

# BUDYNEK TECHNICZNO SOCJALNY KONSTRUKCJA DREWNIANA DACHU

## 1.Dach

### 1.1. Zestawienie obciążeń

#### Obciążenie pokryciem dachu

Kąt nachylenia dachu  $\alpha=30^\circ$

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_k [kN/m^2]$	$g_f$	obc obliczeniowe $g_o [kN/m^2]$
blacha trapezowa	0.110	1.1	0.121
łaty 6x6cm	0.053	1.1	0.058
kontrłaty 4x4cm	0.023	1.1	0.026
wiatroizolacja	0.001	1.2	0.001
krokwie 8x16cm	0.077	1.2	0.092
Razem	0.26		0.30

#### Obciążenie śniegiem

Przyjęto że obiekt należy do 2 strefy śniegowej

Obciążenie charakterystyczne  $S_k=Q_k \cdot C$

Obciążenie obliczeniowe  $S=S_k \cdot g_f$   $g_f= 1.5$

$Q_k=$	0.9	kN/m2	
$C=$	1.2		
$S_k=$	1.08	kN/m2	
$S=$	1.62	kN/m2	obciążenie śniegiem

#### Obciążenie wiatrem

Przyjęto że obiekt należy do 1 strefy wiatrowej

Obciążenie charakterystyczne  $p_k= q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p=p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

1 strefa obciążenia wiatrem

kąt nachylenia dachu

$g_f= 1.5$	
$B= 1.8$	
$C_e= 0.86$	
$q_k= 0.3$	kN/m2
$\alpha= 30^\circ$	

I wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{I1}= -0.45$	ssanie wiatru
$C_{I2}= -0.4$	ssanie wiatru

II wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{II1}= 0.25$	parcie wiatru
$C_{II2}= -0.4$	ssanie wiatru

obciążenie wiatrem

I wariant obciążenia

$p_{k1}=$	-0.21 kN/m2
$p_{I1}=$	-0.31 kN/m2
$p_{k2}=$	-0.19 kN/m2
$p_{I2}=$	-0.28 kN/m2

II wariant obciążenia

$p_{kII1}=$	0.12 kN/m2
$p_{II1}=$	0.17 kN/m2
$p_{kII2}=$	-0.19 kN/m2
$p_{II2}=$	-0.28 kN/m2

Obciążenie wiatrem wzdłuż budynku

Obciążenie charakterystyczne  $p_k= q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe $p = p_k \cdot g_f$	$g_f = 1.5$	
budynek niepodatny na działanie wiatru	$B = 1.8$	
współczynnik ekspozycji teren A	$C_e = 0.86$	
3 strefa obciążenia wiatrem	$q_k = 0.3$	kN/m <sup>2</sup>
współczynnik aerodynamiczny	$C_{f1} = 0.7$	parcie wiatru
	$C_{f2} = -0.4$	ssanie wiatru
	$C_{f3} = -0.7$	wiatr na ścianach szczytowych
obciążenie wiatrem ścian budynku		
	$p_{s11k} = 0.33$ kN/m <sup>2</sup>	
	$p_{s11o} = 0.49$ kN/m <sup>2</sup>	parcie wiatru
	$p_{s12k} = -0.19$ kN/m <sup>2</sup>	
	$p_{s12o} = -0.28$ kN/m <sup>2</sup>	ssanie wiatru
	$p_{s13k} = -0.33$ kN/m <sup>2</sup>	
	$p_{s13o} = -0.49$ kN/m <sup>2</sup>	wiatr na ścianach szczytowych

### Obciążenia montażowe

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_{kt}$ [kN]	$g_f$	obc obliczeniowe $g_{otl}$ [kN]
ciężar człowieka	1	1.3	1.3

