względu na brak informacji dotyczących terminu przyłożenia docelowego obciążenia, 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, Załącznik informacyjny D, pkt D.3:

$$\frac{R_{k,v}}{A'} = (\Pi + 2) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q$$

3.4.6.1. Współczynnik kształtu podstawy fundamentu

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 + 0.2 \cdot 0.75 = 1.15$$

3.4.6.2. Współczynnik nachylenia obciążenia

warunek maksymalnego oddziaływania poziomego na podłoże:

$$H_k \leq A' \cdot c_u$$

$$H_k = H_{Gk} + H_{Qk} + H_{Ak} = 76.00 + 42.00 + 7.00 = 125.00 \text{ kN} \leq A' \cdot c_u = 5.32 \cdot 76.10 = 404.85 \text{ kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_k}{A' \cdot c_u}} \right) = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{125.00}{404.85}} \right) = 0.92$$

3.4.6.3. Współczynnik nachylenia podstawy fundamentu

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\Pi + 2}$$

podstawa fundamentu jest pozioma, tzn. $\alpha = 0$ rad:

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot 0}{\Pi + 2} = 1.00$$

3.4.6.4. Obciążenie jednostkowe w płaszczyźnie posadowienia fundamentu

$$q = D \cdot \gamma = 1.20 \cdot 20.2 = 24.24 \text{ kPa}$$

3.4.6.5. Jednostkowy, charakterystyczny opór podłoża

$$\frac{R_{k,v}}{A'} = (\Pi + 2) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q = (\Pi + 2) \cdot 76.10 \cdot 1.15 \cdot 0.92 \cdot 1.00 + 24.24 = 438.21 \text{ kPa}$$

3.4.6.6. Wypadkowy, charakterystyczny opór podłoża

$$R_{k,v} = \frac{R_{k,v}}{A'} \cdot A' = 438.21 \cdot 5.32 = 2331.27 \text{ kN}$$

3.4.6.7. Wypadkowy, obliczeniowy opór podłoża

$$R_{d,v} = \frac{R_{k,v}}{\gamma_{R,v}} = \frac{2331.27}{1.4} = 1665.19 \text{ kN}$$

3.4.6.8. Całkowite, obliczeniowe oddziaływanie pionowe

$$\begin{aligned} V_d &= (V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2}) \cdot \gamma_{G, \text{niekorzystne}} + V_{Qk} \cdot \gamma_{Q, \text{niekorzystne}} + V_{Ak} \cdot \gamma_{A, \text{niekorzystne}} = \\ &= (783.00 + 23.27 + 150.00) \cdot 1.35 + 90.00 \cdot 1.50 + 13.00 \cdot 1.00 = 1438.96 \text{ kN} \end{aligned}$$

3.4.6.9. Warunek nośności podłoża

$$\begin{aligned} V_d &\leq R_{d,v} \\ V_d &= 1438.96 \text{ kN} \leq R_{d,v} = 1665.19 \text{ kN} \end{aligned}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

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

Ponieważ mimośrodowość :

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

$$e_L = 0.17 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3.00}{6} = 0.50 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} H_d &= H_{Gk} \cdot \gamma_{G, \text{niekorzystne}} + H_{Qk} \cdot \gamma_{Q, \text{niekorzystne}} + H_{Ak} \cdot \gamma_{A, \text{niekorzystne}} = \\ &= 76.00 \cdot 1.35 + 42.00 \cdot 1.50 + 7.00 \cdot 1.00 = 172.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

3.4.7.5. Warunek nośności podłoża

$$\begin{aligned} H_d &\leq R_{d,h} \\ H_d &= 172.60 \text{ kN} \leq R_{d,h} = 415.10 \text{ kN} \end{aligned}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

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

$$\begin{aligned} H_d &\leq 0.4 \cdot V_d \\ H_d &= 172.60 \text{ kN} \leq 0.4 \cdot 1438.96 = 575.58 \text{ kN} \end{aligned}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

3.4.8. Stan trwały w warunkach z odpływem (GEO1) – wyparcie gruntu spod fundamentu

Zgodnie z PN-EN 1997-1, Załącznik informacyjny D, pkt D.4 zastosowano następującą formułę na jednostkowy opór graniczny:

$$\frac{R_{k,v}}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

3.4.8.1. Współczynniki nośności

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\Phi')} \cdot \tan\left(45 + \frac{\Phi'}{2}\right)^2 = e^{\pi \cdot \tan(15.9)} \cdot \tan\left(45 + \frac{15.9}{2}\right)^2 = 4.29$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\Phi') = (4.29 - 1) \cdot \cot(15.9) = 11.55$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\Phi') = 2 \cdot (4.29 - 1) \cdot \tan(15.9) = 1.87$$

3.4.8.2. Współczynniki kształtu podstawy fundamentu

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\Phi') = 1 + 0.75 \cdot \sin(15.9) = 1.21$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \cdot 0.75 = 0.78$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.21 \cdot 4.29 - 1}{4.29 - 1} = 1.27$$

3.4.8.3. Współczynniki nachylenia obciążenia

warunek maksymalnego oddziaływania poziomego na podłoże:

$$H_k \leq V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi')$$

H_k wg pkt. 3.4.6.2, V_k wg pkt. 3.4.4.

$$H_k = 125.00 \text{ kN} \leq V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi') = 1059.27 + 5.32 \cdot 21.70 \cdot \cot(15.9) = 1464.54 \text{ kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

wykładnik $m = m_L$ (rozpatrujemy oddziaływania poziome w płaszczyźnie $d_{rx}L$, proporcje L'/B' wg pkt. 3.4.5.):

$$m = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + 1.33}{1 + 1.33} = 1.43$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_k}{V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi')} \right)^m = \left(1 - \frac{125.00}{1464.54} \right)^{1.43} = 0.88$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_k}{V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi')} \right)^{m+1} = \left(1 - \frac{125.00}{1464.54} \right)^{1.43+1} = 0.81$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\Phi')} = 0.88 - \frac{1 - 0.88}{11.55 \cdot \tan(15.9)} = 0.84$$

3.4.8.4. Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan(\Phi'))^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\Phi')}$$

podstawa fundamentu jest pozioma, tzn. $\alpha = 0$ rad:

$$b_q = b_\gamma = (1 - 0 \cdot \tan(15.9))^2 = 1.00$$

$$b_c = 1.00 - \frac{1 - 1.00}{11.55 \cdot \tan(15.9)} = 1.00$$

3.4.8.5. Jednostkowy, charakterystyczny opór podłoża

Ze względu na brak poziomego zwierciadła wody gruntowej w obrębie podłoża fundamentu, nie uwzględniając uśrednienia ciężaru objętościowego I i II warstwy podłoża (zalecenie z Załącznika 1 PN-81/B-03020):

$$\gamma' = \gamma \quad i \quad q' = q \quad (\text{wg pkt. 3.4.6.4.})$$

$$\frac{R_{k,v}}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma =$$

$$= 21.70 \cdot 11.55 \cdot 1.27 \cdot 0.84 \cdot 1.00 + 24.24 \cdot 4.29 \cdot 1.21 \cdot 0.88 \cdot 1.00 + 0.5 \cdot 20.2 \cdot 2.00 \cdot 1.87 \cdot 0.78 \cdot 0.81 \cdot 1.00 =$$

$$= 401.97 \text{ kPa}$$

3.4.8.6. Wypadkowy, charakterystyczny opór podłoża

$$R_{k,v} = \frac{R_{k,v}}{A'} \cdot A' = 401.97 \cdot 5.32 = 2138.49 \text{ kN}$$

3.4.8.7. Wypadkowy, obliczeniowy opór podłoża

$$R_{d,v} = \frac{R_{k,v}}{\gamma_{R,v}} = \frac{2138.49}{1.4} = 1527.49 \text{ kN}$$

3.4.8.8. Całkowite, obliczeniowe oddziaływanie pionowe

wg pkt. 3.4.6.8. $V_d = 1438.96 \text{ kN}$

3.4.8.9. Warunek nośności podłoża

$$V_d \leq R_{d,v}$$
$$V_d = 1438.96 \text{ kN} \leq R_{d,v} = 1527.49 \text{ kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

- wykorzystanie nośności podłoża:

$$\frac{V_d}{R_{d,v}} \cdot 100\% = \frac{1438.96}{1527.49} \cdot 100\% = 94.20\%$$

- zapas bezpieczeństwa nie przekracza 10%.

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-podłoże 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. $V_k = 1059.27 \text{ kN}$

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

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%.

