

## **Design Example 2.2. Pad foundation with inclined eccentric load on boulder clay**

### **1. Wyznaczenie charakterystycznej wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu**

Ze względu na warunki podane w przykładzie zdecydowano się na wyznaczenie wymiarów stopy fundamentowej w przypadku warunków bez odpływu.

W celu wyznaczenia charakterystycznej wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu  $c_{uk}$  posłużono się wynikami sondowania SPT ze wszystkich otworów wiertniczych jednakże stosując różne wagi w zależności od odległości otworu od środka fundamentu. Jako wagi przyjęto stosunek odległości otworu leżącego najbliżej środka fundamentu do odległości rozpatrywanego otworu.

Borehole No.	Odległość [m]	Waga [-]
BH1	26,33	0,25
BH2	6,5	1
BH4	12,5	0,52
BH11	17,16	0,38
BH13	30,83	0,21

Lokalne wartości  $c_u$  uzyskano korzystając z zależności empirycznej podanej przez O. Sivrikay'a i E. Togrol'a<sup>1</sup>:  $c_u = 4,75N_{field}$ . Przyjęto, iż objętość gruntu zmobilizowana przy potencjalnym zniszczeniu nie będzie sięgać głębiej niż ok. B m poniżej poziomu posadowienia stąd do obliczeń przyjęto jedynie te wyniki sondowań SPT, które wykonane zostały powyżej tej głębokości.

Borehole No.	Głębokość [m]	$N_{field}$ [-]	Waga w [-]	$c_u=4,75N_{field}$ [kPa]
BH1	1,8	27	0,25	128,25
	3,3	40	0,25	190
BH2	2	55	1,00	261,25
	3	52	1,00	247
BH4	1,8	25	0,52	118,75
	3,3	33	0,52	156,75
BH11	1	43	0,38	204,25
	2	41	0,38	194,75
	3	64	0,38	304
BH13	1,7	48	0,21	228
	2,5	41	0,21	194,75
	3,5	40	0,21	190

W przypadku stopy fundamentowej objętość gruntu biorąca udział w wystąpieniu stanu granicznego jest duża, dlatego też wyniki badań polowych muszą zostać uśrednione dla tej objętości, jako że wartość parametru geotechnicznego rządząca wystąpieniem stanu granicznego jest bliska wartości średniej na skutek redystrybucji naprężeń w masie gruntowej.

W celu wyznaczenia wartości charakterystycznej wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu  $c_{uk}$  posłużono się metodami statystycznymi. Wartość charakterystyczna wyznaczona została tak, aby obliczone prawdopodobieństwo wystąpienia mniej korzystnej wartości, decydującej o powstaniu rozpatrywanego stanu granicznego, nie było większe niż 5%. W ten sposób ostrożne oszacowanie wartości średniej polega na ustaleniu wartości średniej z ograniczonego zbioru wartości parametrów geotechnicznych, z poziomem ufności 95%.

<sup>1</sup> "Determination of undrained strength of fine-grained soils by means of SPT and its application In Turkey." O. Sivrikaya, E. Togrol, Engineering Geology 86 (2006) 52 - 69

Wg „Designer’s Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – General rules” R. Frank, C. Baudin, R. Driscoll, M. Kavvas, N. Krebs Ovesen, T. Orr, B. Schuppener:

$$c_{uk} = c_{u,mean} \cdot (1 - k_n \cdot V_{cu})$$

$c_{u,mean}$  – średnia ważona

$V_{cu}$  – współczynnik zmienności

$k_n$  – współczynnik zależny od liczby wyników badań, objętości gruntu biorącej udział w wystąpieniu stanu granicznego, typu próbek i założonego poziomu ufności

