

OBLICZENIA STATYCZNE ZBIORNIKA WYRÓWNAWCZEGO WODY UZDATNIONEJ Z1 W PŁONCE STRUMIANCIE

WYKORZYSTANE NORMY

- Obciążenia stałe PN-82/B-02001
- Obciążenia zmienne technologiczne PN-82/B-02003
- Obciążenie śniegiem PN-80/B-02010:Az1
- Obciążenie wiatrem PN-77/B-02011:Az1
- Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone PN-B-03264:1999/2002
- Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli PN-81/B-03020
- Zbiorniki, wymagania i badania techniczne przy odbiorze PN-85/B-10702

Geometria zbiornika wg rys. szalunkowego – średnica wewn. 12,0m, wysokość wewn. 5,80m

POZ. 1 OBCIĄŻENIA

<p>0.1. Ciężar Rodzaj: ciężar Typ: stałe</p> <p>0.1.1. Dach Charakterystyczna wartość obciążenia: $Q_k = 0,43 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowe wartości obciążenia: $Q_{o1} = 0,51 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,19$,</p> <p><u>Składniki obciążenia:</u> Papa z posypką $Q_k = 0,150 \text{ kN/m}^2 / 0,998 = 0,15 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,20$, Płyta OSB 22mm $Q_k = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,022 \text{ m} = 0,22 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 0,26 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,20$, Krokwie $Q_k = 5,5 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,07 \text{ m} \cdot 0,14 \text{ m} / 0,9 \text{ m}) / 0,998 = 0,06 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 0,07 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,10$,</p> <p>0.1.2. Mur z cegły dziurawki Charakterystyczna wartość obciążenia: $Q_k = 2,06 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowe wartości obciążenia: $Q_{o1} = 2,34 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,14$,</p>	<p><u>Składniki obciążenia:</u> cegła dziurawka 12cm $Q_k = 14,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m} = 1,68 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 1,85 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,10$, tynk obustr. 2cm $Q_k = 19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} = 0,38 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 0,49 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,30$,</p> <p>0.1.3. Płyta przekrycia Charakterystyczna wartość obciążenia: $Q_k = 3,65 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowe wartości obciążenia: $Q_{o1} = 4,03 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,10$,</p> <p><u>Składniki obciążenia:</u> Płyta żelbet 14cm $Q_k = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,14 \text{ m} = 3,50 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 3,85 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,10$, Wełna min. 15cm $Q_k = 1,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m} = 0,15 \text{ kN/m}^2$. $Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{f1} = 1,20$,</p>
<p>0.2. Użytkowe Rodzaj: użytkowe Typ: zmienne</p> <p>0.2.1. Użytkowe - płyta żelbet. Charakterystyczna wartość obciążenia: $Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowa wartość obciążenia: $Q_o = 1,68 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,40$,</p>	<p>0.3. Śnieg Rodzaj: śnieg Typ: zmienne</p> <p>0.3.1. Śnieg kął nachyl. 4st Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem: $Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 0,96 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem: $Q_o = 1,44 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,50$.</p>
<p>0.4. Wiatr Rodzaj: wiatr Typ: zmienne</p> <p>0.4.1. Wiatr-nawietrzna Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem: $Q_k = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,90 \cdot (-0,90 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,44 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem: $Q_o = -0,66 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,50$.</p>	<p>0.4.2. Wiatr-zawietrzna Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem: $Q_k = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,90 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,19 \text{ kN/m}^2$. Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem: $Q_o = -0,29 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,50$.</p>

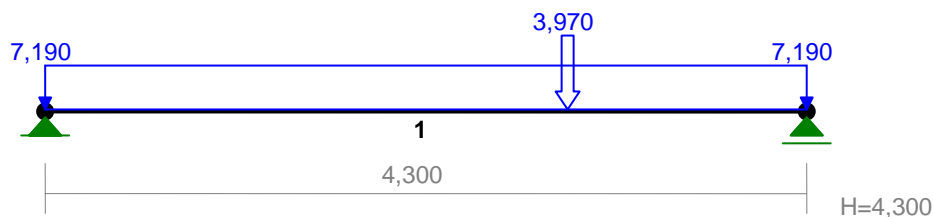
POZ. 2 PRZEKRYCIE ZBIORNIKA

POZ. 2.1 PŁYTA SKRAJNA $L_{max}=4,30m$

Obciążenie na 1m szer. płyty

	obc. char.	obc. obl.
- obc. ciągłe	$4,85+1,15=6,00$ kN/m	$5,71+1,48=7,19$ kN/m
- obc. skupione od dachu	$5,36 \times 0,5 \times 1,15=3,08$ kN	$5,36 \times 0,5 \times 1,48=3,97$ kN

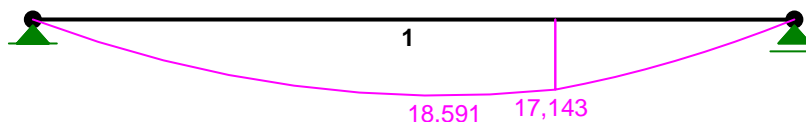
OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa: A	""			Stałe	$\gamma_f = 1,00$	
1	Linowe	0,0	7,190	7,190	0,00	4,30
1	Skupione	0,0	3,970		2,95	

MOMENTY:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-0,000	16,136	0,000
	0,54	2,305	18,599*	0,003	0,000
	1,00	4,300	-0,000	-17,424	0,000