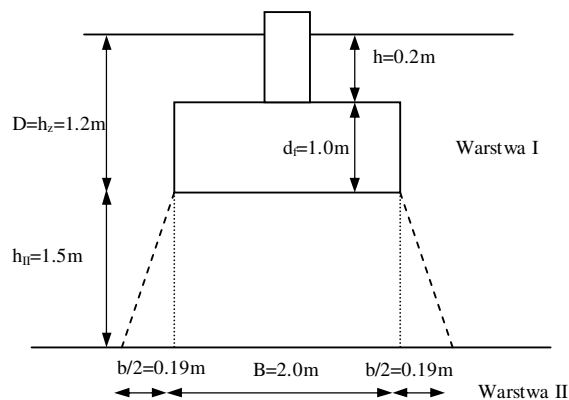
3.4.10. Stan przejściowy w warunkach bez odpływu – przebicie warstwy I i wyparcie gruntu warstwy II

Ze względu na niespoisty charakter materiału gruntowego znajdującego się w podłożu fundamentu pominięto sprawdzenie nośności II warstwy podłoża w warunkach wytrzymałości przejściowej.

3.4.11. Stan trwały w warunkach z odpływem (GEO1) – przebicie warstwy I i wyparcie gruntu warstwy II

Zgodnie z PN-EN 1997-1, pkt. 6.5.2.2. sprawdzono nośność II warstwy gruntu znajdującego się w podłożu, stosując ogólnie uznaną metodę analityczną, wg Załącznika nr 1 normy PN-81/B-03020 i formułę na opór graniczny wg Załącznika informacyjnego D, pkt D.4.

3.4.11.1. Wymiary fundamentu zastępczego



Według Załącznika nr 1 PN-81/B-03020 wymiary fundamentu zastępczego odpowiadają wymiarom fundamentu rzeczywistego, powiększonym o czynnik

$$b = \frac{h_{II}}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.38\text{m}$$

dla $h_{II} \leq B$ i gruntów spoiistych ponad warstwą II.

$$B_z = B + b = 2.00 + 0.38 = 2.38\text{m}$$

$$L_z = L + b = 3.00 + 0.38 = 3.38\text{m}$$

3.4.11.2. Zestawienie obciążeń fundamentu zastępczego

Sprowadzono system obciążeń do poziomu warstwy II:

- charakterystyczna wartość ciężaru gruntu nad warstwą II objętego fundamentem zastępczym

$$V_{Gk3} = B_z \cdot L_z \cdot h_{II} \cdot \gamma_{kl} = 2.38 \cdot 3.38 \cdot 1.5 \cdot 20.2 = 243.75\text{kN}$$

- charakterystyczna wartość oddziaływania pionowego
składowe oddziaływań wg 3.1.

$$V_k = V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2} + V_{Gk3} + V_{Qk} + V_{Ak} = 783.00 + 23.27 + 150.00 + 243.75 + 90.00 + 13.00 = 1303.02\text{kN}$$

- charakterystyczna wartość oddziaływania poziomego
wg 3.4.6.2.

$$H_k = 125.00\text{kN}$$

- charakterystyczna wartość oddziaływania momentów
składowe oddziaływań wg 3.1.

$$\begin{aligned} M_k &= M_{Gk} + M_{Qk} + M_{Ak} + (H_{Gk} + H_{Qk} + H_{Ak}) \cdot (d_f + h_{II}) = \\ &= 6.00 + 41.00 + 8.00 + (76.00 + 42.00 + 7.00) \cdot (1.00 + 1.50) = 367.50\text{kNm} \end{aligned}$$

- wartości mimośrodków od oddziaływań całkowitych

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

$$e_L' = \frac{M_k - e_{sl} \cdot V_k}{V_k} = \frac{367.50 - 0.0}{1303.02} = 0.28\text{m}$$

3.4.11.3. Wymiary efektywne fundamentu zastępczego

$$B_z' = B_z - 2 \cdot e_B' = 2.38\text{m}$$

$$L_z' = L_z - 2 \cdot e_L' = 3.38 - 2 \cdot 0.28 = 2.82\text{m}$$

Efektywne pole fundamentu zastępczego:

$$A_z' = B_z' \cdot L_z' = 2.38 \cdot 2.82 = 6.71 \text{m}^2$$

Proporcje wymiarów efektywnych:

$$\frac{L_z'}{B_z'} = \frac{2.82}{2.38} = 1.18 \qquad \frac{B_z'}{L_z'} = \frac{2.38}{2.82} = 0.84$$

3.4.11.4. Współczynniki nośności warstwy II

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\Phi')} \cdot \tan\left(45 + \frac{\Phi'}{2}\right)^2 = e^{\pi \cdot \tan(35.4)} \cdot \tan\left(45 + \frac{35.4}{2}\right)^2 = 35.00$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\Phi') = (35.00 - 1) \cdot \cot(35.4) = 47.84$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\Phi') = 2 \cdot (35.00 - 1) \cdot \tan(35.4) = 48.33$$

3.4.11.5. Współczynniki kształtu podstawy fundamentu zastępczego

$$s_q = 1 + \frac{B_z'}{L_z'} \cdot \sin(\Phi') = 1 + 0.84 \cdot \sin(35.4) = 1.49$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B_z'}{L_z'} = 1 - 0.3 \cdot 0.84 = 0.75$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.49 \cdot 35.00 - 1}{35.00 - 1} = 1.50$$

3.4.11.6. Współczynniki nachylenia obciążenia

warunek maksymalnego oddziaływania poziomego na podłoże:

$$H_k \leq V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi')$$

H_k i V_k wg pkt. 3.4.11.2.

$$H_k = 125.00 \text{kN} \leq V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi') = 1303.02 + 6.71 \cdot 0.00 \cdot \cot(35.4) = 1303.02 \text{kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

wykładnik $m = m_L$ (rozpatrujemy oddziaływania poziome w płaszczyźnie $d_f \times L$, proporcje L_z'/B_z' wg pkt.

3.4.11.3):

$$m = \frac{2 + \frac{L_z'}{B_z'}}{1 + \frac{L_z'}{B_z'}} = \frac{2 + 1.18}{1 + 1.18} = 1.46$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_k}{V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi')}\right)^m = \left(1 - \frac{125.00}{1303.02}\right)^{1.46} = 0.86$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_k}{V_k + A' \cdot c' \cdot \cot(\Phi')}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{125.00}{1303.02}\right)^{1.46+1} = 0.78$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\Phi')} = 0.86 - \frac{1 - 0.86}{47.84 \cdot \tan(35.4)} = 0.86$$

3.4.11.7. Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu

Nachylenie stropu warstwy II: $\alpha=0$ rad:

$$b_q = b_\gamma = (1 - 0 \cdot \tan(35.4))^2 = 1.00$$

$$b_c = 1.00 - \frac{1 - 1.00}{47.84 \cdot \tan(35.4)} = 1.00$$

3.4.11.8. Jednostkowy, charakterystyczny opór podłoża

Ze względu na brak poziomu zwierciadła wody gruntowej w obrębie podłoża fundamentu:

$$\gamma' = \gamma_{kl}$$

$$q' = (D + h_{II}) \cdot \gamma_{kl} = (1.20 + 1.50) \cdot 20.2 = 54.54 \text{ kPa}$$

$$\frac{R_{k,v}}{A_z'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma_{II}' \cdot B_z' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma =$$

$$= 0.00 \cdot 47.84 \cdot 1.50 \cdot 0.86 \cdot 1.00 + 54.54 \cdot 35.00 \cdot 1.49 \cdot 0.86 \cdot 1.00 + 0.5 \cdot 17.5 \cdot 2.38 \cdot 48.33 \cdot 0.75 \cdot 0.78 \cdot 1.00 =$$

$$= 3034.85 \text{ kPa}$$

3.4.11.9. Wypadkowy, charakterystyczny opór podłoża

$$R_{k,v} = \frac{R_{k,v}}{A_z'} \cdot A_z' = 3034.85 \cdot 6.71 = 20363.85 \text{ kN}$$

3.4.11.10. Wypadkowy, obliczeniowy opór podłoża

$$R_{d,v} = \frac{R_{k,v}}{\gamma_{R,v}} = \frac{20363.85}{1.4} = 14545.61 \text{ kN}$$

3.4.11.11. Całkowite, obliczeniowe oddziaływanie pionowe

$$V_d = (V_{Gk} + V_{Gk1} + V_{Gk2} + V_{Gk3}) \cdot \gamma_{G, niekorzystne} + V_{Qk} \cdot \gamma_{Q, niekorzystne} + V_{Ak} \cdot \gamma_{A, niekorzystne} =$$

$$= (783.00 + 23.27 + 150.00 + 243.75) \cdot 1.35 + 90.00 \cdot 1.50 + 13.00 \cdot 1.00 = 1768.03 \text{ kN}$$

3.4.11.12. Warunek nośności podłoża

$$V_d \leq R_{d,v}$$

$$V_d = 1768.03 \text{ kN} \leq R_{d,v} = 14545.61 \text{ kN}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

Wymiary fundamentu dobrano prawidłowo.