$$V_{cu} = s_{cu} / c_{u,mean}$$

gdzie  $s_{cu}$  – odchylenie standardowe

Borehole No	Głębokość [m]	$N_{field}$ [-]	Waga w [-]	$c_u = 4,75 N_{field}$ [kPa]	$c_u - c_{u,mean}$	$(c_u - c_{u,mean})^2$	$w \cdot (c_u - c_{u,mean})^2$
BH1	1,8	27	0,25	128,25	-84,01	7058,38	1742,48
	3,3	40	0,25	190	-22,26	495,69	122,37
BH2	2	55	1,00	261,25	48,99	2399,61	2399,61
	3	52	1,00	247	34,74	1206,58	1206,58
BH4	1,8	25	0,52	118,75	-93,51	8744,90	4547,35
	3,3	33	0,52	156,75	-55,51	3081,82	1602,55
BH11	1	43	0,38	204,25	-8,01	64,23	24,33
	2	41	0,38	194,75	-17,51	306,75	116,19
	3	64	0,38	304	91,74	8415,46	3187,68
BH13	1,7	48	0,21	228	15,74	247,62	52,21
	2,5	41	0,21	194,75	-17,51	306,75	64,67
	3,5	40	0,21	190	-22,26	495,69	104,51
		$\Sigma =$	5,30			$\Sigma =$	15170,52

$$c_{u,mean} = \Sigma c_{ui} \cdot w_i / \Sigma w_i = 212,26 \text{ kPa}$$

$$s_{cu}^2 = \frac{1}{N-1} \cdot (\Sigma w_i \cdot (c_{ui} - c_{u,mean})^2 / \Sigma w_i)$$

$$s_{cu} = 55,87 \text{ kPa}$$

$$V_{cu} = 55,87 / 212,26 = 0,26$$

$k_n = 0,56$  – wg Tabeli 2.5 Values of the coefficient  $k_{n,mean}$  for the assessment of a characteristic value as a 95% reliable mean value w „Designer’s Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – General rules” R. Frank, C. Baudin, R. Driscoll, M. Kavvas, N. Krebs Ovesen, T. Orr, B. Schuppener.

$$c_{uk} = 212,26 \cdot (1 - 0,56 \cdot 0,26) = \mathbf{180,98 \text{ kPa}}$$

## 2. Sprawdzenie stanu granicznego nośności

W celu rozwiązania przykładu przyjęto wartości częściowych współczynników zgodnie z podejściem obliczeniowym 2\* (kombinacja współczynników częściowych: A1+M1+R2)

Współczynniki częściowe dla oddziaływań		
Trwałe niekorzystne	$\gamma_G$	1,35
Zmienne niekorzystne	$\gamma_Q$	1,5
Współczynniki częściowe dla parametrów gruntowych		
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	$\gamma_{cu}$	1
Współczynniki częściowe dla oporu gruntowego		
Nośność podłoża	$\gamma_R$	1,4

Założono wymiary stopy B=L=3,10m

SIŁA PIONOWA (obciążenie **trwałe**; wartość **charakterystyczna**)

$$G_{v,k} = 1000\text{kN}$$

CIĘŻAR STOPY (obciążenie **trwałe**; wartość **charakterystyczna**)

$$G_{\text{stopy},k} = B \cdot L \cdot 0,8 \cdot \gamma_{\text{bet}} \quad (\gamma_{\text{bet}} = 25\text{kN/m}^3) = 192,2\text{kN}$$

SIŁA PIONOWA (obciążenie **zmienne**; wartość **charakterystyczna**)

$$Q_{v,k} = 750\text{kN}$$

SIŁA POZIOMA (obciążenie **zmienne**; wartość **charakterystyczna**)

$$Q_{h,k} = 500\text{kN} \quad (\text{Uwaga: Siła działa na wysokości 2m powyżej górnej powierzchni fundamentu})$$