## 1.2. Łaty

Przyjęto łaty o przekroju 6x6cm w rozstawie co 0,4m

## 1.3. Krokwie

Na krokwie przyjęto drewno klasy C35 o następujących parametrach

wytrzymałość obl. na zginanie	$f_{md} = 24.231$	MPa
wytrzym obl. na ściskanie wzdłuż włókien	$f_{c0d} = 17.31$	MPa
wytrzym obl. na ścinanie	$f_{vd} = 2.354$	MPa
średni moduł sprężystości wzdłuż włókien	$E = 13$	GPa

przekrój krokwi 0,08x0,16m rozstaw krokwi  $l = 1,0m$

Charakterystyka przekroju

	$b = 8$	cm		
	$h = 16$	cm		
	długość krokwi $l = 705$	cm		
rozstaw podpór 374cm i 257cm				
	$A = 128.00$	cm <sup>2</sup>		
	$I_y = 2730.67$	cm <sup>4</sup>	$I_z = 682.67$	cm <sup>4</sup>
	$i_y = 4.62$	cm	$i_z = 2.31$	cm
	$S_y = 256$	cm <sup>3</sup>		
	$W_y = 341.33$	cm <sup>3</sup>	$W_z = 170.67$	cm <sup>3</sup>

### Sprawdzenie nośności przekroju

Siły wewnętrzne

Mmax=	3.50 kNm	Q=	5.40 kN
Mmax=	350 kNcm		
wytrzymałość obl. na zginanie	$f_{md}=$	2.42 kN/cm <sup>2</sup>	

Nośność przekroju na zginanie

$b_{m,y,d}= Mmax/Wy$	$b_{m,y,d}=$	1.03 kN/cm <sup>2</sup>
$b_{m,y,d}/f_{md}$	< 1	0.42 < 1

Nośność przekroju na ścinanie

	Q=	5.40 kN
wytrzym obl. na ścinanie	$f_{vd}=$	0.24 kN/cm <sup>2</sup>

$$t_d < f_{vd}$$

$$t_d = 0.06 < f_{vd} = 0.24 \text{ kN/cm}^2$$

Sprawdzenie ugięcia krokwi

$$f_{(y,z)} = 5/384 * (q_k * L^4) / EI_{(y,z)}$$

ugięcie dopuszczalne	$f_{dop} = l/200$	$f_{dop} =$	1.87 cm
----------------------	-------------------	-------------	---------

ugięcie	$f =$	1.05 cm	<	$f_{dop} =$	1.87 cm
---------	-------	---------	---	-------------	---------

## 1.4. Płatwie

Na płatwie przyjęto drewno klasy C35 o następujących parametrach

wytrzymałość obl. na zginanie	$f_{md} =$	24.231	MPa
wytrzym obl. na ściskanie wzdłuż włókien	$f_{c0d} =$	17.31	MPa
wytrzym obl. na ścinanie	$f_{vd} =$	2.354	MPa
średni moduł sprężystości wzdłuż włókien	E=	13	GPa

przekrój płatwi 0,14x0,16m rozpiętość płatwi l=4,0m

Charakterystyka przekroju

b=	14	cm	
h=	16	cm	
A=	224.00	cm <sup>2</sup>	
Iy=	4778.67	cm <sup>4</sup>	Iz= 3658.67 cm <sup>4</sup>
iy=	4.62	cm	iz= 4.04 cm <sup>4</sup>
Sy=	448	cm <sup>3</sup>	
Wy=	597.33	cm <sup>3</sup>	Wz= 522.67 cm <sup>3</sup>

nachylenie dachu $\alpha=30^\circ$	$\sin 30^\circ = 0.5$	$\cos 30^\circ = 0.866$
------------------------------------	-----------------------	-------------------------

Zestawienie obciążeń na płatwie

$$l = (0.5 * 3.74 + 0.5 * 2.54) = 3.14$$

ciężar własny płatwi 14x16cm	g=	0.134	kN/m
obciążenie obl od pokrycia dachowego	go=	0.94	kN/m
obciążenie obl od śniegu	So=	5.09	kN/m
obciążenie obl od wiatru I wariant	$p_{l10} =$	-0.984	kN/m
	$p_{l20} =$	-0.875	kN/m

obciążenie obl od wiatru II wariant

$$p_{II10} = 0.547 \text{ kN/m}$$

$$p_{II20} = -0.875 \text{ kN/m}$$

obciążenie obliczeniowe na jedną płytę w kierunku prostopadłym do połąci

$$q_I = (g + g_o + S_o) \cdot \cos 30^\circ + p_{II10} \quad q_I = 5.88 \text{ kN/m}$$

obciążenie obliczeniowe na jedną płytę w kierunku równoległym do połąci

$$q_{II} = (g + g_o + S_o) \cdot \sin 30^\circ \quad q_{II} = 3.08 \text{ kN/m}$$