UWAGA! Duży zapas nośności świadczy tylko o bardzo małym prawdopodobieństwie osiągnięcia stanu granicznego w warstwie II.

4. 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.

4.1. 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.

4.1.1. Osiadanie stopy fundamentowej nr 5

4.1.1.1. 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:

$$R_{d,v} = 1665.19 \text{ kN wg pkt. 3.4.6.7.}$$

$$V_d = 1438.96 \text{ kN wg pkt. 3.4.6.8.}$$

$$\frac{R_{d,v}}{V_d} = \frac{1665.19}{1438.96} = 1.16$$

- przy wartości stosunku **większej od 3** można pominąć obliczenia osiadania
- 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: $B_w = 2.4 \text{ m}$, $L_w = 3.4 \text{ m}$.

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

$$V_d = 1438.96 \text{ kN wg pkt. 3.4.6.8.}$$

$$B = 2.0 \text{ m}, L = 3.0 \text{ m}, d_f = 1.0 \text{ m wg pkt. 3.2.}$$

Oddziaływania wg pkt. 3.1.

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

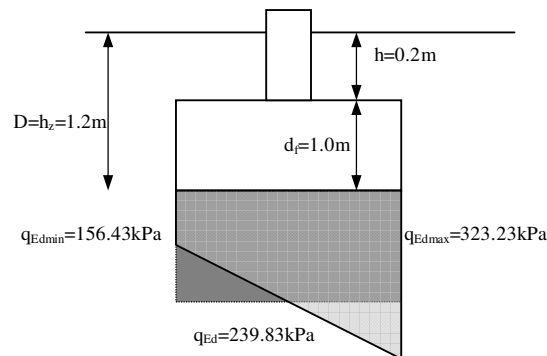
$$q_{Ed} = \frac{V_d}{B \cdot L} = \frac{1438.96}{2 \cdot 3} = 239.83 \text{ kPa}$$

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

$$= (6.00 + 76.00 \cdot 1.00) \cdot 1.35 + (41.00 + 42.00 \cdot 1.00) \cdot 1.50 + (8.00 + 7.00 \cdot 1.00) \cdot 1.00 = 250.20 \text{ kNm}$$

$$q_{Ed \min} = \frac{1438.96}{2.0 \cdot 3.0} - \frac{6 \cdot 250.20}{2.0 \cdot 3.0^2} = 156.43 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed \max} = \frac{1438.96}{2.0 \cdot 3.0} + \frac{6 \cdot 250.20}{2.0 \cdot 3.0^2} = 323.23 \text{ kPa}$$



4.1.1.3. Osiadanie natychmiastowe w warunkach bez odpływu

Zgodnie z zapisem w PN-EN 1997-1, Załącznik informacyjny F, pkt F.4, sumowanie osiadań natychmiastowych wywołanych odkształceniami postaciowymi i kontraktancją sprężystą z osiadaniami konsolidacyjnymi często prowadzi do zawyżania całkowitej wartości osiadań. W obliczeniach pominięto wpływ osiadań natychmiastowych.

4.1.1.4. 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:

$$\sigma_{zq} \leq 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma}$$

- odciążenie podłoża gruntem usuniętym z wykopu

$$\bar{q} = \gamma_k \cdot D \cdot \gamma_{G, \text{korzystne}} = 20.20 \cdot 1.20 \cdot 1.00 = 24.24 \text{ kPa}$$

- dyskretyzacja podłoża: przyjęto podział na 2 paski obliczeniowe o miąższości 0.75 m w warstwie I i 6 pasków obliczeniowych o miąższości 1.00 m w warstwie II

- wartości składowej pionowej naprężenia pierwotnego w środkach pasków

$$\sigma_{z\gamma i} = \gamma_{ki} \cdot z_{\gamma i}, \quad z_{\gamma i} = D + z_i$$

pasek nr 1: warstwa I, $z_{\gamma 1} = 1.2 + 0.75/2 = 1.575 \text{ m}$, $\sigma_{z\gamma 1} = 20.20 \cdot 1.58 = 31.82 \text{ kPa}$

pasek nr 2: warstwa I, $z_{\gamma 2} = 1.2+0.75/2+0.75 = 2.325\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 2} = 20.20 \cdot 2.33 = 46.97\text{kPa}$

pasek nr 3: warstwa II, $z_{\gamma 3} = 1.2+1.5+1.0/2 = 3.20\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 3} = (1.2+1.5) \cdot 20.20 + 17.50 \cdot 1.0/2 = 63.29\text{kPa}$

pasek nr 4: warstwa II, $z_{\gamma 4} = 1.2+1.5+1.0/2+1.0 = 4.20\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 4} = (1.2+1.5) \cdot 20.20 + 17.50 \cdot (1.0/2+1.0) = 80.79\text{kPa}$

pasek nr 5: warstwa II, $z_{\gamma 5} = 1.2+1.5+1.0/2+2.0 = 5.20\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 5} = (1.2+1.5) \cdot 20.20 + 17.50 \cdot (1.0/2+2.0) = 98.29\text{kPa}$

pasek nr 6: warstwa II, $z_{\gamma 6} = 1.2+1.5+1.0/2+3.0 = 6.20\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 6} = (1.2+1.5) \cdot 20.20 + 17.50 \cdot (1.0/2+3.0) = 115.79\text{kPa}$

pasek nr 7: warstwa II, $z_{\gamma 7} = 1.2+1.5+1.0/2+4.0 = 7.20\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 7} = (1.2+1.5) \cdot 20.20 + 17.50 \cdot (1.0/2+4.0) = 133.29\text{kPa}$

pasek nr 8: warstwa II, $z_{\gamma 8} = 1.2+1.5+1.0/2+5.0 = 8.20\text{m}$, $\sigma_{z\gamma 8} = (1.2+1.5) \cdot 20.20 + 17.50 \cdot (1.0/2+5.0) = 150.79\text{kPa}$

- wartości składowej pionowej naprężenia od odciążenia dna wykopu usuniętym gruntem (w środkach pasekóv)

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

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

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

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

$$\xi = \frac{3.4}{2.4} = 1.42$$

(pominięto podstawianie wartości ξ i ψ do wzoru na η_m – proszę użyć arkusza kalkulacyjnego)

pasek nr 1: warstwa I, $z_1 = 0.75/2 = 0.375\text{m}$, $\psi = \frac{z_1}{B_w} = \frac{0.375}{2.4} = 0.156$, $\eta_m = 0.986$,

$$\sigma_{z\gamma 1} = 24.24 \cdot 0.986 = 23.89\text{kPa}$$

pasek nr 2: warstwa I, $z_2 = 0.75/2+0.75 = 1.125\text{m}$, $\psi = \frac{z_2}{B_w} = \frac{1.125}{2.4} = 0.469$, $\eta_m = 0.793$,

$$\sigma_{z\gamma 2} = 24.24 \cdot 0.793 = 19.23\text{kPa}$$

pasek nr 3: warstwa II, $z_3 = 1.5+1.0/2 = 2.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_3}{B_w} = \frac{2.0}{2.4} = 0.833$, $\eta_m = 0.512$,

$$\sigma_{z\gamma 3} = 24.24 \cdot 0.512 = 12.42\text{kPa}$$

pasek nr 4: warstwa II, $z_4 = 1.5+1.0/2+1.0 = 3.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_4}{B_w} = \frac{3.0}{2.4} = 1.250$, $\eta_m = 0.309$,

$$\sigma_{z\gamma 4} = 24.24 \cdot 0.309 = 7.49\text{kPa}$$

pasek nr 5: warstwa II, $z_5 = 1.5 + 1.0/2 + 2.0 = 4.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_4}{B_w} = \frac{4.0}{2.4} = 1.667$, $\eta_m = 0.199$,

$$\sigma_{z\gamma 5} = 24.24 \cdot 0.199 = 4.82\text{kPa}$$

pasek nr 6: warstwa II, $z_6 = 1.5 + 1.0/2 + 3.0 = 5.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_6}{B_w} = \frac{5.0}{2.4} = 2.083$, $\eta_m = 0.136$,

$$\sigma_{z\gamma 6} = 24.24 \cdot 0.136 = 3.30\text{kPa}$$

pasek nr 7: warstwa II, $z_7 = 1.5 + 1.0/2 + 4.0 = 6.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_7}{B_w} = \frac{6.0}{2.4} = 2.500$, $\eta_m = 0.098$,

$$\sigma_{z\gamma 7} = 24.24 \cdot 0.098 = 2.38\text{kPa}$$

pasek nr 8: warstwa II, $z_8 = 1.5 + 1.0/2 + 5.0 = 7.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_8}{B_w} = \frac{7.0}{2.4} = 2.917$, $\eta_m = 0.074$,

$$\sigma_{z\gamma 8} = 24.24 \cdot 0.074 = 1.79\text{kPa}$$

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

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

$$q_s = q_{Ed} = 239.83\text{kPa} \text{ wg pkt. 4.1.1.2.}$$

η_s - współczynnik zaniku naprężeń pod środkiem sztywnego prostokątnego fundamentu, wg PN-81/B-03020,

Załącznik 2, pkt.2.