SIŁA PIONOWA (obciążenie **trwałe**; wartość **obliczeniowa**)

$$G_{v,d} = 1350\text{kN}$$

CIĘŻAR STOPY (obciążenie **trwałe**; wartość **obliczeniowa**)

$$G_{\text{stopy},d} = 259,47\text{kN}$$

SIŁA PIONOWA (obciążenie **zmienne**; wartość **obliczeniowa**)

$$Q_{v,d} = 1125\text{kN}$$

SIŁA POZIOMA (obciążenie **zmienne**; wartość **obliczeniowa**)

$$Q_{h,d} = 750\text{kN}$$

CAŁKOWITA CHARAKTERYSTYCZNA SIŁA PIONOWA

$$G_{v,k} + Q_{v,k} + G_{\text{stopy},k} = 1942,2\text{kN}$$

CAŁKOWITA OBLICZENIOWA SIŁA PIONOWA

$$G_{v,d} + Q_{v,d} + G_{\text{stopy},d} = 2734,47\text{kN}$$

CHARAKTERYSTYCZNY MOMENT ZGINAJĄCY POWSTAJĄCY W WYNIKU DZIAŁANIA SIŁY POZIOMEJ

$$M = Q_{h,k} \cdot 2\text{m} = 1000\text{kNm}$$

MIMOŚRÓD DZIAŁANIA OBCIĄŻENIA PIONOWEGO

$$e_B = M / (G_{v,k} + Q_{v,k} + G_{\text{stopy},k}) = 0,515\text{m} < B/6 = 0,516\text{m}$$

**Jednostkowy opór graniczny  $R_d$  - warunki bez odpływu**

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c + q$$

$$B' = B - 2e_B = 2,07\text{m}$$

$$L' = 3,1\text{m}$$

$$A' = B' \cdot L' = 6,42\text{m}^2$$

$$c_{uk} = 180,98\text{kPa}$$

$$q = h \cdot \gamma_d = 0,8\text{m} \cdot 21,4\text{kN/m}^3 = 17,12\text{kPa}$$

$$\text{Współczynnik kształtu fundamentu } s_c = 1 + 0,2 \cdot B' \cdot L' = 1,13[-]$$

$$\text{Współczynnik nachylenia obciążenia } i_c = 1/2 \cdot (1 + \sqrt{1 - (Q_{h,k}/A' \cdot c_{uk})}) = 0,88[-]$$

$$\text{Współczynnik nachylenia podstawy fundamentu } b_c = 1[-]$$

$$R_k = A' \cdot [(\pi + 2) \cdot c_{uk} \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c + q] = 6050,43\text{kN}$$

$$R_d = R_k / \gamma_R = 4321,74\text{kN}$$

$$R_d / G_{v,d} + Q_{v,d} + G_{stop,y,d} = 4321,74 / 2734,47 = 1,58$$

$$\text{Współczynnik wykorzystania nośności } \Lambda = G_{v,d} + Q_{v,d} + G_{stop,y,d} / R_d = 2734,47 / 4321,74 = 0,63$$

Przyjęto wymiar stopy fundamentowej  $B=L=3,10m$ .

### 3. Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności

#### Obliczenie osiadania natychmiastowego

W celu obliczenia osiadania natychmiastowego posłużono się uproszczoną metodą ośrodka sprężystego:

$$S_e = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q \cdot B / E_u$$

gdzie:

$S_e$  – osiadanie

$\mu_0$  – współczynnik wpływu zależny od głębokości posadowienia

$\mu_1$  – współczynnik wpływu zależny od miąższości warstwy

$q$  – nacisk

$B$  – szerokość fundamentu

$E_u$  – moduł odkształcenia bez odplywu

Osiadania rozpatrywane są do głębokości  $2B$ .

Współczynniki  $\mu_0$  i  $\mu_1$  wyznaczone są na podstawie rysunku obok (Figure 5.29. Improved influence factors  $\mu_0$  and  $\mu_1$  for saturated clays (Christian & Carrier, 1978) w "Soil Mechanics: Basic Concepts and Improvements" A. Aysen A.A Balkema Publishers 2002).

Zgodnie z rysunkiem obok:

$$D/B = 0,8 / 3,10 = 0,26 \rightarrow \mu_0 = 0,96$$

$$H/B = 6,2 / 3,10 = 2 \rightarrow \mu_1 = 0,50$$

Wartość modułu odkształcenia w warunkach bez odplywu wyznaczono posługując się zależnością:

$E_u / N_{60} = 1,0 \div 1,2$  (MPa) ((Butler, 1975 w „In Situ Testing In Geomechanics. The main tests.” Fernando Schnaid, Taylor & Francis 2009).