### Sprawdzenie nośności przekroju

Przyjęto schemat statyczny belki ciągłej swobodnie podpartej

Siły wewnętrzne

$$\begin{aligned} M_y &= 9.00 \text{ kNm} \\ M_y &= 900 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_z &= 4.80 \text{ kNm} \\ M_z &= 480 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

wytrzymałość obl. na zginanie

$$\begin{aligned} f_{md} &= 2.42 \text{ kN/cm}^2 \\ k_m &= 0.70 \end{aligned}$$

Nośność przekroju na zginanie

$$b_{m,y,d} = M_y / W_y$$

$$b_{m,y,d} = 1.51 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_{m,z,d} = M_z / W_z$$

$$b_{m,z,d} = 0.92 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_m \cdot b_{m,y,d} / f_{md} + b_{m,z,d} / f_{md} < 1 \quad 0.81 < 1$$

$$b_{m,y,d} / f_{md} + k_m \cdot b_{m,z,d} / f_{md} < 1 \quad 0.89 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie

$$\begin{aligned} Q &= 12.80 \text{ kN} \\ \text{wytrzym obl. na ścinanie} \quad f_{vd} &= 0.24 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_d < f_{vd}$$

$$t_d = 0.09 < f_{vd} = 0.24 \text{ kN/cm}^2$$

Sprawdzenie ugięcia płatwi

$$f_{(y,z)} = 5/384 \cdot (q_k \cdot L^4) / EI_{(y,z)}$$

$$f = \sqrt{(f_y^2 + f_z^2)}$$

$$\text{ugięcie dopuszczalne} \quad f_{dop} = l/200 \quad f_{dop} = 1.50 \text{ cm}$$

$$\text{ugięcie} \quad f_y = 0.9$$

$$\text{ugięcie} \quad f_z = 0.6$$

$$\text{ugięcie całkowite płatwi} \quad f = 1.10 \text{ cm} < f_{dop} = 1.50 \text{ cm}$$

## 1.5. Słupy Sd

Na słupy przyjęto drewno klasy C35 o następujących parametrach

$$\text{wytrzymałość obl. na zginanie} \quad f_{md} = 24.231 \text{ MPa}$$

wytrzyma obl. na ściskanie wzdłuż włókien	$f_{c0d} =$	17.31	MPa
wytrzyma obl. na ścinanie	$f_{vd} =$	2.354	MPa
średni moduł sprężystości wzdłuż włókien	$E =$	13	GPa

przekrój słupów 0,14x0,14m wysokość słupów 2,4m

Charakterystyka przekroju

$b =$	14	cm		
$h =$	14	cm		
$A =$	196.00	cm <sup>2</sup>		
$I_y =$	3201.33	cm <sup>4</sup>	$I_z =$	3201.33 cm <sup>4</sup>
$I_y =$	4.04	cm	$I_z =$	4.04 cm <sup>4</sup>
$S_y =$	343	cm <sup>3</sup>		
$W_y =$	457.33	cm <sup>3</sup>	$W_z =$	457.33 cm <sup>3</sup>

Obciążenie słupów reakcją z płatwi  $R =$  38.7 kN

### Sprawdzenie nośności przekroju

$$\lambda = 240/4,04 = 59.38 \rightarrow k_c = 0.479$$

$$b_{c,0,d} = R/k_c \cdot A$$

$$b_{c,0,d} = 4.12 \text{ MPa} < f_{c0d} = 17.31 \text{ MPa}$$

## 1.6. Miecze

Miecze przyjęto 0,07x0,14m

## 1.7. Kleszcze

Kleszcze przyjęto analogicznie do wymiarów krokwi tj. 0,08x0,16m

## 1.8. Murlaty

Murlaty przyjęto o przekroju 0,16x0,16m

Murlaty mocować do wieńca za pomocą kotew stalowych w rozstawie min. 2,0m

## 2. Strop

### 2.1. Płyta stropowa gr 15cm w osiach 1 -2 płyta P1

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 15cm	0.068 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.088 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 15cm	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie z dachu			2 kN/m <sup>2</sup>
Razem	5.12 kN/m <sup>2</sup>		7.90 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe 2.5 kN/m<sup>2</sup> 1.4 3.5 kN/m<sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$

410

MPa

410000

kPa

$f_{yk} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000	kPa

Beton B25

$F_{ck} =$	20	MPa	20000	kPa
$f_{ctk} =$	1.5	MPa	1500	kPa
$f_{ctm} =$	2.2	MPa	2200	kPa
$f_{cd} =$	13.3	MPa	13300	kPa
$f_{ctd} =$	1	MPa	1000	kPa