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

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

$$\xi = \frac{3.0}{2.0} = 1.5$$

(pominięto podstawianie wartości ξ i ψ do wzoru na η_s – proszę użyć arkusza kalkulacyjnego)

pasek nr 1: warstwa I, $z_1 = 0.375\text{m}$, $\psi = \frac{z_1}{B} = \frac{0.375}{2.0} = 0.188$, $\eta_s = 0.900$,

$$\sigma_{zq1} = 239.83 \cdot 0.900 = 215.91\text{kPa} > 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma 1} = 0.2 \cdot 31.82 = 6.36\text{kPa}$$

pasek nr 2: warstwa I, $z_2 = 1.125\text{m}$, $\psi = \frac{z_2}{B} = \frac{1.125}{2.0} = 0.563$, $\eta_s = 0.679$,

$$\sigma_{zq2} = 239.83 \cdot 0.679 = 162.83\text{kPa} > 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma 2} = 0.2 \cdot 46.97 = 9.39\text{kPa}$$

pasek nr 3: warstwa II, $z_3 = 2.0\text{m}$, $\psi = \frac{z_3}{B} = \frac{2.0}{2.0} = 1.000$, $\eta_s = 0.466$,

$$\sigma_{zq3} = 239.83 \cdot 0.466 = 111.86 \text{ kPa} > 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma3} = 0.2 \cdot 63.29 = 12.65 \text{ kPa}$$

pasek nr 4: warstwa II, $z_4 = 3.0 \text{ m}$, $\psi = \frac{z_4}{B} = \frac{3.0}{2.0} = 1.500$, $\eta_s = 0.307$,

$$\sigma_{zq4} = 239.83 \cdot 0.307 = 73.58 \text{ kPa} > 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma4} = 0.2 \cdot 80.79 = 16.16 \text{ kPa}$$

pasek nr 5: warstwa II, $z_5 = 4.0 \text{ m}$, $\psi = \frac{z_5}{B} = \frac{4.0}{2.0} = 2.000$, $\eta_s = 0.210$,

$$\sigma_{zq5} = 239.83 \cdot 0.210 = 50.33 \text{ kPa} > 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma5} = 0.2 \cdot 98.29 = 19.66 \text{ kPa}$$

pasek nr 6: warstwa II, $z_6 = 5.0 \text{ m}$, $\psi = \frac{z_6}{B} = \frac{5.0}{2.0} = 2.500$, $\eta_s = 0.150$,

$$\sigma_{zq6} = 239.83 \cdot 0.150 = 35.93 \text{ kPa} > 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma6} = 0.2 \cdot 115.79 = 23.16 \text{ kPa}$$

pasek nr 7: warstwa II, $z_7 = 6.0 \text{ m}$, $\psi = \frac{z_7}{B} = \frac{6.0}{2.0} = 3.000$, $\eta_s = 0.111$,

$$\sigma_{zq7} = 239.83 \cdot 0.111 = 26.66 \text{ kPa} = 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma7} = 0.2 \cdot 133.29 = 26.66 \text{ kPa}$$

pasek nr 8: warstwa II, $z_8 = 7.0 \text{ m}$, $\psi = \frac{z_8}{B} = \frac{7.0}{2.0} = 3.500$, $\eta_s = 0.085$,

$$\sigma_{zq8} = 239.83 \cdot 0.085 = 20.39 \text{ kPa} < 0.2 \cdot \sigma_{z\gamma8} = 0.2 \cdot 150.79 = 30.16 \text{ kPa}$$

Obliczenia osiadania można zakończyć na 7 pasku.

- wartości składowej pionowej naprężenia dodatkowego (w środkach pasków)

$$\sigma_{zdi} = \sigma_{zqi} - \sigma_{z\gamma i}, \quad \sigma_{zdi} \geq 0$$

pasek nr 1: $\sigma_{zd1} = 215.91 - 23.89 = 192.01 \text{ kPa}$

pasek nr 2: $\sigma_{zd2} = 162.83 - 19.23 = 143.60 \text{ kPa}$

pasek nr 3: $\sigma_{zd3} = 111.86 - 12.42 = 99.44 \text{ kPa}$

pasek nr 4: $\sigma_{zd4} = 73.58 - 7.49 = 66.09 \text{ kPa}$

pasek nr 5: $\sigma_{zd5} = 50.33 - 4.82 = 45.51 \text{ kPa}$

pasek nr 6: $\sigma_{zd6} = 35.93 - 3.30 = 32.63 \text{ kPa}$

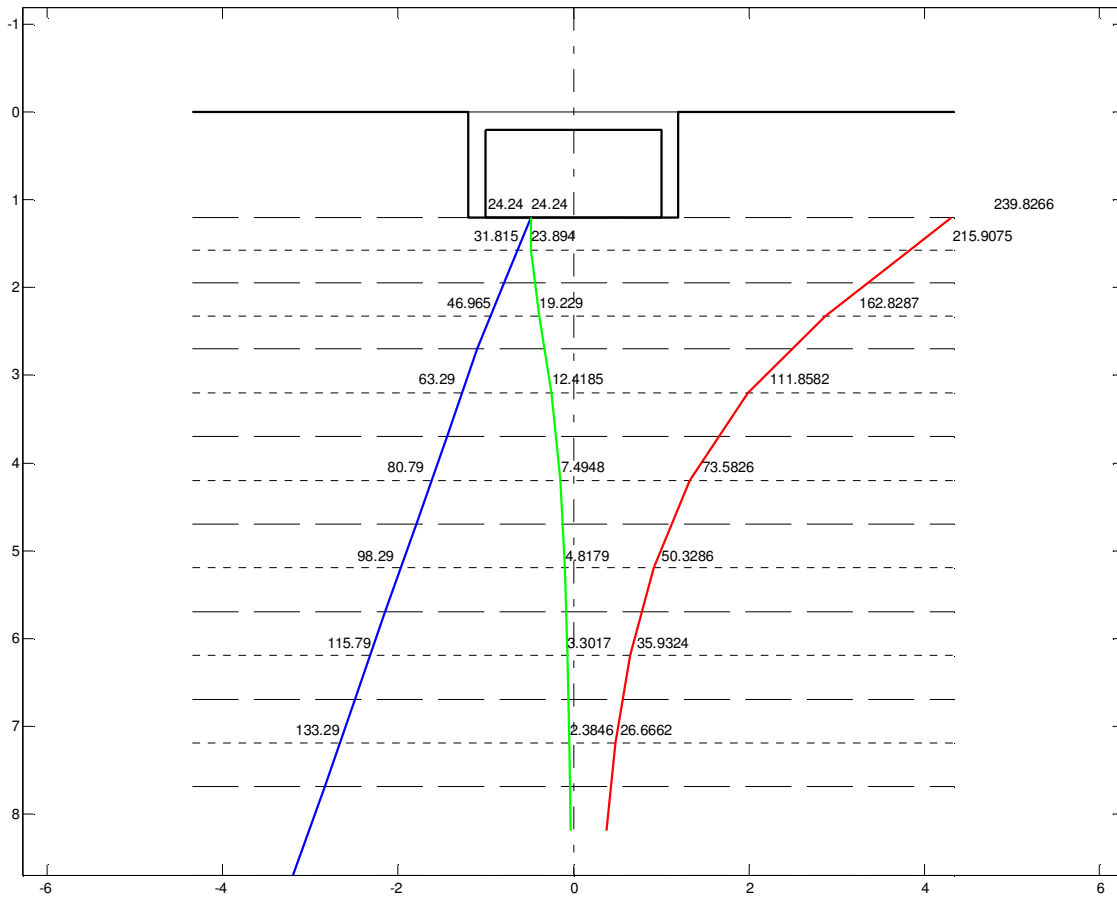
pasek nr 7: $\sigma_{zd7} = 26.67 - 2.38 = 24.29 \text{ kPa}$