* = Wartości ekstremalne

WYMIAROWANIE: $b=100cm$, $h=14cm$, $h_o=11,5cm$, BETON B25, STAL A-II (18G2)

$$A_o = 18,599 / (1,0 \times 0,115^2) = 1406 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mu_a = 0,54\%$$

$$F_a = 0,54 / 100 \times 100 \times 11,5 = 6,21 \text{ cm}^2$$

UGIĘCIE:

$$l_o / h_o = 430 / 14 = 30,7 < 36 \text{ dla przekryć dachowych o rozpiętości } \leq 6,0m \text{ (Tab. 15 - PN-84/B-03264)}$$

PRZYJĘTO WYSOKOŚĆ PŁYTY 14cm; BETON B25, STAL A-II (18G2);

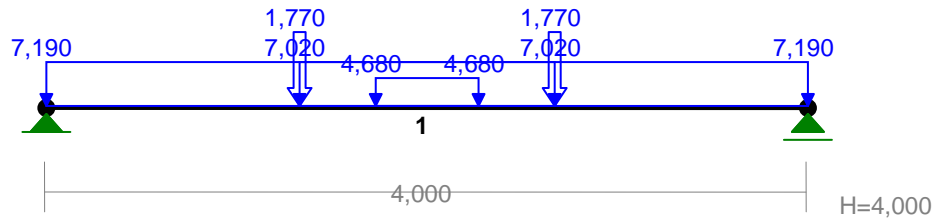
ZBROJENIE DOŁEM $\emptyset 10$ co 11cm ($F_{arz} = 7,13 \text{ cm}^2$; $\mu_{arz} = 0,62\%$)

POZ. 2.2 PŁYTA ŚRODKOWA $L_{max}=4,0m$

Obciążenie na szer. płyty = 1,60m

	obc. char.	obc. obl.
- obc. ciągłe	$4,85+1,15=6,00$ kN/m	$5,71+1,48=7,19$ kN/m
- obc. skupione od dachu	$2,75 \times 0,5 \times 0,99=1,36$ kN	$2,75 \times 0,5 \times 1,29=1,77$ kN
- obc. od muru wys. 1,0m	$2 \times 1,0 \times 2,06=4,12$ kN/m	$2 \times 1,0 \times 2,34=4,68$ kN/m
- obc. od muru wys. 1,5m	$2 \times 1,5 \times 2,06=6,18$ kN/m	$2 \times 1,5 \times 2,34=7,02$ kN/m

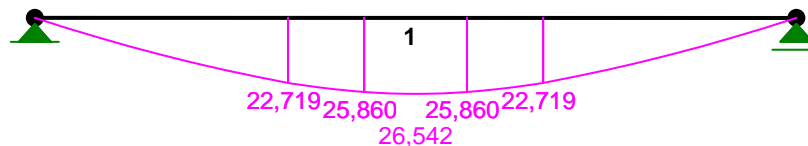
OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa: A	""			Stałe	$\gamma_f = 1,00$	
1	Liniowe	0,0	7,190	7,190	0,00	4,00
1	Liniowe	0,0	7,020	7,020	1,33	2,67
1	Liniowe	0,0	4,680	4,680	1,73	2,27
1	Skupione	0,0	1,770		1,33	
1	Skupione	0,0	1,770		2,67	

MOMENTY:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-0,000	21,737	0,000
	0,50	2,000	26,542*	0,000	0,000
	1,00	4,000	-0,000	-21,737	0,000

* = Wartości ekstremalne

WYMIAROWANIE: $b=100\text{cm}$, $h=14\text{cm}$, $h_0=11,5\text{cm}$, BETON B25, STAL A-II (18G2)

$$A_0 = 26,542 / (1,0 \times 0,115^2) = 2007 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mu_a = 0,77\%$$

$$F_a = 0,77 / 100 \times 100 \times 11,5 = 8,86 \text{ cm}^2$$

UGIĘCIE:

$$l_0 / h_0 = 400 / 14 = 28,6 < 32 \text{ dla przekryć dachowych o rozpiętości } \leq 6,0\text{m (Tab. 15 - PN-84/B-03264)}$$

PRZYJĘTO WYSOKOŚĆ PŁYTY 14cm; BETON B25, STAL A-II (18G2);

ZBROJENIE DOŁEM $\varnothing 10$ co 8cm ($F_{arz} = 9,81 \text{ cm}^2$; $\mu_{arz} = 0,85\%$)

POZ 2.3 BELKA $L_{\max}=5,80\text{m}$

OBCIĄŻENIE NA 1mb BELKI

	obc. char.	obc. obl.
- od płyt stropowych i dachu	$8,30 \times 0,5 \times 6,00 = 24,90 \text{ kN/m}$	$8,30 \times 0,5 \times 7,19 = 29,84 \text{ kN/m}$
- ciężar własny	$0,3 \times 0,5 \times 25,0 = 3,75 \text{ kN/m}$	$0,3 \times 0,5 \times 25,0 \times 1,1 = 4,13 \text{ kN/m}$
RAZEM	28,65 kN/m	33,97 kN/m

$$M_{\max} = 0,125 \times 33,97 \times 5,80^2 = 139,5 \text{ kNm}$$

$$R_{\max} = 0,5 \times 33,97 \times 5,80 = 96,22 \text{ kN}$$

WYMIAROWANIE: $b=30\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, $h_0=47,5\text{cm}$, BETON B25, STAL A-II (18G2)

$$A_o = 139,5 / (0,3 \times 0,475^2) = 2061 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mu_a = 0,79\%$$

$$F_a = 0,79 / 100 \times 30 \times 47,5 = 11,26 \text{ cm}^2$$

ŚCINANIE:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 0,09 \times 30 \times 47,5 = 96,19 \text{ kN} < 96,22 \text{ kN}$$