Przyjęto, że  $E_u / N_{60} = 1,2$

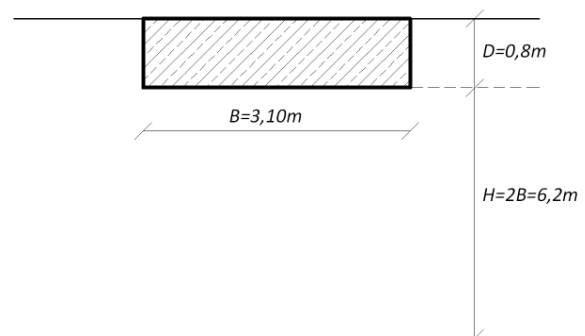
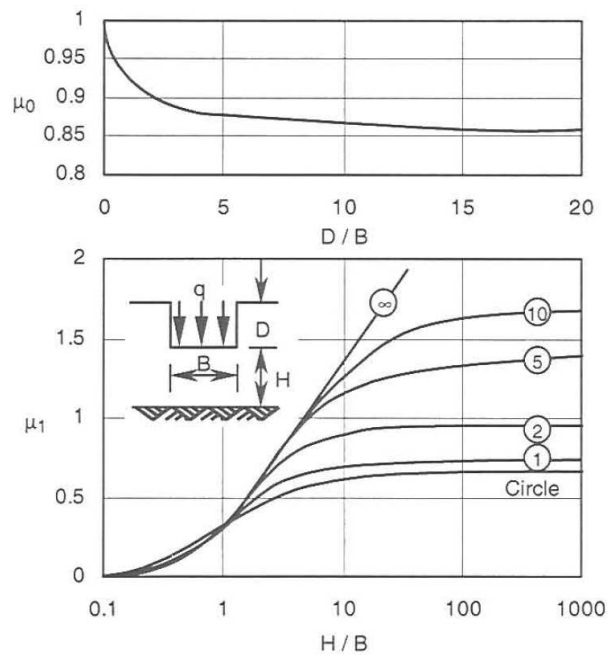
Wg O. Sivrikay'a i E. Togrol'a<sup>1</sup>:

$$N_{60} = 0,75 \cdot C_r \cdot N_{field}$$

$C_r$  – rod lenght correction factor

Przyjęto  $C_r = 1,0$

W celu wyznaczenia modułu odkształcenia bez odplywu posłużono się metodami statystycznymi, jak w przypadku wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odplywu przy sprawdzaniu stanu granicznego nośności.



## Wyznaczenie reprezentatywnej wartości liczby uderzeń z sondowania SPT

Borehole No.	Głębokość [m]	$N_{field}$ [-]	Waga w [-]	$N_{field} \cdot w$ [-]	$N_{field} - N_{field,mean}$	$(N_{field} - N_{field,mean})^2$	$w \cdot (N_{field} - N_{field,mean})^2$
BH1	1,8	27	0,25	6,67	-28,85	832,53	205,52
	3,3	40	0,25	9,87	-15,85	251,34	62,05
	4,8	38	0,25	9,38	-17,85	318,75	78,69
	6,3	45	0,25	11,11	-10,85	117,80	29,08
BH2	2	55	1,00	55,00	-0,85	0,73	0,73
	3	52	1,00	52,00	-3,85	14,85	14,85
	4,5	77	1,00	77,00	21,15	447,17	447,17
	6	93	1,00	93,00	37,15	1379,85	1379,85
BH4	1,8	25	0,52	13,00	-30,85	951,95	495,01
	3,3	33	0,52	17,16	-22,85	522,29	271,59
	4,8	41	0,52	21,32	-14,85	220,63	114,73
	6,3	43	0,52	22,36	-12,85	165,22	85,91
BH11	1	43	0,38	16,29	-12,85	165,22	62,58
	2	41	0,38	15,53	-14,85	220,63	83,57
	3	64	0,38	24,24	8,15	66,36	25,14
	4,5	67	0,38	25,38	11,15	124,24	47,06
	6	97	0,38	36,74	41,15	1693,03	641,30
BH13	1,7	48	0,21	10,12	-7,85	61,68	13,00
	2,5	41	0,21	8,64	-14,85	220,63	46,52
	3,5	40	0,21	8,43	-15,85	251,34	52,99
	4,5	37	0,21	7,80	-18,85	355,46	74,94
	5,5	33	0,21	6,96	-22,85	522,29	110,12
	6,5	36	0,21	7,59	-19,85	394,17	83,10
		$\Sigma=$	10,23	555,60		$\Sigma=$	4401,76

