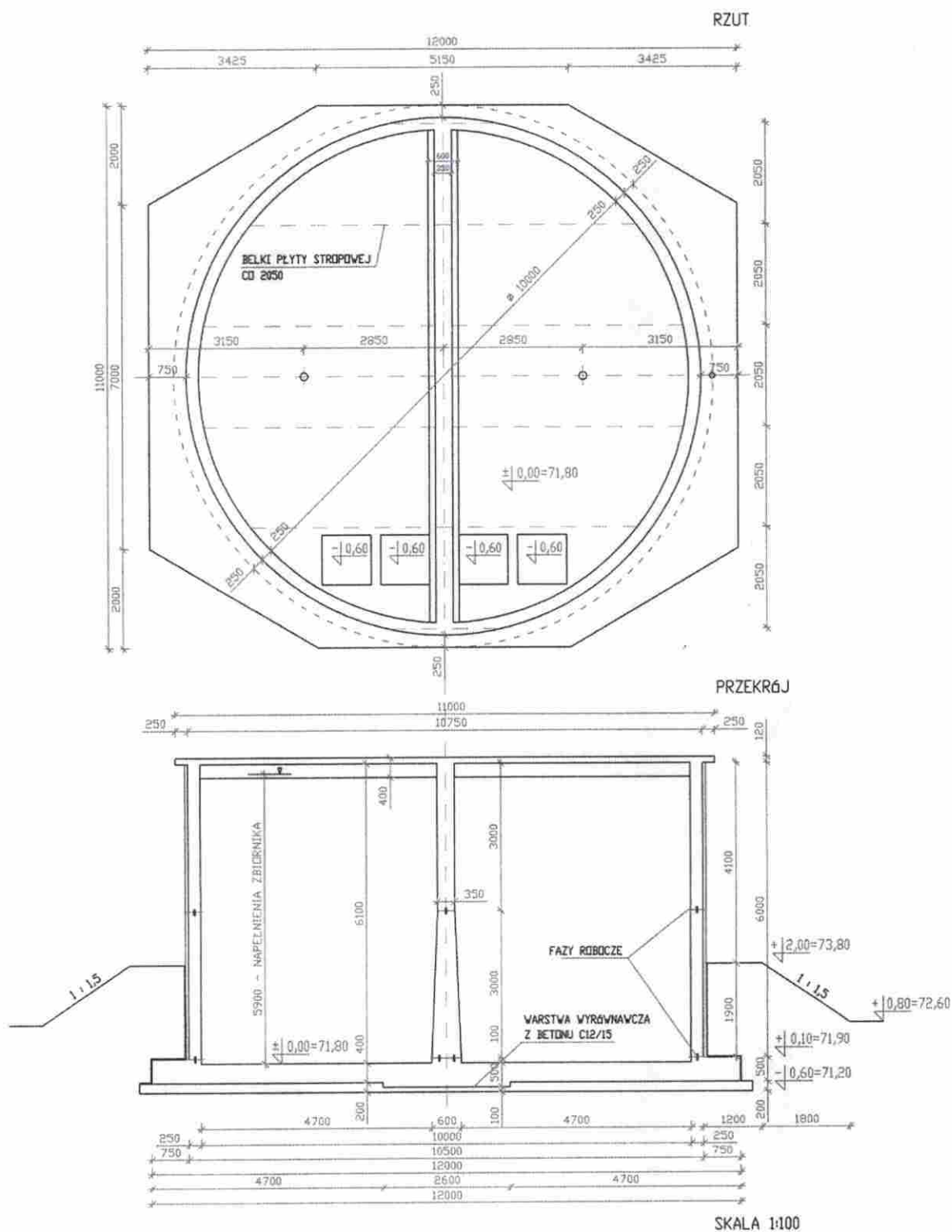


Obliczenia do projektu budowlanego zbiornika wyrównawczego na wodę uzdatnioną



Powierzchnia płyty fundamentowej

$$F = 2,598a^2 - 1,5 \cdot 5,1 \cdot 0,5 \cdot 2 = 127,3 - 7,65 = 119,65 \text{ m}^2$$