UGIĘCIE:

$$l_o / h_o = 580 / 47,5 = 12,2 < 16,8 = 13 \times (7,50/5,80) - \text{dla podciągów i żeber o rozpiętości} \leq 7,5\text{m}$$

(Tab. 15 - PN-84/B-03264)

PRZYJĘTO WYMIARY BELKI 30x50cm; BETON B25, STAL A-II (18G2);

ZBROJENIE DOŁEM 7 Ø 16 ($F_{arz} = 12,06 \text{ cm}^2$; $\mu_{arz} = 0,85\%$), GÓRĄ 2 Ø 16,

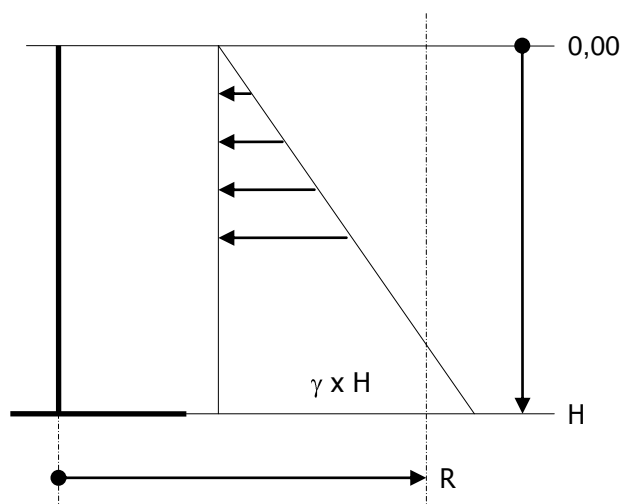
STRZEMIONA (przyjęto konstrukcyjnie): w strefie 1,0m od podpory Ø 8 co 10cm, w pozostałej części 8 co 30cm

POZ. 3 WYZNACZENIE SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obliczenie ścian i dna zbiornika wykonano w oparciu o pracę St. Gawrońskiego p.t. „Kołowe zbiorniki żelbetowe”.

Przyjęto górną krawędź zbiornika jako swobodną a dolną – jako zamocowaną w dnie zbiornika.

POZ. 3.1 ROZCIĄGANIE W ŚCIANIE ZBIORNIKA – obc. trójkątne od parcia wody – tablica 1



$R = 6,0\text{m}$; $H = 5,20\text{m}$;
 $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ (ciężar wł. H_2O);
 - grubość ściany $t = 0,3\text{m}$;
 - średnica wewnętrzna – $D = 12,0\text{m}$ ($R=6,0\text{m}$)
 - wysokość zbiornika – $H = 5,20\text{m}$

$H^2 / (D \times t) = 5,2^2 / (12,0 \times 0,3) = 7,51 \Rightarrow$ przyjęto 8
 siła $T =$ współczynnik $\times \gamma \times R \times H$;
 $\gamma \times R \times H = 10 \times 6,0 \times 5,2 = 312$

Punkt	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	
wsp.	-0,011	+0,104	+0,218	+0,335	+0,443	+0,534	+0,575	+0,530	+0,381	+0,151	+ rozciąg.
siła T	-3,4	+32,4	+68,0	+104,5	+138,2	+166,6	+179,4	+165,4	+118,9	+47,1	kN/mb wysokości

Siła poprzeczna na krawędzi z fundamentem jest równa wartości $\gamma \times H^2$ pomnożonej przez współczynnik +0,174 z tablicy 16.

$$V = +0,174 \times 10 \times 5,2^2 = 47,0 \text{ kN/m}$$

POZ. 3.2 MOMENTY W ŚCIANIE ZBIORNIKA – obc. jak wyżej – tablica 7

moment $M =$ współczynnik $\times \gamma \times H^3$; $\gamma \times H^3 = 10 \times 5,2^3 = 1406,1$; + oznacza rozciąg. pow. zewn.

Punkt	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H	
wsp.	0,0000	+0,0001	+0,0002	+0,0008	+0,0016	+0,0028	+0,0038	+0,0029	-0,0022	-0,0145	
mom. M	0,00	+0,14	+0,28	+1,1	+2,2	+3,9	+5,3	+4,1	-3,1	-20,4	kNm/mb

POZ. 3.3 PŁYTA DOLNA

$$\pi \times R_1^2 = 3,14 \times 6,30^2 = 124,63 \text{ m}^2; \quad 2 \times \pi \times R_2 = 2 \times 3,14 \times 6,15 = 38,62 \text{ m};$$

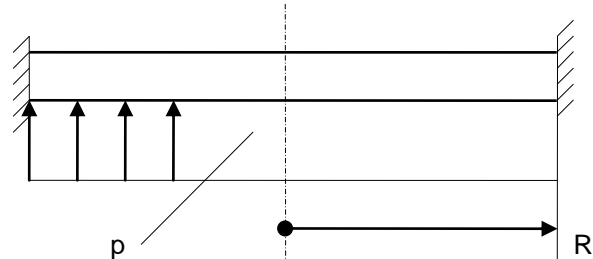
R_1 – promień zewnętrzny; R_2 – promień osiowy