- wartości składowej pionowej naprężenia wtórnego (w środkach pasków)

a) jeśli $\sigma_{zdi} \geq 0$ to $\sigma_{zsi} = \sigma_{z\gamma i}$,

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

w projekcie zachodzi przypadek a), zatem: $\sigma_{zsi} = \sigma_{z\gamma i}$



- wartości osiadań gruntu objętego paskami obliczeniowymi

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

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

wartości modułów dla warstwy I wg pkt. 2.1.: $M_{0I} = 22\text{MPa}$, $M_I = 31\text{MPa}$

wartości modułów dla warstwy II wg pkt. 2.2.: $M_{0II} = 105\text{MPa}$, $M_{II} = 120\text{MPa}$

pasek nr 1: warstwa I, $s_1 = \frac{192.01 \cdot 0.75}{22000} + \frac{23.89 \cdot 0.75}{31000} = 7.12 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 7.12 \text{ mm}$

pasek nr 2: warstwa I, $s_2 = \frac{143.60 \cdot 0.75}{22000} + \frac{19.23 \cdot 0.75}{31000} = 5.36 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 5.36 \text{ mm}$

pasek nr 3: warstwa II, $s_3 = \frac{99.44 \cdot 1.00}{105000} + \frac{12.42 \cdot 1.00}{120000} = 1.10 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1.10 \text{ mm}$

pasek nr 4: warstwa II, $s_4 = \frac{66.09 \cdot 1.00}{105000} + \frac{7.49 \cdot 1.00}{120000} = 6.92 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.69 \text{ mm}$

pasek nr 5: warstwa II, $s_5 = \frac{45.51 \cdot 1.00}{105000} + \frac{4.82 \cdot 1.00}{120000} = 4.74 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.47 \text{ mm}$

pasek nr 6: warstwa II, $s_6 = \frac{32.63 \cdot 1.00}{105000} + \frac{3.30 \cdot 1.00}{120000} = 3.38 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.34 \text{ mm}$

pasek nr 7: warstwa II, $s_7 = \frac{24.29 \cdot 1.00}{105000} + \frac{2.38 \cdot 1.00}{120000} = 2.51 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.25 \text{ mm}$

- osiadanie gruntu pod fundamentem

$$s = \sum s_i = 7.12 + 5.36 + 1.10 + 0.69 + 0.47 + 0.34 + 0.25 = 15.33 \text{ mm}$$

4.1.1.5. Osiadanie długotrwałe związane z pełzaniem gruntu

Obliczenia osiadania podłoża w pkt. 4.1.1.4. przeprowadzono stosując wartości modułów odkształcenia wyznaczone w warunkach konsolidacji filtracyjnej i pełzania. Pominięto odrębne obliczenia wartości osiadań związanych ze zjawiskiem pełzania gruntu.

4.1.1.6. 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. Załącznik H, tab. NA.3., graniczne osiadanie dla powszechnie stosowanych konstrukcji budynków wynosi $s_{\max} = 50 \text{ mm}$:

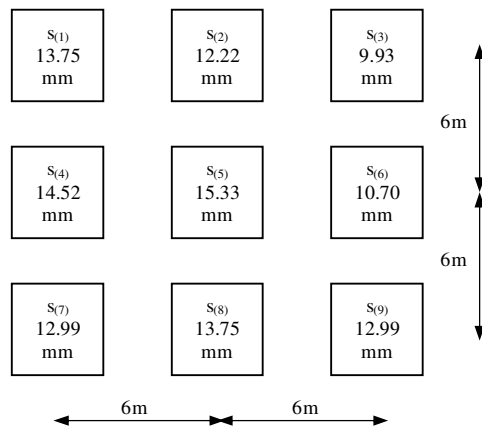
$$s = 15.33 \text{ mm} < s_{\max} = 50 \text{ mm}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

4.1.2. Osiadania pozostałych stóp fundamentowych

- osiadanie środkowej stopy (stopa nr 5): $s_{(5)} = 15.33 \text{ mm}$

- osiadania wszystkich fundamentów:



4.2. Średnie osiadanie fundamentów

Według wg 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:

$$\bar{s} = \frac{\sum s_{(i)}}{n} = \frac{13.75 + 12.22 + 9.93 + 14.52 + 15.33 + 10.70 + 12.99 + 13.75 + 12.99}{9} = 12.91 \text{ mm}$$

Według pkt. 4.1.1.6. maksymalne osiadanie: $s_{\max} = 50 \text{ mm}$

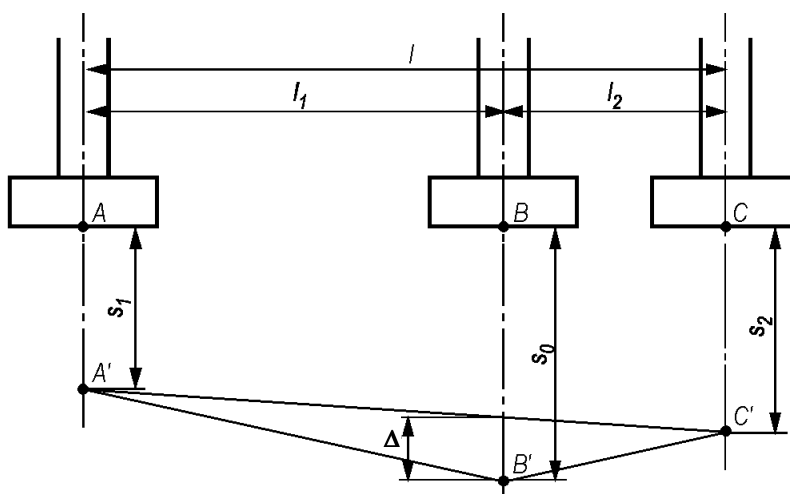
$$\bar{s} = 12.91 \text{ mm} < s_{\max} = 50 \text{ mm}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

4.3. Strzałka ugięcia

Zastosowano formułę wg PN-81/B-3020, 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:

$$\text{stopy nr 1-2-3: } \Delta = \frac{1}{12.0} (12.0 \cdot 12.22 - 6.0 \cdot 9.93 - 6.0 \cdot 13.75) = 0.40 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 4-5-6: } \Delta = \frac{1}{12.0} (12.0 \cdot 15.33 - 6.0 \cdot 10.70 - 6.0 \cdot 14.52) = 2.72 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 7-8-9: } \Delta = \frac{1}{12.0} (12.0 \cdot 13.75 - 6.0 \cdot 12.99 - 6.0 \cdot 12.99) = 0.76 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 1-4-7: } \Delta = \frac{1}{12.0} (12.0 \cdot 14.52 - 6.0 \cdot 13.75 - 6.0 \cdot 12.99) = 1.15 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 2-5-8: } \Delta = \frac{1}{12.0} (12.0 \cdot 15.33 - 6.0 \cdot 12.22 - 6.0 \cdot 13.75) = 2.35 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 3-6-9: } \Delta = \frac{1}{12.0} (12.0 \cdot 10.70 - 6.0 \cdot 9.93 - 6.0 \cdot 12.99) = -0.76 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 1-5-9: } \Delta = \frac{1}{12.0 \cdot \sqrt{2}} (12.0 \cdot \sqrt{2} \cdot 15.33 - 6.0 \cdot \sqrt{2} \cdot 12.99 - 6.0 \cdot \sqrt{2} \cdot 13.75) = 1.96 \text{ mm}$$

$$\text{stopy nr 3-5-7: } \Delta = \frac{1}{12.0 \cdot \sqrt{2}} (12.0 \cdot \sqrt{2} \cdot 15.33 - 6.0 \cdot \sqrt{2} \cdot 12.99 - 6.0 \cdot \sqrt{2} \cdot 9.93) = 3.87 \text{ mm}$$

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

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

$$\max(\Delta) = 3.87 \text{ mm} < \Delta_{\max} = 10 \text{ mm}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

4.4. Przechylenie budowli

Zastosowano formułę wg PN-81/B-3020, pkt 3.4.6. (aproxymacja 2D płaszczyzną wartości osiadań wszystkich fundamentów):

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

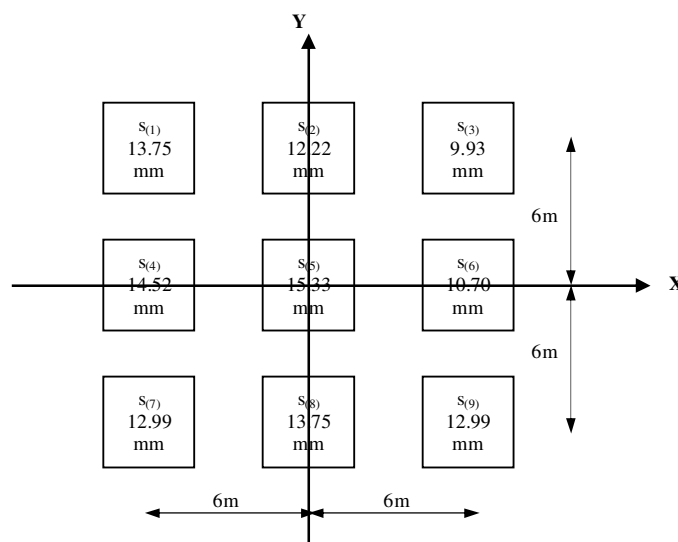
w której wartości a i b (odchylenie prostej prostopadłej do płaszczyzny aproxymującej w kierunku x i y) wyznacza się z układu równań:

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

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

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

n jest liczbą fundamentów (n=9) a x i y współrzędnymi środków fundamentów względem założonego układu współrzędnych; przyjęto układ przedstawiony poniżej:



- układ równań:

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

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

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

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

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

$$\sum x_j s_j = (-6) \cdot 0.01375 + 0 \cdot 0.01222 + 6 \cdot 0.00993 + (-6) \cdot 0.01452 + 0 \cdot 0.01533 + 6 \cdot 0.01070 + (-6) \cdot 0.01299 + 0 \cdot 0.01375 + 6 \cdot 0.01299 = -0.04584$$

$$\sum y_j s_j = 6 \cdot 0.01375 + 6 \cdot 0.01222 + 6 \cdot 0.00993 + 0 \cdot 0.01452 + 0 \cdot 0.01533 + 0 \cdot 0.01070 + (-6) \cdot 0.01299 + (-6) \cdot 0.01375 + (-6) \cdot 0.01299 = -0.02298$$

$$\sum s_j = 0.01375 + 0.01222 + 0.00993 + 0.01452 + 0.01533 + 0.01070 + 0.01299 + 0.01375 + 0.01299 = 0.11618$$

$$\begin{cases} 216 \cdot a + 0 \cdot b + 0 \cdot c = -0.04584 \\ 0 \cdot a + 216 \cdot b + 0 \cdot c = -0.02298 \\ 0 \cdot a + 0 \cdot b + 9 \cdot c = 0.11618 \end{cases}$$

Rozwiązaniem układu jest trójka liczb:

$$\begin{cases} a = -2.12 \cdot 10^{-4} \\ b = -1.06 \cdot 10^{-4} \\ c = 1.29 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

Kąt przechylenia budowli:

$$\omega = \sqrt{a^2 + b^2} = \sqrt{(-2.12 \cdot 10^{-4})^2 + (-1.06 \cdot 10^{-4})^2} = 2.37 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \approx 0.0002 \text{ rad}$$

Dopuszczalna wartość przechylenia budowli wg załącznika krajowego PN-EN 1997-1:2008/Ap2, pkt NA.3.2.

Załącznik H, tab. NA.3.: $\omega_{\max} = 0.003 \text{ rad}$

$$\omega = 0.0002 \text{ rad} < \omega_{\max} = 0.003 \text{ rad}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

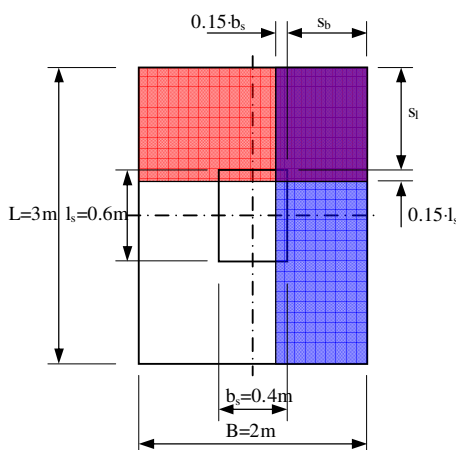
5. Wymiarowanie zbrojenia fundamentu wg warunków I SGN (ULS)

(dla tych, którzy przyjęli fundament żelbetowy)

5.1. Wymiarowanie zbrojenia fundamentu ze względu na zginanie (STR1)

5.1.1. Wyznaczenie momentów zginających przekrój fundamentu

Zastosowano metodę wydzielonych wsporników prostokątnych, utwierdzonych w słupie na głębokości $0.35 \cdot b_s$ i $0.35 \cdot l_s$.



Według pkt. 3.2.: $s_b = 0.8\text{m}$, $s_l = 1.2\text{m}$.

Długości wsporników prostokątnych:

$$S_L = s_l + 0.15 \cdot l_s = 1.2 + 0.15 \cdot 0.6 = 1.29\text{m}$$

$$S_B = s_b + 0.15 \cdot b_s = 0.8 + 0.15 \cdot 0.4 = 0.86\text{m}$$

5.1.1.1. Obciążenie działające na wydzielony wspornik fundamentu

Do obliczeń przyjęto średnią wartość oddziaływania stopy na podłoże, bez uwzględnienia ciężaru własnego fundamentu i gruntu na odsadzkach. Obciążenia wg pkt. 3.1.:

$$V_d = V_{Gk} \cdot \gamma_G + V_{Qk} \cdot \gamma_Q + V_{Ak} \cdot \gamma_A = 783.00 \cdot 1.35 + 90.00 \cdot 1.50 + 13.00 \cdot 1.00 = 1205.05\text{kN}$$

$$\begin{aligned} M_d &= M_{Gk} \cdot \gamma_G + M_{Qk} \cdot \gamma_Q + M_{Ak} \cdot \gamma_A + (H_{Gk} \cdot \gamma_G + H_{Qk} \cdot \gamma_Q + H_{Ak} \cdot \gamma_A) \cdot d_f = \\ &= 6.00 \cdot 1.35 + 41.00 \cdot 1.50 + 8.00 \cdot 1.00 + (76.00 \cdot 1.35 + 42.00 \cdot 1.50 + 7.00 \cdot 1.00) \cdot 1.00 = 250.20\text{kNm} \end{aligned}$$

- średnie obciążenie jednostkowe równomiernie rozłożone na wsporniku o długości S_B :

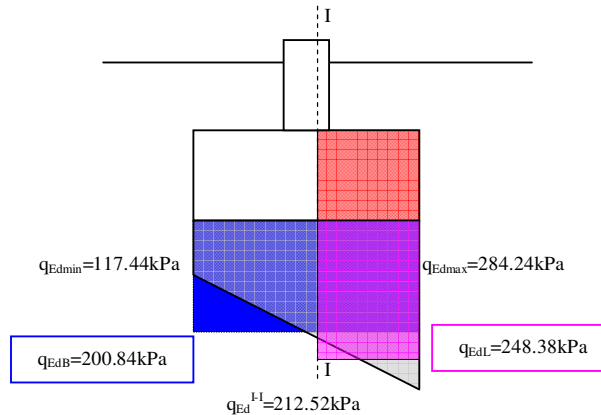
$$q_{EdB} = \frac{V_d}{B \cdot L} = \frac{1205.05}{2.0 \cdot 3.0} = 200.84\text{kPa}$$

- średnie obciążenie jednostkowe równomiernie rozłożone na wsporniku o długości S_L :

$$q_{Ed \max} = \frac{V_d}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_d}{B \cdot L^2} = \frac{1205.05}{2.0 \cdot 3.0} + \frac{6 \cdot 250.20}{2.0 \cdot 3.0^2} = 284.24 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed \min} = \frac{V_d}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M_d}{B \cdot L^2} = \frac{1205.05}{2.0 \cdot 3.0} - \frac{6 \cdot 250.20}{2.0 \cdot 3.0^2} = 117.44 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed}^{1-1} = q_{Ed \max} - (q_{Ed \max} - q_{Ed \min}) \cdot \frac{S_L}{L} = 284.24 - (284.24 - 117.44) \cdot \frac{1.29}{3.0} = 212.52 \text{ kPa}$$



$$q_{EdL} = \frac{q_{Ed \max} + q_{Ed}^{1-1}}{2} = \frac{284.24 + 212.52}{2} = 248.38 \text{ kPa}$$

5.1.1.2. Maksymalne wartości momentów zginających we wspornikach

- dla wspornika S_L (sposób przybliżony - biorąc do obliczeń średnie ciśnienie q_{EdL})

$$M_{sdL} = \frac{1}{2} \cdot q_{EdL} \cdot S_L^2 \cdot B = \frac{1}{2} \cdot 248.38 \cdot 1.29^2 \cdot 2.00 = 413.33 \text{ kNm}$$

- dla wspornika S_L (sposób dokładny - uwzględniając trapezowy rozkład ciśnienia: od q_{Ed}^{1-1} do $q_{Ed \max}$)

$$M_{sdL} = \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot q_{Ed \max} + q_{Ed}^{1-1}) \cdot S_L^2 \cdot B = \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot 284.24 + 212.52) \cdot 1.29^2 \cdot 2.00 = 433.22 \text{ kNm}$$