Wskaźnik wytrzymałości fundamentu

$$W_x = 0,6a^3 = 0,6 \cdot 7^3 = 205,8 \text{ m}^3$$

Sprawdzenie stateczności zbiornika

Jednostki miary : (t), (m)

Przypadek budowlany

Nie uwzględniono obciążenia śniegiem i wiatrem jako obciążenia nieistotne dla stateczności. Zrealizowana konstrukcja bez zasypki i wody.

Poziom wody gruntowej znacznie poniżej poziomu posadowienia.

Poziom wykopu znajduje się w strefie IV warstwy geotechnicznej obejmującej sypkie grunty rzeczne facji korytowej wykształconych w postaci piasków drobnoziarnistych i piasków pylistych znajdujących się w stanie średniozagęszczonym.

Ciężar objętościowy konstrukcji $2,5 \text{ t/m}^3$, wody 1 t/m^3 .

Zestawienie obciążeń względem osi X

Obciążenie	$G [t]$	$r [m]$	$M [tm]$
Płyta fundamentowa $119,65 \cdot 0,4 = 47,86$	119,65	6,00	717,9
Strop $3,14 \cdot 10,8^2 \cdot 0,25 \cdot 0,15 = 13,74$	34,35	6,00	206,1
Ściana zewn. $3,14 \cdot 10,25 \cdot 0,25 \cdot 6,1 = 49,08$	122,70	6,00	736,2
Ściana wewn. $[(6,6 + 0,35) \cdot 0,5 \cdot 3,1 + 0,35 \cdot 3,0] \cdot 10 = 25,2$	63,00	6,00	378,0
Razem	339,70		2038,2

$$\text{Nacisk na podłoże } \bar{\sigma} = G/F = 339,7 \text{ t} / 119,65 \text{ m}^2 = 2,84 \text{ t/m}^2$$

Przypadek próby szczelności

Woda w obu komorach $3,14 \cdot 10^2 \cdot 5,9 \cdot 0,25 = 25,2$	437,95	6,00	2627,7
Łącznie	777,65		4605,9

$$\text{Nacisk na podłoże } \bar{\sigma} = G/F = 777,65 \text{ t} / 119,65 \text{ m}^2 = 6,50 \text{ t/m}^2$$

Woda w jednej komorze

1. Komora prawa	219	3,75	821,25
Łącznie	558,7	5,12	2859,45

$$\text{Wielkość mimośrodowa } e_x = 6,00 - 5,12 = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{Moment względem osi } X_o \quad M_{x_o} = 558,7 \cdot 0,88 = 491,7 \text{ tm}$$

$$\text{Napężenia na grunt } \bar{\sigma} = \frac{G}{F} \pm \frac{M_{x_o}}{W_x}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 558,7 / 119,65 - 491,7 / 205,8 = 4,67 \text{ t/m}^2 - 2,39 \text{ t/m}^2 = 2,28 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 558,7 / 119,65 + 491,7 / 205,8 = 4,67 \text{ t/m}^2 + 2,39 \text{ t/m}^2 = 7,06 \text{ t/m}^2$$

2. Komora lewa	219	8,25	1806,75
Łącznie	558,7	6,88	3844,95

Wielkość mimośrodów $l_x = 6,88 - 6,0 = 0,88 \text{ m}$

Naprężenia na grunt:

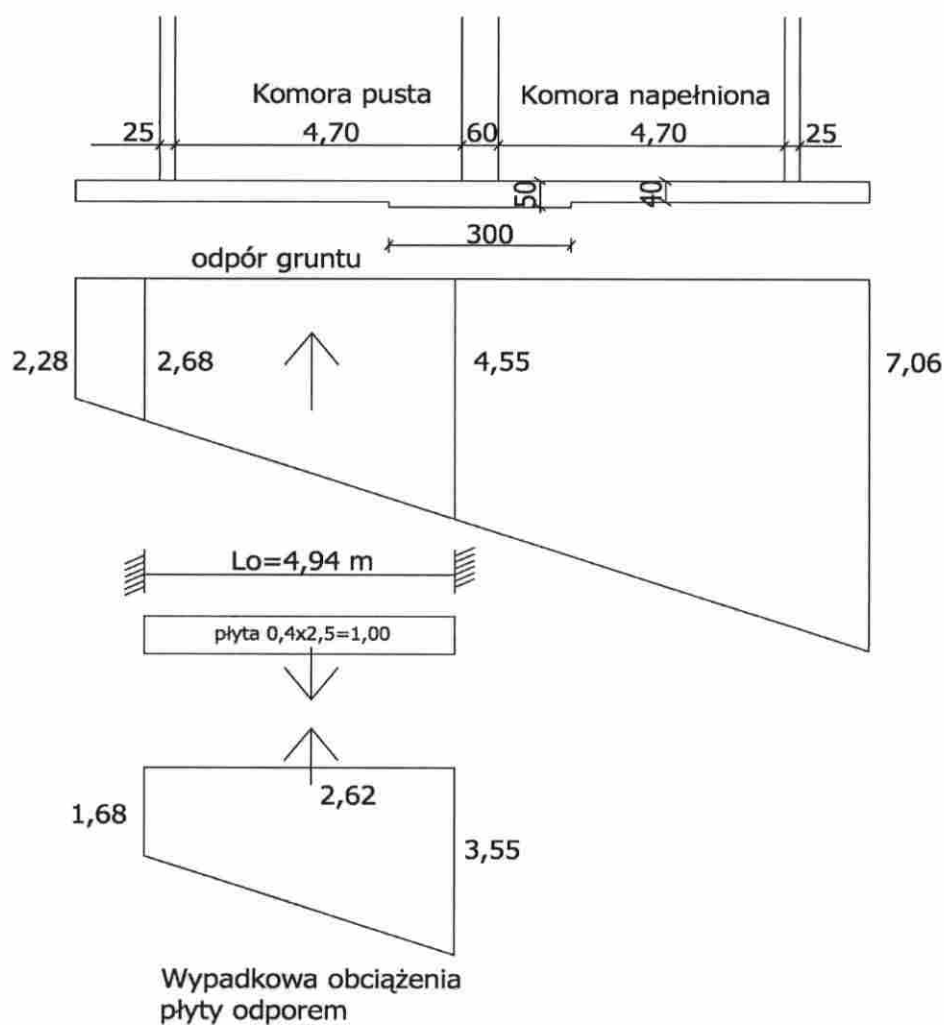
$$\sigma_1 = 7,06 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2,28 \text{ t/m}^2$$

Stosunek naprężeń $\sigma_1/\sigma_2 = 3,1$

Rozkład naprężeń jest do przyjęcia.

Schemat obciążenia do obliczenia płyty fundamentowej i zbrojenia



Uwaga !

Należy pogrubić ścianę środkową dołem do 60 cm i płytę pod ścianą do grubości 50 cm w pasie 300 cm.

Obliczone momenty i naprężenia rozciągające w betonie (przybliżone) oraz przyjęte wielkości zbrojenia przedstawiono niżej.

Przyjęto : beton C25/30

Stal zbrojenia klasy AIII N

<i>Moment</i>	<i>Wielkość momentu tm</i>	<i>Napężenie rozciągające w betonie t/m² kg/cm²</i>	<i>Przyjęte zbrojenie przekrój cm²</i>
Pod ścianą środkową (dołem)	9,5	230 2,3	Ø14 co 18 cm 8,55
Pod ścianą walcową (dołem)	5,2	200 20	Ø12 co 18 cm 6,27
W przęśle (górze)	4,5	170 17	Ø12 co 18 cm 6,27

Obliczenie sił rozciągających w ścianie walcowej i momentów utwardzenia ściany

Obliczenie wykonano na podstawie „Konstrukcji żelbetowe” - J. Kobiak, W. Stachurski.