OBCIĄŻENIA

	obc. char.	obc. obl.
- od płyt stropowych i dachu	$124,63 \times 6,00 = 727,8 \text{ kN}$	$124,63 \times 7,19 = 872,4 \text{ kN}$
- ciężar ściany	$38,62 \times 0,3 \times 5,2 \times 25,0 = 1506,2 \text{ kN}$	$38,62 \times 0,3 \times 5,2 \times 25,0 \times 1,1 = 1656,8 \text{ kN}$
- ciężar słupów	$2 \times 0,4^2 \times 5,2 \times 25,0 = 41,6 \text{ kN}$	$2 \times 0,4^2 \times 5,2 \times 25,0 \times 1,1 = 45,8 \text{ kN}$
RAZEM	2275,6 kN	2575,0 kN

obc. powierzchniowe na grunt - $p = 2575 / (\pi \times 6,52^2) = 19,3 \text{ kN/m}^2$

MOMENTY W PŁYTCIE KOŁOWEJ UTWARDZONEJ NA OBWODZIE – tablica 12



moment $M = \text{współczynnik} \times p \times R^2$;
 $p \times R^2 = 19,3 \times 6,0^2 = 694,8$
 + oznacza ścisnienie płaszczyzny obciążonej

M_r – momenty radialne (promieniowe)

Punkt	0,0 R	0,1 R	0,2 R	0,3 R	0,4 R	0,5 R	0,6 R	0,7 R	0,8 R	0,9 R	1,0 R	
wsp.	+0,075	+0,073	+0,067	+0,057	+0,043	+0,025	+0,003	-0,023	-0,053	-0,087	-0,125	
M_r	+52,1	+50,7	+46,6	+39,6	+29,9	+17,4	+2,1	-16,0	-36,8	-60,5	-86,9	kNm/mb

M_t – momenty styczne (tangencjalne)

Punkt	0,0 R	0,1 R	0,2 R	0,3 R	0,4 R	0,5 R	0,6 R	0,7 R	0,8 R	0,9 R	1,0 R	
wsp.	+0,075	+0,074	+0,071	+0,066	+0,059	+0,050	+0,039	+0,026	+0,011	-0,006	-0,025	
M_t	+52,1	+51,4	+49,3	+45,9	+41,0	+34,7	+27,1	+18,1	+7,6	-4,2	-17,4	kNm/mb

POZ. 3.4 ŚCIANA OBCIĄŻONA MOMENTEM NA DOLNEJ KRAWĘDZI

Współczynniki rozdziału wg tablicy 18 i 19

- ściana zbiornika $k = \text{współczynnik} \times (E \times t^3) / H$ współ. – 0,903

- płyta dolna $k_1 = \text{współczynnik} \times (E \times t^3) / R$ współ. – 0,104

$$k = 0,903 \times (30^3 / 5,2) = 4689; \quad k_1 = 0,104 \times (50^3 / 5,2) = 2167;$$

Współczynniki rozdziału

- dla ściany $4689 / (4689 + 2167) = 0,68$

- dla płyty $2167 / 6856 = 0,32$

	Ściana	Płyta
Współczynnik rozdziału	0,68	0,32
Momenty zamocowania	-20,4	-86,9
	$+0,68 \times (86,9 + 17,4) = 70,9$	$+0,32 \times (86,9 + 17,4) = 33,4$
RAZEM	50,5 kNm/mb	-53,5 kNm/mb

Siła rozrywająca od momentu wg tablicy 6

$$M = 53,5 \text{ kNm}; \quad T = \text{współcz.} \times M \times R / H^2; \quad M \times R / H^2 = 53,5 \times 6,0 / 5,2^2 = 11,87$$

Punkt	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H
wsp.	-0,24	-0,53	-0,73	-0,67	-0,02	+2,05	+5,87	+11,32	+16,52	+16,06	0
siła T	-2,9	-6,3	-8,7	-8,0	-0,2	+24,3	+69,7	+134,4	+196,1	+190,6	0

Momenty w ścianie wg tablicy 11; $M1 = \text{współcz.} \times M$; $M = 53,5 \text{ kNm}$

Punkt	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H
wsp.	-0,000	-0,001	-0,009	-0,022	-0,044	-0,068	-0,052	+0,002	+0,178	+0,515	+1,0
moment M1	0,0	-0,1	-0,5	-1,2	-2,4	-3,6	-2,8	+0,1	+9,5	+27,6	53,5

POZ. 3.5 OSTATECZNIE WARTOŚCI SIŁ ROZRYWAJĄCYCH I MOMENTÓW W ŚCIANIE ZBIORNIKA

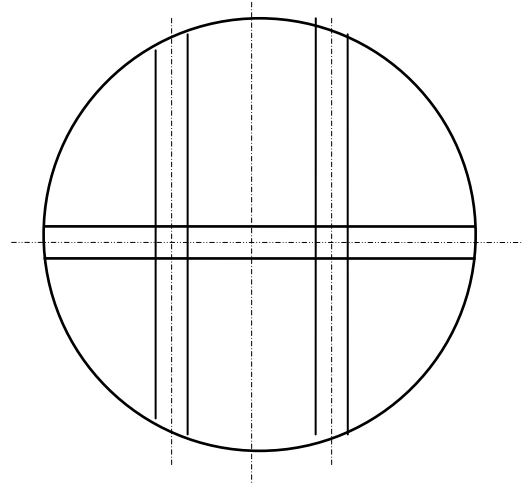
Siła rozrywająca T [kN]