$b =$	1 m	$d =$	0.124 m
$\alpha =$	0.85		

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki trójprzęsłowej o rozpiętości najdłuższego przęsła 4,38m

Max moment  $M = 19 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.109 \rightarrow \zeta = 0.942$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yk}$$

$$A_s = 4.648 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów  $\phi 12$  o  $A_s = 9,04 \text{ cm}^2$  co 12cm

Pręty rozdzielcze  $\phi 10$  co 15cm

## 2.2. Płyta stropowa gr 15cm w osiach 2 -4 płyta P2

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 15cm	0.068 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.088 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 15cm	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie z dachu			2 kN/m <sup>2</sup>
Razem	5.12 kN/m <sup>2</sup>		7.90 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe	2.5 kN/m <sup>2</sup>	1.4	3.5 kN/m <sup>2</sup>
---------------------	-----------------------	-----	-----------------------

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yk} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000	kPa

Beton B25

$F_{ck} =$	20	MPa	20000	kPa
$f_{ctk} =$	1.5	MPa	1500	kPa
$f_{ctm} =$	2.2	MPa	2200	kPa
$f_{cd} =$	13.3	MPa	13300	kPa
$f_{ctd} =$	1	MPa	1000	kPa

$b =$	1 m	$d =$	0.124 m
$\alpha =$	0.85		

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozpiętości przęseł 3,25m

Max moment

$$M = 19.8 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.114 \rightarrow \zeta = 0.939$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 4.857 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów fi 12 o  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  co 15cm

Pręty rozdzielcze fi 10 co 15cm

### 2.3. Płyta stropowa gr 15cm w osiach 4 - 5 płyta P3

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 15cm	0.068 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.088 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 15cm	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie z dachu			2 kN/m <sup>2</sup>
Razem	5.12 kN/m <sup>2</sup>		7.90 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe	2.5 kN/m <sup>2</sup>	1.4	3.5 kN/m <sup>2</sup>
---------------------	-----------------------	-----	-----------------------

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa

Beton

B25

F <sub>ck</sub> =	20	MPa	20000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.5	MPa	1500	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.2	MPa	2200	kPa
f <sub>cd</sub> =	13.3	MPa	13300	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1	MPa	1000	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.124 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki trójpłaszczykowej o rozpiętości najdłuższego przęsła 4,25m

Max moment

$$M = 22.2 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.128 \rightarrow \zeta = 0.931$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 5.492 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów  $\phi 12$  o  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$  co 15cm  
Pręty rozdzielcze  $\phi 10$  co 15cm

### 3. Fundamenty

#### 3.1. Ławy fundamentowe

Zestawienie obciążeń		charakterystyczne $g_k [\text{kN/m}]$		obliczeniowe $g_o [\text{kN/m}]$
ława	0,6x0,4x25,0	6.00	1.1	6.60
obciążenie z połaci dachowej		12.85	1.3	16.71
wieniec 2x30x30cm	0,3x0,3x25,0	2.25	1.1	2.48
strop		23.37	1.1	25.71
pustaki ceramiczne	0,3x3,9x19,0	22.23	1.1	24.45
styropian 10x3,9m	0,10x3,9x0,45	0.18	1.2	0.21
tynk 1,5cm+3,9m	2x0,02x3,9x21,0	3.28	1.3	4.26
Razem		70.15		80.41

Przyjęto ławy fundamentowe o wymiarach 60x40cm  
Ściany fundamentowe przyjęto gr. 30cm

#### Materiały :

Zasyпка:

ciężar objętościowy:  $20,00 \text{ kN/m}^3$

współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,\min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B25** (C20/25)  $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

ciężar objętościowy:  $24,00 \text{ kN/m}^3$

współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,\min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

otulina zbrojenia  $c_{nom} = 85 \text{ mm}$

#### Nośność pionowa podłoża:

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fN} = 145,1 \text{ kN}$

$N_r = 97,3 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 117,5 \text{ kN}$  (82,75%)

#### Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fT} = 46,9 \text{ kN}$

$T_r = 1,9 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 33,8 \text{ kN}$  (5,63%)

#### Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 5,60 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 28,14 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 5,60 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 20,3 \text{ kNm/mb}$  (27,64%)