- dla wspornika S_B (średnie ciśnienie z całej podstawy fundamentu)

$$M_{sdB} = \frac{1}{2} \cdot q_{EdB} \cdot S_B^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 200.84 \cdot 0.86^2 \cdot 3.00 = 222.81 \text{ kNm}$$

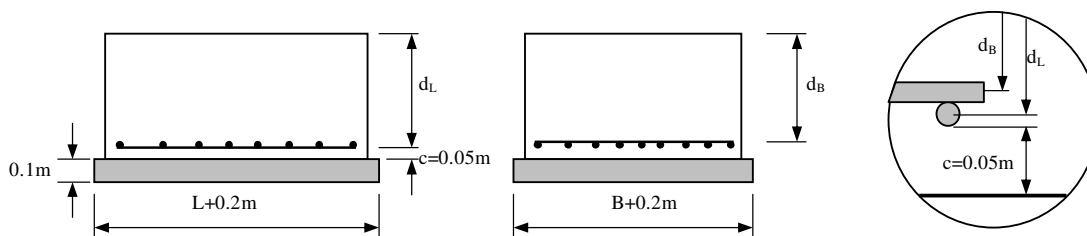
5.1.2. Pole przekroju zbrojenia we wspornikach

Przyjęto stal zbrojeniową: RB400, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$. Według PN-EN 1992-1-1, AC:2008, pkt NA.2, tab. NA.2 współczynniki częściowe dla materiałów w sytuacjach trwałych i przejściowych:

beton: $\gamma_c = 1.4$; stal: $\gamma_s = 1.15$;

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826 \text{ kPa}$$

Według PN-EN 1992-1-1, pkt 4.4.1.3.(4). minimalne otulenie zbrojenia fundamentów wykonywanych na przygotowanym podłożu: 40mm. Przygotowanie podłoża – wyrównanie i zabezpieczenie warstwą o grubości 10 cm z betonu podkładowego C8/10. Przyjęto otulenie zbrojenia $c = 50\text{mm}$ i zbrojenie prętami $\phi = 20\text{mm}$.



$$d_L = d_f - c - 0.5\phi = 1.00 - 0.05 - 0.5 \cdot 0.02 = 0.94\text{m}$$

$$d_B = d_f - c - 1.5\phi = 1.00 - 0.05 - 1.5 \cdot 0.02 = 0.92\text{m}$$

Pole przekroju zbrojenia

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d} \quad (\text{ramię } 0.9 \cdot d \text{ wg PN-EN 1992-1-1, pkt 6.2.3.(1)})$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.13\%, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right\} \cdot (B, L) \cdot d_f$$

dla betonu C16/20: $f_{ctm} = 1.9\text{MPa}$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.13\%, 0.26 \cdot \frac{1.9}{400} = 0.0012 = 0.12\% \right\} \cdot (B, L) \cdot d_f = 0.0013 \cdot (B, L) \cdot d_f$$

- na kierunku L:

- wariant z wartością przybliżoną momentu:

$$A_{sL} = \frac{M_{sdL}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d_L} = \frac{413.33}{347826 \cdot 0.9 \cdot 0.94} = 14.05 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 14.05 \text{cm}^2$$

- wariant z wartością dokładną momentu:

$$A_{sL} = \frac{M_{sdL}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d_L} = \frac{433.22}{347826 \cdot 0.9 \cdot 0.94} = 14.72 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 14.72 \text{cm}^2$$

$$A_{sL \min} = 0.0013 \cdot 200 \cdot 100 = 26.00 \text{cm}^2$$

przyjęto 13 prętów: $A_{sL} = 40.82 \text{cm}^2$;

- na kierunku B:

$$A_{sB} = \frac{M_{sdB}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d_B} = \frac{222.81}{347826 \cdot 0.9 \cdot 0.92} = 7.74 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 7.74 \text{cm}^2$$

$$A_{sB \min} = 0.0013 \cdot 300 \cdot 100 = 39.00 \text{cm}^2$$

przyjęto 10 prętów: $A_{sB} = 31.40\text{cm}^2$ (przyjęto mniejszy przekrój zbrojenia, gdyż stopa nie musi być zbrojona dwukierunkowo – małe wartości momentów zginających).

5.1.3. Rozmieszczenie zbrojenia we wspornikach

Zbrojenie rozmieszczono wg poniższej tabeli:

l_s/L	1/4B	1/4B	1/4B	1/4B
0.1	$0.167 \cdot A_{sL}$	$0.334 \cdot A_{sL}$	$0.334 \cdot A_{sL}$	$0.167 \cdot A_{sL}$
0.2	$0.187 \cdot A_{sL}$	$0.313 \cdot A_{sL}$	$0.313 \cdot A_{sL}$	$0.187 \cdot A_{sL}$
0.3	$0.200 \cdot A_{sL}$	$0.300 \cdot A_{sL}$	$0.300 \cdot A_{sL}$	$0.200 \cdot A_{sL}$

b_s/B	1/4L	1/4L	1/4L	1/4L
0.1	$0.167 \cdot A_{sB}$	$0.334 \cdot A_{sB}$	$0.334 \cdot A_{sB}$	$0.167 \cdot A_{sB}$
0.2	$0.187 \cdot A_{sB}$	$0.313 \cdot A_{sB}$	$0.313 \cdot A_{sB}$	$0.187 \cdot A_{sB}$
0.3	$0.200 \cdot A_{sB}$	$0.300 \cdot A_{sB}$	$0.300 \cdot A_{sB}$	$0.200 \cdot A_{sB}$

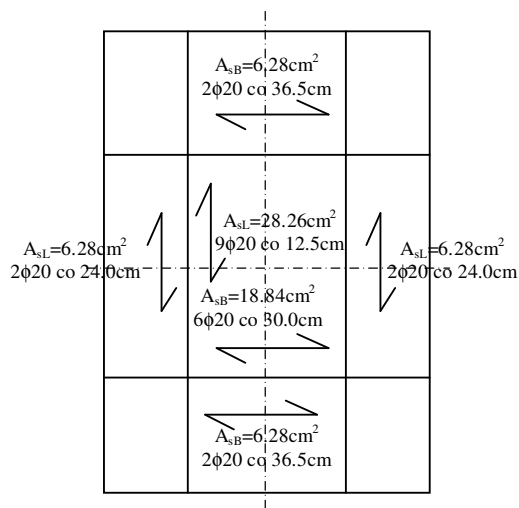
$$\frac{l_s}{L} = \frac{0.6}{3.0} = 0.2 \quad \frac{b_s}{B} = \frac{0.4}{2.0} = 0.2$$

- zbrojenie wzdłuż boku L:

- w środkowej części stopy (1/2B): $0.313 \cdot 2 \cdot 40.82 = 25.55\text{cm}^2$, 9 prętów co 12.5cm (28.26cm^2)
- w skrajnych pasmach stopy (1/4B): $0.187 \cdot 40.82 = 7.63\text{cm}^2$, po 2 pręty co 24cm z każdej strony (6.28cm^2)

- zbrojenie wzdłuż boku B:

- w środkowej części stopy (1/2L): $0.313 \cdot 2 \cdot 31.40 = 19.66\text{cm}^2$, 6 prętów co 30.0cm (18.84cm^2)
- w skrajnych pasmach stopy (1/4L): $0.187 \cdot 31.40 = 5.87\text{cm}^2$, po 2 pręty co 36.5cm z każdej strony (6.28cm^2)



(dla tych, którzy przyjęli fundament betonowy)

5.1. Sprawdzenie nośności fundamentu betonowego ze względu na zginanie (STR1)

5.1.1. Wyznaczenie momentów zginających przekrój fundamentu

Jak w wariancie ze stopą żelbetową.