$$N_{field} = \Sigma N_{field} \cdot w_i / \Sigma w_i = 54,33$$

$$S_N^2 = \nu \cdot ((N/(N-1)) \cdot (\Sigma w_i \cdot (N_{field} - N_{field,mean})^2) / \Sigma w_i)$$

$$S_N = 20,29$$

$$V_N = 20,29 / 54,33 = 0,37$$

$$k_n = 0,37$$

$$N_{field,k} = N_{field,mean} \cdot (1 - k_n \cdot V_N) = 54,33 \cdot (1 - 0,37 \cdot 0,37) = 46,82$$

Jako reprezentatywną ilość uderzeń z sondowania SPT przyjęto 47 uderzeń.

$$N_{60} = 0,75 \cdot C_r \cdot N_{field} = 0,75 \cdot 47 = 35,25$$

$$E_u = 1,2 \cdot N_{60} = 1,2 \cdot 35,25 = 42,3 \text{ MPa}$$

Do obliczenia nacisku przyjęto charakterystyczną wartość obciążenia:

$$G_{v,k} + Q_{v,k} + G_{stop,y,k} = 1000 + 750 + 192,2 = 1942,2 \text{ kN}$$

stąd:

$$q = 1942,2 / 3,10^2 = 202,10 \text{ kPa}$$

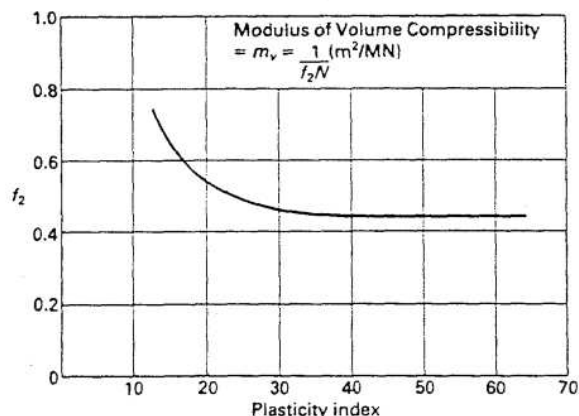
$$S_e = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q \cdot B / E_u = (0,96 \cdot 0,5 \cdot 202,10 \cdot 3,10) / 42300 = 0,007 \text{ m} = 7 \text{ mm}$$

Obliczenie osiadań konsolidacyjnych

Osiadania konsolidacyjne obliczono postępując się wzorem  $s_c = (\Delta\sigma \cdot \Delta h)/M$ . Podłoże gruntowe podzielone zostało na warstwy obliczeniowe, przy czym przyrost naprężenia, wywołany przyłożonym obciążeniem zewnętrznym, w każdej z tych warstw wyznaczony został wykorzystując metodę punktów środkowych.

W celu wyznaczenia modułu ściśliwości posłużono się zależnością podaną przez Stroud'a (1974)<sup>2</sup> na wyznaczenie współczynnika zmian objętości gruntu:

$$m_v = 1/f_2 \cdot N \text{ [m}^2/\text{MN]}$$



Z powyższego widać, iż wartościami potrzebnymi do wyznaczenia są reprezentatywne wartości liczb uderzeń z sondowania SPT dla każdej z warstw obliczeniowych oraz wskaźnika plastyczności.