Dane wyjściowe

schemat obliczeniowy - ściana walcowa utwardzona w fundamentach

średnica obliczeniowa $D=10,00+2*0,25*0,5=10,25$ m

$r=5,125$, $t=0,25$ m

$H_0=5,9$ m

$\gamma_w=1,0$ t/m³

Obliczenie

$$L_1=0,76 * \sqrt{t} * r = 0,76 * \sqrt{0,25} * 5,125 = 0,76 * 1,132=0,86$$

współczynnik $\zeta = x/L_1$ x – odległość od przekroju dolnego

Obliczenie sił pierścieniowych

$$\begin{aligned} R &= r * \gamma_w [(H_0 - x) + (L_1 - H_0) * f_1(\eta) - H_0 * f_2(\eta)] = \\ &= 5,125 * 1,0 [(5,9 - x) + (0,86 - 5,90) * f_1(\eta) - 5,9 * f_2(\eta)] = \\ &= 5,13 [5,9 - x + (-5,04) * f_1(\zeta) - 5,9 * f_2(\zeta)] \end{aligned}$$

wielkości $f_1(\eta)$ i $f_2(\eta)$ odczytywano z wykonanego wykresu w funkcji η

$$\eta = x/L_1$$

Obliczenie momentów od utwardzenia ściany

$$\begin{aligned} M_x &= 0,5 * L_1^2 * \gamma_w [(L_1 - H_0) * f_2(\eta) + H_0 * f_1(\eta)] = \\ &= 0,5 * 0,86^2 * 1,0 [(0,86 - 5,90) * f_2(\eta) + 5,9 * f_1(\eta)] = \\ &= 0,37 * [-5,04 * f_2(\eta) + 5,9 * f_1(\eta)] \end{aligned}$$

Wyniki obliczeń

x	η	$f_1(\eta)$	$f_2(\eta)$	R	M_x
0	0	0	1,0	0	-1,86
0,5	0,58	0,30	0,46	6,05	-0,20
1,0	1,16	0,28	0,13	13,95	-
1,5	1,74	0,17	-0,03	19,60	-
2,0	2,32	0,07	-0,07	20,30	-
2,5	2,90	0,00	-0,07	19,50	-
3,0	3,50	0,0	-0,07	16,90	-
4,0				10,00	
5,0				5,00	

Przyjęto pręty do utwardzenia płyty i przeniesienia momentu Ø12 obustronnie co 17,9 cm w osi ściany - 180 sztuk

Pręty pierścieniowe:

- w pierwszej fazie betonowania obustronnie Ø12 co 18 cm
- w drugiej fazie betonowania j.w.

Procent uzbrojenia wynosi $100/18 \cdot 2 \cdot 1,13 / 100 \cdot 25 = 0,5\%$
większy od zalecanego 0,4%

Obliczenie ściany środkowej

Obliczenie wykonano dla ściany obciążonej z jednej strony wodą.

Długość ściany $b=10$ m

Wysokość ściany $a=6$ m, obciążona trójkątem parcia wody

- Przyjęto
- utwardzenie ściany środkowej w dnie i w ścianach pierścieniowych.
 - podparcie przegubowe w stropie