5.1.2. Nośność zginanego przekroju betonowego

Wytrzymałość obliczeniowa betonu C16/20: $f_{ctd} = 1.0\text{MPa}$

$$M_{Rd} = f_{ctd} \cdot W_f = f_{ctd} \cdot 0.292 \cdot (B, L) \cdot d_f^2$$

- dla wspornika S_L

$$M_{RdL} = 1000.0 \cdot 0.292 \cdot 2.00 \cdot 1.00^2 = 584.00\text{kNm}$$

- dla wspornika S_B

$$M_{RdB} = 1000.0 \cdot 0.292 \cdot 3.00 \cdot 1.00^2 = 876.00\text{kNm}$$

5.1.3. Warunek nośności

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

- dla wspornika S_L

$$M_{sdL} = 433.22\text{kNm} \leq M_{RdL} = 584.00\text{kNm}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

- dla wspornika S_B

$$M_{sdB} = 222.81\text{kNm} \leq M_{RdB} = 876.00\text{kNm}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

5.2. Sprawdzenie nośności fundamentu ze względu na przebicie (STR2)

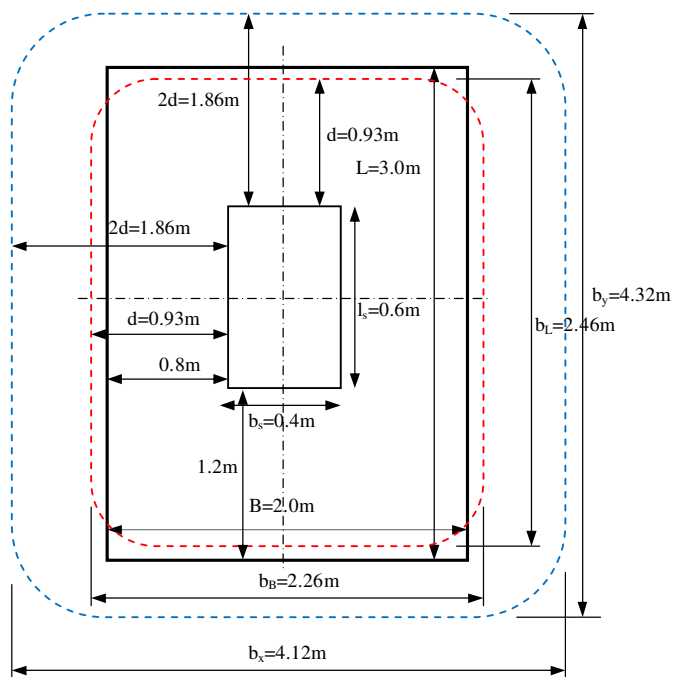
Sprawdzono nośność stopy na przebicie według zasad przedstawionych w PN-EN 1992-1-1, pkt 6.4.

5.2.1. Obwód kontrolny

Obwód kontrolny wyznaczono wg PN-EN 1992-1-1, pkt 6.4.2. Norma dopuszcza przyjmowanie wymiarów obwodu kontrolnego w zakresie od $2d$ do d (kąt rozchodzenia się naprężeń: $26.6^\circ \leq \Theta \leq 45^\circ$), gdzie d jest wysokością użyteczną przekroju. Wysokość użyteczna przekroju stopy (d_B i d_L wg pkt. 5.1.2.):

$$d = \frac{d_B + d_L}{2} = \frac{0.92 + 0.94}{2} = 0.93\text{m}$$

$$2d = 2 \cdot 0.93 = 1.86\text{m}$$



Do obliczeń przyjęto mniejszy obwód kontrolny (zaznaczony czerwonym kolorem, $\Theta=45^\circ$). Wymiary obwodu kontrolnego:

$$b_B = 2 \cdot d + b_s = 2 \cdot 0.93 + 0.4 = 2.26\text{m} > B = 2.0\text{m} \rightarrow b_B = B = 2.0\text{m}$$

$$b_L = 2 \cdot d + l_s = 2 \cdot 0.93 + 0.6 = 2.46\text{m} < L = 3.0\text{m}$$

Obwód kontrolny prawie pokrywa się z wymiarami stopy – przebicie fundamentu nie wystąpi (nie jest wymagane dodatkowe zbrojenie na ścinanie). **Poniżej przedstawiono jednak procedurę sprawdzenia możliwości wystąpienia przebicia.**

5.2.2. Zredukowana wartość obciążenia pionowego

Według PN-EN 1992-1-1, formuła 6.48.:

$$V_{sd,red} = V_d - \Delta V_d$$

- pole ograniczone obwodem kontrolnym

$$A_{cont} = b_L \cdot b_B = 2.46 \cdot 2.00 = 4.92\text{m}^2$$

- obciążenie pola kontrolnego

$$\Delta V_d = A_{cont} \cdot q_{EdB} = 4.92 \cdot 200.84 = 988.13\text{kN}$$

- zredukowana wartość pionowego obciążenia

$$V_{sd,red} = 1205.05 - 988.13 = 216.92\text{kN}$$

5.2.3. Naprężenia czynne na obwodzie kontrolnym

Według PN-EN 1992-1-1, formuła 6.49.:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd,red}}{u \cdot d}$$

- długość obwodu kontrolnego

$$u = 2 \cdot (b_L + b_B) = 2 \cdot (2.46 + 2.00) = 8.92m$$

- naprężenie czynne

$$v_{sd} = \frac{216.92}{8.92 \cdot 0.93} = 26.15kPa$$

5.2.4. Naprężenia przebijające

Według PN-EN 1992-1-1, formuła 6.38 i 6.39.:

$$v_{Ed} = \beta \cdot v_{sd}, \quad \beta = 1 + k \cdot \frac{M_d}{V_{sd,red}} \cdot \frac{u}{W_1}$$

- współczynnik uwzględniający wpływ kształtu słupa na przebicie : k (tab.6.1, EC2)

l_s/b_s	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

$$\frac{l_s}{b_s} = \frac{0.6}{0.4} = 1.5 \rightarrow k=0.65$$

- wskaźnik wytrzymałości dla obwodu kontrolnego (formuła 6.41, EC2)

$$\begin{aligned} W_1 &= 0.5 \cdot b_s^2 + b_s \cdot l_s + 4 \cdot b_s \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot l_s = \\ &= 0.5 \cdot 0.4^2 + 0.4 \cdot 0.6 + 4 \cdot 0.4 \cdot 0.93 + 16 \cdot 0.93^2 + 2 \cdot \pi \cdot 0.93 \cdot 0.6 = 19.15m^2 \end{aligned}$$

- współczynnik β ($M_d=250.20kNm$, wg 5.1.1.1.)

$$\beta = 1 + 0.65 \cdot \frac{250.20}{216.92} \cdot \frac{8.92}{19.15} = 1.35$$

- naprężenie przebijające

$$v_{Ed} = 1.35 \cdot 26.15 = 35.30kPa$$

(dla tych, którzy przyjęli fundament żelbetowy)

5.2.5. Obliczeniowa wytrzymałość na przebicie

Według PN-EN 1992-1-1, formuła 6.47.:

$$v_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a}$$

- dla betonu C16/20: $f_{ck} = 16MPa$

- współczynnik k (UWAGA! d podajemy w milimetrach!):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{930}} = 1.46 \leq 2.0$$

- współczynnik C_{Rdc} ($\gamma_c=1.4$ wg pkt.5.1.2.)

$$C_{Rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.4} = 0.129$$

- średni stopień zbrojenia ρ (na polach o szerokości nie większej od $6d+(b_s, l_s)$)

$$\rho = \sqrt{\rho_L \cdot \rho_B}$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{B \cdot d_f} = \frac{40.82}{200 \cdot 100} = 0.0020$$

$$\rho_B = \frac{A_{sB}}{L \cdot d_f} = \frac{31.40}{300 \cdot 100} = 0.0010$$

$$\rho = \sqrt{0.0020 \cdot 0.0010} = 0.0014$$

- zasięg obwodu kontrolnego $a = d = 0.93\text{m}$

- wytrzymałość na przebicie (f_{ck} w MPa!)

$$v_{Rdc} = 0.129 \cdot 1.46 \cdot (100 \cdot 0.0014 \cdot 16)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot 0.93}{0.93} = 0.493\text{MPa} = 493\text{kPa}$$

5.2.6. Minimalna wartość obliczeniowej wytrzymałości na przebicie

Według PN-EN 1992-1-1, formuła 6.3N.:

$$v_{Rdc,min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.035 \cdot 1.46^{1.5} \cdot 16^{0.5} = 0.247\text{MPa} = 247\text{kPa}$$

- warunek wytrzymałości obliczeniowej na przebicie

$$v_{Rdc} = 493\text{kPa} \geq v_{Rdc,min} = 247\text{kPa}$$

5.2.7. Warunek wytrzymałości na przebicie

$$v_{Ed} = 35.30\text{kPa} < v_{Rdc} = 493\text{kPa}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

(dla tych, którzy przyjęli fundament betonowy)

5.2.5. Minimalna wartość obliczeniowej wytrzymałości na przebicie

Według PN-EN 1992-1-1, formuła 6.3N.:

$$v_{Rdc,min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.035 \cdot 1.46^{1.5} \cdot 16^{0.5} = 0.247\text{MPa} = 247\text{kPa}$$

5.2.6. Warunek wytrzymałości na przebicie

$$v_{Ed} = 35.30 \text{ kPa} < v_{Rdc} = 247 \text{ kPa}$$

WARUNEK SPEŁNIONY

KONIEC