Punkt	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0H
wg 3.1	-3,4	+32,4	+68,0	+104,5	+138,2	+166,6	+179,4	+165,4	+118,9	+47,1	0
wg 3.4	-2,9	-6,3	-8,7	-8,0	-0,2	+24,3	+69,7	+134,4	+196,1	+190,6	0
T	-6,3	+26,1	+59,3	+96,5	+138,0	+190,9	+249,1	+299,8	+315,0	+237,7	

Momenty M [kNm]

Punkt	0,0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1,0 H
wg 3.2	0,00	0,00	+0,14	+0,28	+1,1	+2,2	+3,9	+5,3	+4,1	-3,1	-20,4
wg 3.4	0,0	-0,1	-0,5	-1,2	-2,4	-3,6	-2,8	+0,1	+9,5	+27,6	53,5
M	0,00	-0,10	-0,36	-0,92	-1,3	-1,4	+1,1	+5,4	+13,6	+24,5	+33,1

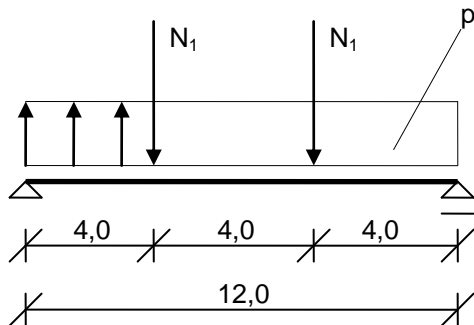
POZ. 3.6 BELKI UKRYTE POD SŁUPAMI W DNIIE ZBIORNIKA



OBCIĄŻENIA

	obc. obl.
- z belek poz. 2.3	$2 \times 96,22 = 192,5 \text{ kN}$
- ciężar słupa	$0,4^2 \times 4,7 \times 25,0 \times 1,1 = 20,7 \text{ kN}$
RAZEM	213,2 kN
- odpór gruntu na 1 mb	19,3 kN/m

- przyjęto, że siły są przekazywane na pas płyty o szerokości 1,0 m
- założono, że siły są przekazywane po połowie na belki prostopadłe do siebie



Wyznaczenie sił wewnętrznych	
	$N_1 = 0,5 \times 213,2 = 106,6 \text{ kN}$
	$M_{1sl} = 1,5 \times (106,6 \times 4,0 \times 8,0) / 12,0 = 426,4 \text{ kNm}$
	$M_{1gr} = -19,3 \times 6,0 \times 4,0 + 19,3 \times 4^2 \times 0,5 = -308,8 \text{ kNm}$
	$M_1 = 117,6 \text{ kNm}$

POZ. 4 WYMIAROWANIE

PRZYJĘTO:

BETON B25;

$$R_b = 11,5 \text{ MPa} = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \quad R_{bzk} = 1,35 \text{ MPa} = 0,135 \text{ kN/cm}^2; \quad E_b = 27000 \text{ MPa} = 2700 \text{ kN/cm}^2;$$

STAL: A-II (18G2);

$$R_a = 310,0 \text{ MPa} = 31,0 \text{ kN/cm}^2; \quad R_{ak} = 355,0 \text{ MPa} = 35,5 \text{ kN/cm}^2; \quad E_a = 210000 \text{ MPa} = 21000 \text{ kN/cm}^2;$$

POZ. 4.1 ŚCIANA – ZBROJENIE PIERŚCIENIOWE – wartości sił wg POZ. 3.5

POZ. 4.1.1 POZIOM MAX SIŁY ROZRYWAJĄCEJ N – 0,8 H

ROZCIĄGANIE :

$$\max N = 315,0 \text{ kN}; \quad \text{przyjęto } \gamma = 1,2;$$

$$F_a = 315,0 \times 1,2 / 31 = 12,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Przyjęto wkładki } \varnothing 12 \text{ co } 15 \text{ cm w dwu warstwach} - 2 \times 7,54 = 15,8 \text{ cm}^2 = F_{\text{arz}}$$

SPRAWDZENIE RYS: $a_{\text{dop}} = 0$ – nie mogą pojawić się rysy

$$n = E_a / E_b = 21000 / 2700 = 7,8; \quad \epsilon_s = 0,00015;$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad F = 30,0 \times 100,0 = 3000,0 \text{ cm}^2;$$

$$\mu_a = 15,8 / 3000 = 0,0053$$

$$\sigma_{\text{bs}} = (\epsilon_s \times \mu_a \times E_a) / (1 + n \times \mu_a) = (0,00015 \times 0,0053 \times 21000) / (1 + 7,8 \times 0,0053) = 0,0160$$

$$h \geq [N - 2 \times n \times (R_{\text{bzk}} - \sigma_{\text{bs}}) \times F_a] / [(R_{\text{bzk}} - \sigma_{\text{bs}}) \times b]$$

$$30 \text{ cm} \geq [315,0 - 2 \times 7,8 \times (0,135 - 0,016) \times 15,8] / [(0,135 - 0,016) \times 100] = 24,0 - \text{warunek spełniony}$$

POZ. 4.1.2 POZIOM PRZERWY TECHNOLOGICZNEJ – 0,5 H

ROZCIĄGANIE :

$$\max N = 190,9 \text{ kN}; \quad \text{przyjęto } \gamma = 1,2;$$

$$F_a = 190,9 \times 1,2 / 31 = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Przyjęto wkładki } \varnothing 12 \text{ co } 20 \text{ cm w dwu warstwach} - 2 \times 5,65 = 11,3 \text{ cm}^2 = F_{\text{arz}}$$