Obliczenia przeprowadzono w/g tablic inżynierskich

$C=a/b=6,0/10,0=0,6$

Momenty maksymalne w przęśle

$M_{a_{max}}=m_a \cdot q \cdot a^2=0,0217 \cdot 6,0 \cdot 6^2=4,69$ tm

$M_{b_{max}}=m_b \cdot q \cdot a^2=0,0068 \cdot 6,0 \cdot 6^2=1,46$ tm

Moment utwardzenia dołem

$M_{an}=m_{an} \cdot q \cdot a^2=0,0565 \cdot 6,0 \cdot 6^2=12,2$ tm

Moment utwardzenia w ścianie bocznej

$M_{bn}=m_{bn} \cdot q \cdot a^2=0,0358 \cdot 6,0 \cdot 6^2=7,75$ tm

Dla przeniesienia momentu M_{an} przyjęto grubość ściany dołem 60 cm, ze zbrojeniem Ø14 co 18 cm

Do kotwienia ze ścianą boczną użyć pręty Ø14 co 18 cm na wysokość od $x=1,0$ do $x=4,0$ m

Obliczenie stropu zbiornika

Przyjęto strop wylewany oparty o ścianę środkową grub. 35 cm i belki poprzeczne w rozstawie 205 cm.

Płyta

Ze względu na stosunek boków środkowych $pól > 2$ $4,70/1,80=2,6$

obliczono zbrojenie jak dla płyty jednokierunkowo pracującej .

Przyjęto schemat płyty pięcioprzęsłowej w środku rozpiętości połówki płyty.

Grubość płyty 12 cm + warstwy ocieplające i zabezpieczające
obciążenie użytkowe 2 kN/m^2 (tarasy i dachy płaskie z dostępem, pomosty do obsługi urządzeń).

Obciążenie obliczeniowe

Pominięto obciążenie śniegiem, które nie będzie występowało przy znacznie większym obciążeniem użytkowym.

Obciążenie stałe

Płyta żelbet. $0,12 * 1,2 * 2,5 = 3,6 \text{ kN/m}^2$
warstwy ociepl. I zabezp. $1,0 * 1,3 = 1,3 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie użytkowe $2 * 1,4 = 2,8 \text{ kN/m}^2$
Razem $7,77 \text{ kN/m}^2$

Maksymalny moment przęsłowy $M = 0,05 * 7,7 * 2,052 = 1,6 \text{ kNm}$
Maksymalny moment podporowy $M = -0,08 * 7,7 * 2,052 = 2,6 \text{ kNm}$
Potrzebne zbrojenie – w przęśle $1,03 \text{ cm}^2$
– nad podporą $1,67 \text{ cm}^2$

Przyjęto – zbrojenie dołem $\varnothing 8$ co 14 cm
– zbrojenie górą $\varnothing 10$ co 14 cm
– Zbrojenie rozdzielcze (równoległe do belek) $\varnothing 8$ co 16 cm

Belki

Do obliczenia przyjęto najdłuższe belki o rozpiętości $l = 4,7 \text{ m}$
 $l_0 = 1,05 * 4,70 = 4,94 \text{ m}$

Przyjęto belki dwuprzęsłowe o szerokości 25 cm i wysokości (z płytą) 40 cm

Obciążenie na jedną belkę wynosi

od płyty i obciążenia użytkowego $7,7 * 2,05 = 15,8 \text{ kN/m}$
ciężar belki $0,25 * 0,28 * 2,5 * 1,1 = 1,9$

 $17,7 \text{ kN/m}$

Moment przęsłowy $M = 0,096 * 4,942 * 17,7 = 41,5 \text{ kNm}$
przyjęto zbrojenie $4\varnothing 14$ o $F_2 = 6,16 \text{ cm}^2$

Moment podporowy (nad ścianą)

$M = 0,125 * 17,7 * 4,942 = 54 \text{ kNm}$

Przyjęto zbrojenie $4\varnothing 14$ o $F_2 = 6,16 \text{ cm}^2$ w belce, górą
 $4\varnothing 8$ o $F_2 = 2,00 \text{ cm}^2$ w płycie zbiornika , rozdział górą

Razem $8,16 \text{ cm}^2$

mgr inż. Marek Mazurkiewicz