Poniższa tabela przedstawia sondowania SPT wykorzystane do wyznaczenia modułu ściśliwości dla każdej z warstw obliczeniowych. Plussem oznaczono te sondowania które pomimo tego iż nie należą do rozpatrywanego przedziału zostały w nim uwzględnione ze względu na lokalizację miejsca sondowania względem środka fundamentu.

Przedział	Wykorzystane sondowanie(głębokość [m])	Reprezentatywna ilość uderzeń
0,80 – 1,80	BH1(1,8), BH2(2,0)(+), BH4(1,8), BH11(1,0), BH13(1,7)	32
1,80 – 2,80	BH1(3,3), BH2(2,0), BH4(1,8), BH11(2,0), BH13(2,5)	31
2,80 – 3,80	BH1(3,3), BH2(3,0), BH4(3,3), BH11(3,0), BH13(3,5)	39
3,80 – 4,80	BH1(4,8), BH2(4,5), BH4(4,8), BH11(4,5), BH13(4,5)	45
4,80 – 5,80	BH1(4,8), BH2(4,5)(+), BH4(4,8), BH13(5,5)	38
5,80 – 7,00	BH1(6,3), BH2(6,0), BH4(6,3), BH11(6,0), BH13(6,5)	51

Wyznaczenie reprezentatywnej wartości wskaźnika plastyczności

$I_p$ [%]	$I_p - I_{p,mean}$	$(I_p - I_{p,mean})^2$
8,5	-3,40	11,56
13,5	1,60	2,56
9,5	-2,40	5,76
14,5	2,60	6,76
13,5	1,60	2,56
11,5	-0,14	0,02
10,5	-1,14	1,31
	$\Sigma =$	30,86

$$I_{p,mean} = \Sigma I_{p,i} / n = 11,64\%$$

$$S_{I_p}^2 = (1/n-1) \cdot \Sigma (I_{p,i} - I_{p,mean})^2$$

<sup>2</sup> "The standard penetration test in insensitive clays and soft rock" Stroud M. A. (1974) Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, vol. 2(2), pp. 367-375

$$S_{Ip} = 2,27\%$$

$$V_{Ip} = s_{Ip}/I_{p,mean} = 2,27/11,64 = 0,19$$

$$k_n = 0,75$$

$$I_{p,k} = I_{p,mean} \cdot (1 - k_n \cdot V_{Ip}) = 11,64 \cdot (1 - 0,75 \cdot 0,19) = 9,94\%$$

Jako reprezentatywną wartość wskaźnika plastyczności przyjęto  $I_p = 9,94\%$

Dla  $I_p = 9,94\% \rightarrow f_2 = 1$

Głębokość poniżej poziomu posadowienia $z_i$ [m]	$z_i/B$	$\eta = f(L/B; z_i/B)$	Napężenie od obciążenia fundamentem $s_{z,ig} = \eta \cdot q$ kPa	$M_i$ kPa	Napężenie średnie $s_{z,si}$ kPa	$H_i$	$s'_i$ cm
1	2	3	4	5	6	7	8
0,00	0,00	1,000	202,10				
				32000	189,19	1,00	0,591
1,00	0,32	0,872	176,28				
				31000	145,43	1,00	0,469
2,00	0,65	0,567	114,57				
				39000	92,83	1,00	0,238
3,00	0,97	0,352	71,09				
				45000	58,70	1,00	0,130
4,00	1,29	0,229	46,31				
				38000	39,13	1,00	0,103
5,00	1,61	0,158	31,96				
				51000	26,90	1,20	0,063
6,20	2,00	0,108	21,84				
						$\Sigma =$	1,595

$$S_c = 16\text{mm}$$

Tak więc:

$$S = S_e + S_c = 7 + 16 = 23\text{mm}$$

Ponieważ dla zwykłych konstrukcji z oddzielnymi fundamentami dopuszcza się zwykle całkowite osiadania do 50mm, przyjęte wymiary fundamentu  $B=L=3,10\text{m}$  należy uznać za poprawne.