SPRAWDZENIE RYS: $a_{\text{dop}} = 0$ – nie mogą pojawić się rysy

$$\mu_a = 11,3 / 3000 = 0,0038$$

$$\sigma_{\text{bs}} = (\epsilon_s \times \mu_a \times E_a) / (1 + n \times \mu_a) = (0,00015 \times 0,0038 \times 21000) / (1 + 7,8 \times 0,0038) = 0,0116$$

$$30 \text{ cm} \geq [194,8 - 2 \times 7,8 \times (0,135 - 0,0116) \times 11,3] / [(0,135 - 0,0116) \times 100] = 14,0 - \text{warunek spełniony}$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE PIERŚCIENIOWE:

- pierwszy odcinek do przerwy roboczej (0,5 H) - $\varnothing 12$ co 15 cm z obu stron,

- powyżej - $\varnothing 12$ co 20 cm z obu stron

POZ. 4.2 ŚCIANA – ZBROJENIE PIONOWE – wartości sił wg POZ. 3.5

ROZCIĄGANIE POWIERZCHNI ZEWNĘTRZNEJ

$$\max M = 33,1 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad h_o = 26 \text{ cm}; \quad \text{BETON B25}; \quad \text{STAL: A-II (18G2)};$$

$$A_o = 33,1 / (1,0 \times 0,26^2) = 490 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mu_a = 0,17\%$$

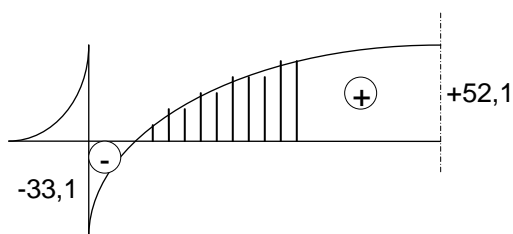
$$F_a = 0,0017 \times 100 \times 26 = 4,42 \text{ cm}^2$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE PIONOWE: $\varnothing 12$ co 20 cm z obu stron.

POZ. 4.3 PŁYTA DNA – wartości sił wg POZ. 3.3

POZ. 4.3.1 MOMENTY PROMIENIOWE

PRZESŁO



$$\max M = 52,1 + (86,9 - 33,1) = 105,9 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 50 \text{ cm}; \quad h_o = 45 \text{ cm}; \quad \text{BETON B25}; \quad \text{STAL:}$$

A-II (18G2);

$$A_o = 105,9 / (1,0 \times 0,45^2) = 523 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mu_a = 0,19\%$$

$$F_a = 0,0019 \times 100 \times 45 = 8,55 \text{ cm}^2$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE: $\varnothing 16$ co 20 cm.

PODPORA – nie mniej jak zbrojenie w ścianie na głębokości $0,4 R = 0,4 \times 6,0 = 2,4 \text{ m}$

PRZYJĘTO ZBROJENIE: $\varnothing 16$ co 20 cm.

POZ. 4.3.2 MOMENTY STYCZNE

PRZESŁO

PRZYJĘTO ZBROJENIE: Ø 16 co 20 cm.

PODPORA

max M = 17,4 kNm – zbrojenie minimalne pierścieniowe na dole - => $\mu_a = 0,15\%$

$$F_a = 0,0015 \times 100 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE: Ø 16 co 25 cm w pasie 0,3 x 6,0 = 1,80m

POZ. 4.3.3 SPRAWDZENIE RYS - M = 105,9 kNm

$$n = E_a / E_b = 21000 / 2700 = 7,8; \quad \epsilon_s = 0,00015; \quad R_{bzk} = 0,135 \text{ kN/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 50 \text{ cm}; \quad F_a = 10,05 \text{ cm}^2; \quad F_{ac} \approx 4,0 \text{ cm}^2;$$

$$M \leq M_{fp} = W_{fp} \times R_{bzk}$$

$$W_{fp} = [0,292 + 1,5 \times n / (b \times h) \times (F_a + 0,1 \times F_{ac})] \times b \times h^2$$

$$W_{fp} = [0,292 + 1,5 \times 7,8 / (100 \times 50) \times (10,05 + 0,1 \times 4,0)] \times 100 \times 50^2 = 79113,3 \text{ cm}^3$$

$$M_{fp} = 79113,3 \times 0,135 = 10680 \text{ kNcm} = 106,8 \text{ kNm} \approx 105,9 \text{ kNm} - \text{warunek spełniony}$$

POZ. 4.4 SŁUPY 40 x 40cm

OBCIĄŻENIA OBL.

- z belek poz. 2.3	2 x 96,22 = 192,5 kN
- ciężar słupa	0,4 ² x 4,7 x 25,0 x 1,1 = 20,7 kN
RAZEM	213,2 kN

ZAŁOŻONO ZBROJENIE SYMETRYCZNE: 4 Ø 16 (F_{arz} = 8,04cm²).

$$R_b = 11,5 \text{ MPa} = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \quad R_{ac} = R_a = 310,0 \text{ MPa} = 31,0 \text{ kN/cm}^2;$$

$$l_o = 1,2 \times 470 = 564 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm}; \quad h = 40 \text{ cm}; \quad h_o = 35 \text{ cm}$$