#### Osiadanie:

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,18 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,21 \text{ cm}$

$s = 0,21 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$  (21,27%)

Przyjęto zbrojenie podłużne ław fundamentowych z prętów  $\phi 12 \text{ mm}$  po 4 pręty górą i dołem  
Przyjęto zbrojenie strzemionami  $\phi 6 \text{ mm}$  w rozstawie co 20cm

### 4.Elementy żelbetowe

#### 4.1. Wieniec W1, W2



Przyjęto wieniec W1 o przekroju 30x30cm i wieniec W2 o przekroju 25x30cm z betonu B25  
 Zbrojenie główne z prętów fi 12mm 2 szt górą i 3 szt dołem, strzemiona fi 6mm w rozstawie co 20cm

## 4.2. Belka nadprożowa B1 w osiach 5 i F nad bramą wjazdową

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne	$g_f$	obc obliczeniowe
	$g_{kt}$ [kN/m]		$g_{ot}$ [kN/m]
ciężar ściany	18.53	1.10	20.38
ciężar wieńca żelbetowego	2.25	1.10	2.48
ciężar własny belki	1.56	1.10	1.72
Razem	22.34		24.57

STAL	AIII	34GS	
$f_{yk} =$	410	MPa	410000 kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000 kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000 kPa

Beton	B25		
$F_{ck} =$	20	MPa	20000 kPa
$f_{ctk} =$	1.5	MPa	1500 kPa
$f_{ctm} =$	2.2	MPa	2200 kPa
$f_{cd} =$	13.3	MPa	13300 kPa
$f_{ctd} =$	1	MPa	1000 kPa

$$b = 0.25 \text{ m} \quad d = 0.186 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie belki

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości 3,0m

Max moment  $M = 27.64 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.283 \rightarrow \zeta = 0.830$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 5.118 \text{ cm}^2$$

Przyjęto nadproże o przekroju 25x25cm

Przyjęto zbrojenie z prętów fi 12 o  $A_s = 7.91 \text{ cm}^2$  pięć prętów dołem i dwa pręty górą

Przyjęto strzemiona fi 6mm w rozstawie co 20cm

# BUDYNEK TECHNICZNY KONSTRUKCJA STALOWA WIATY

## 1. Zestawienie obciążeń

### Obciążenie pokryciem dachu

Kąt nachylenia dachu  $\alpha=10^\circ$

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_k$		obc obliczeniowe
	$g_k [kN/m^2]$		$g_o [kN/m^2]$
blacha trapezowa T18	0.092	1.1	0.1012
Razem	0.092		0.1012

### Obciążenie śniegiem

Przyjęto że obiekt należy do 2 strefy śniegowej

Obciążenie charakterystyczne  $S_k=Q_k \cdot C$

Obciążenie obliczeniowe  $S=S_k \cdot g_f$   $g_f= 1.5$

$Q_k=$	0.9	kN/m <sup>2</sup>	
$C=$	0.8		
$S_k=$	0.72	kN/m <sup>2</sup>	
$S=$	1.08	kN/m <sup>2</sup>	obciążenie śniegiem

### Obciążenie wiatrem

Przyjęto że obiekt należy do 1 strefy wiatrowej

Obciążenie charakterystyczne  $p_k= q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p=p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

1 strefa obciążenia wiatrem

kąt nachylenia dachu

$g_f= 1.5$	
$B= 1.8$	
$C_e= 0.75$	
$q_k= 0.3$	kN/m <sup>2</sup>
$\alpha= 10^\circ$	

I wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{I1}= 1.4$	parcie wiatru
$C_{I2}= -1$	ssanie wiatru

II wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{II1}= -0.6$	parcie wiatru
$C_{II2}= -1$	ssanie wiatru

obciążenie wiatrem

I wariant obciążenia

$p_{kI1}=$	0.57 kN/m <sup>2</sup>
$p_{I1}=$	0.85 kN/m <sup>2</sup>
$p_{kI2}=$	-0.41 kN/m <sup>2</sup>
$p_{I2}=$	-0.61 kN/m <sup>2</sup>

II wariant obciążenia

$p_{kII1}=$	-0.24 kN/m <sup>2</sup>
$p_{II1}=$	-0.36 kN/m <sup>2</sup>
$p_{kII2}=$	-0.41 kN/m <sup>2</sup>
$p_{II2}=$	-0.61 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie wiatrem wzdłuż budynku