1. zbrojenie symetryczne

$$2. \quad l_o / b = 564 / 40 = 14,1 < 20$$

$$3. \quad 25 \text{ cm} \leq b = 40 \text{ cm} \leq h = 40 \text{ cm}$$

$$\mu_a = 8,04 / 40^2 \times 100\% = 0,5\% > 0,4; \quad F_{ac} = 8,04 \text{ cm}^2; \quad \gamma_{bz} = 1,15$$

$$N_d / N = 0,8; \quad l_o / b = 14,1 \Rightarrow \varphi_a = 0,75$$

$$N < \varphi_a \times [(1 / \gamma_{bz}) \times R_b \times b \times h + R_{ac} \times F_{ac}]$$

$$213,2 < 0,75 \times [(1 / 1,15) \times 1,15 \times 40 \times 40 + 8,04 \times 31,0] = 1387 \text{ kN}$$

PRZYJĘTO WYMIARY SŁUPA 40 x 40 cm

ZBROJENIE SYMETRYCZNE: 4 Ø 16 (F_{arz} = 8,04cm²) STRZEMIONA Ø 6 co 20cm.

POZ. 4.5 UKRYTE BELKI W PŁYCCIE DNA POD SŁUPAMI

$$\text{max } M = 117,6 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 50 \text{ cm}; \quad h_o = 45 \text{ cm}; \quad \text{BETON B25}; \quad \text{STAL: A-II (18G2)};$$

$$A_o = 117,6 / (1,0 \times 0,45^2) = 581 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \mu_a = 0,20\%$$

$$F_a = 0,0020 \times 100 \times 45 = 9,0 \text{ cm}^2$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE DOŁEM: 5 Ø 16 (F_{arz} = 10,05cm²).

UWAGI:

ZE WZGLĘDU NA WARUNKI ŚRODOWISKA XC4 (WG PN-B-03264:2002)

NALEŻY PRZYJAĆ:

BETON: B30, HYDROTECHNICZNY W 8

STAL: ozn. # – A-IIIN (RB 500 W)

ozn. Ø – A-0 (St0S)

OTULINA: PŁYTA DENNA 5cm; ŚCIANA, SŁUPY 3,5cm do lica prętów zbrojenia głównego

POZ. 5 POSADOWIENIE ZBIORNIKA

UWAGI:

1. DO PROJEKTU PRZYJĘTO W POZIOMIE POSADOWIENIA GRUNTY NOŚNE O JEDNOSTKOWYM OPORZE OBLICZENIOWYM PODŁOŻA 150 kN/m².
 $m \times q_f = 0,81 \times 150 = 121,5 \text{ kN/m}^2$
2. W PRZYPADKU STWIERDZENIA GRUNTÓW O MNIJSZEJ NOŚNOŚCI NALEŻY NIEZWŁOCZNIE SKONTAKTOWAĆ SIĘ Z AUTOREM OPRACOWANIA.
3. PRZED BETONOWANIEM DNA ZBIORNIKA GRUNT W WYKOPIE MUSI BYĆ PORÓWNANY Z PRZYJĘTYMI ZAŁOŻENIAMI I ODEBRANY PRZEZ UPRAWNIONEGO GEOLOGA STOSOWNYM WPISEM DO DZIENNIKA BUDOWY.

POZ. 5.1 OBLICZENIA

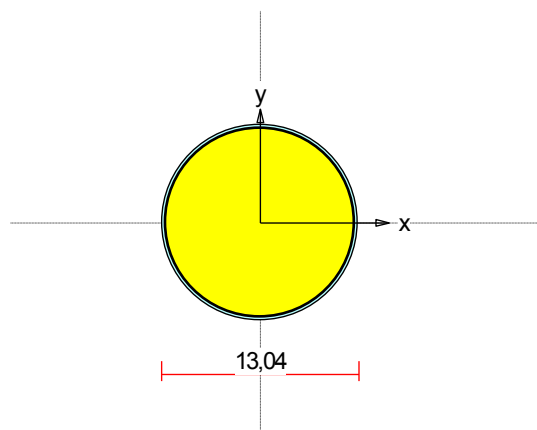
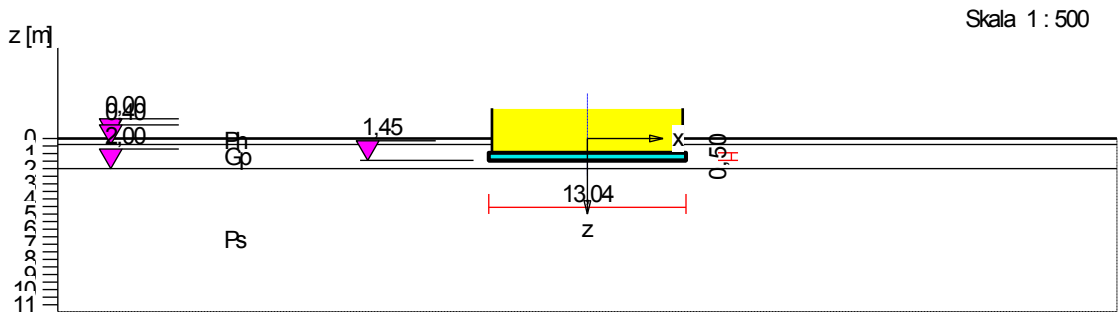
OBCIĄŻENIA	obc. obl.	kN
- płyty stropowe i dach	$\pi \times 6,30^2 \times (0,51+4,03+1,44+1,68) =$	954,6
- ściana żelbetowa kołowa	$2 \times \pi \times 6,15 \times 0,3 \times 5,80 \times 25,0 \times 1,1 =$	1849,0
- ściana żelbetowa prosta	$12,0 \times 0,3 \times 5,15 \times 25,0 \times 1,1 =$	509,9
- ciężar belek	$2 \times 0,3 \times 0,5 \times 11,72 \times 25,0 \times 1,1 =$	96,7
- ciężar słupów	$2 \times 0,4^2 \times 5,3 \times 25,0 \times 1,1 =$	46,6
- płyta denna	$\pi \times 6,52^2 \times 0,5 \times 25 \times 1,1 =$	1836,3
- woda	$\pi \times 6,0^2 \times 5,10 \times 10,0 =$	5768,0
	RAZEM	11061,1

OBCIĄŻENIE GRUNTU NA JEDNOSTKĘ POWIERZCHNI

Powierzchnia płyty dennej $F = \pi \times 6,52^2 = 133,55 \text{ m}^2$

Obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem $q_{rs} = 11061,1 / 133,55 = 82,8 \text{ kN/m}^2 = 82,8 \text{ kPa}$

FUNDAMENT 1.



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Istniejący względny poziom terenu: $z_t = 0,00$ m,

Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt. [m]
1	0,00	0,40	Piasek próchniczny	brak wody
2	0,40	1,60	Gлина piaszczysta	brak wody
3	2,00	nieokreśl.	Piasek średni	brak wody

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup kołowy**

Średnica słupa: $d = 12,60$ m,

Współrzędne osi słupa: $x_0 = 0,00$ m, $y_0 = 0,00$ m,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^0$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0,95$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	H_x	H_y	M_x	M_y	γ
	obciążenia*	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]
1	D	11061,1	0,0	0,0	0,00	0,00	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwałe,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwałe i krótkotrwałe.

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B25, nazwa stali: RB 500 W,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 12,0$ mm, na kierunku y: $d_y = 12,0$ mm,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

W warunku na przebicie nie uwzględniać strzemion.

5. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 1,45$ m

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B = 13,04$ m,

Wysokość: $H = 0,50$ m,

Mimośrod: $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m.

6. Stan graniczny I

6.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośrodków

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,45	0,50	0,00
	D	2,00	0,06	0,00

6.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiar podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 13,04$ m,

Wymiar podstawy równoważnej stopy kwadratowej: $B_{zast} = 0,885 \cdot B = 11,54$ m,

Względny poziom posadowienia: $H = 1,45$ m.

Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 11061,10$ kN, mimośrodky wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m,

siła pozioma: $H_x = 0,00$ kN, mimośrodek względem podstawy fund. $E_z = 0,50$ m,

siła pozioma: $H_y = 0,00$ kN, mimośrodek względem podstawy fund. $E_z = 0,50$ m,

moment: $M_x = 0,00$ kNm, moment: $M_y = 0,00$ kNm.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: $G = 1973,87$ kN/m, momenty: $M_{Gx} = 0,00$ kNm/m, $M_{Gy} = 0,00$ kNm/m.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$N_r = N + G = 11061,10 + 1973,87 = 1588,10 = 13034,97 = 12649,20$ kN.

Momenty względem środka podstawy:

$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 11061,10 \cdot 0,00 - 0,00 \cdot 0,50 + 0,00 + (0,00) = 0,00 = 0,00$ kNm.

$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -11061,10 \cdot 0,00 + 0,00 \cdot 0,50 + 0,00 + 0,00 = 0,00 = 0,00$ kNm.

Mimośrodky sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 0,00/12649,20 = 0,00 \text{ m},$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/12649,20 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,000 + 0,000 = 0,000 \text{ m} < 0,167.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_{zast} - 2 \cdot e_{rx} = 11,54 - 2 \cdot 0,00 = 11,54 \text{ m}, \quad B_y' = B_{zast} - 2 \cdot e_{ry} = 11,54 - 2 \cdot 0,00 = 11,54 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 1):

$$\text{średnia gęstość obliczeniowa: } \rho_{D(r)} = 1,75 \text{ t/m}^3,$$

$$\text{minimalna wysokość: } D_{\min} = 1,45 \text{ m},$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,75 \cdot 9,81 \cdot 1,45 = 24,94 \text{ kPa}.$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 10,00 \cdot 0,90 = 9,00^0,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 7,74 \text{ kPa},$$

$$N_B = 0,15 \quad N_C = 7,92, \quad N_D = 2,25.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta_x = |H_x|/N_r = 0,00/13034,97 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_x/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,1584 = 0,000,$$

$$i_{B_x} = 1,00, \quad i_{C_x} = 1,00, \quad i_{D_x} = 1,00.$$

$$\text{tg } \delta_y = |H_y|/N_r = 0,00/13034,97 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_y/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,1584 = 0,000,$$

$$i_{B_y} = 1,00, \quad i_{C_y} = 1,00, \quad i_{D_y} = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 1,67 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 14,76 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_y'/B_x' = 0,75, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_y'/B_x' = 1,30, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_y'/B_x' = 2,50$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNBx} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{C_x} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{D_x} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x' \cdot i_{B_x}) = 31876,19 \text{ kN}.$$

$$Q_{fNBy} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{C_y} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{D_y} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_y' \cdot i_{B_y}) = 31876,19 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 13034,97 \text{ kN} < m \cdot \min(Q_{fNBx}, Q_{fNBy}) = 0,81 \cdot 31876,19 = 25819,71 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

KONIEC OBLICZEŃ STATYCZNYCH

PROJEKTOWAŁ

mgr inż. Marcin Andrzejewski

SPRAWDZIŁ

mgr inż. Paweł Chmielewski