Obciążenie charakterystyczne  $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p = p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

3 strefa obciążenia wiatrem

$g_f = 1.5$

$B = 1.8$

$C_e = 0.75$

$q_k = 0.3$  kN/m<sup>2</sup>

współczynnik aerodynamiczny

$C_{I1} = 0.7$

parcie wiatru

$C_{I2} = -0.5$

ssanie wiatru

$C_{I3} = -0.4$

wiatr na  
ścianach  
szczytowych

obciążenie wiatrem ścian budynku

$p_{s11k} = 0.28$  kN/m<sup>2</sup>

$p_{s11o} = 0.43$  kN/m<sup>2</sup>

parcie wiatru

$p_{s12k} = -0.16$  kN/m<sup>2</sup>

$p_{s12o} = -0.24$  kN/m<sup>2</sup>

ssanie wiatru

$p_{s13k} = -0.20$  kN/m<sup>2</sup>

$p_{s13o} = -0.30$  kN/m<sup>2</sup>

wiatr na  
ścianach  
szczytowych

## Obciążenia montażowe

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_k$	obc obliczeniowe
	$g_{kt}$ [kN]	$g_{ot}$ [kN]
ciężar człowieka	1	1.3

## 2. Dach

### 2.1. Płatwie

nachylenie dachu  $\alpha = 10^\circ$

$\sin 10^\circ = 0.173$

$\cos 10^\circ = 0.984$

rozstaw płatwi [m]  $l = 1.2$

ciężar własny płatwi ceownik zimnogięty C 120x60x6

$g = 0.102$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od pokrycia dachowego

$g_o = 0.121$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od śniegu

$S_o = 1.296$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od wiatru I wariant

$p_{I1o} = 1.021$  kN/m

$p_{I2o} = -0.729$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od wiatru II wariant

$p_{II1o} = -0.437$  kN/m

$p_{II2o} = -0.729$  kN/m

obciążenie obliczeniowe na jedną płatew w kierunku prostopadłym do połaci

$q_l = (g + g_o + S_o) \cdot \cos 10^\circ + p_{I1o}$   $q_l = 2.52$  kN/m

obciążenie obliczeniowe na jedną płatew w kierunku równoległym do połaci

$q_{ll} = (g + g_o + S_o) \cdot \sin 10^\circ$   $q_{ll} = 0.26$  kN/m

Płatew przyjęto jako belkę wieloprzęślową

Siły występujące w płatwi w kierunku prostopadłym do połaci dachowej  $M_{max} = 6,73 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 8,02 \text{ kN}$

Siły występujące w płatwi w kierunku równoległym do połaci dachowej  $M_{\max}=0,25\text{kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,56\text{kN}$

Ostatecznie na płatwie przyjęto ceownik zimnogięty C120x60x6 oparty na kątownikach L100x75x8  
W kierunku równoległym do połaci dachowej płatwie należy stężyć prętami  $\phi 16\text{mm}$  mocowanymi w środku rozpiętości płatwi między podporami

## 2.2. Dźwigar dachowy Dz1

rozstaw ram głównych [m]	$l= 5.25$		
obciążenie ciężarem płatwi ceownik zimnogięty 120x60x6	$g=$	0.540	kN/m
obciążenie obl na jedną ramę od pokrycia dachowego	$g_o=$	0.53	kN/m
obciążenie obl na jedną ramę od śniegu	$S_o=$	5.67	kN/m
obciążenie obl na jedną ramę od wiatru I wariant	$p_{I1o}=$	4.465	kN/m
	$p_{I2o}=$	-3.189	kN/m
obciążenie obl na jedną ramę od wiatru II wariant	$p_{II1o}=$	-1.914	kN/m
	$p_{II2o}=$	-3.189	kN/m

Przyjęto ramę ze ściągiem ze słupami utwierdzonymi w stopach fundamentowych

Siły występujące w dźwigarze dachowym  $M_{\max}=44,54\text{kNm}$ ;  $Q=22,22\text{kN}$ ;  $N=68,58\text{kN}$

Siła rozciągająca w ściągu dźwigara  $N=39,71\text{kN}$

Siła rozciągająca w wieszakach dźwigara  $N=0,06\text{kN}$

Przyjęto dźwigar dachowy z dwuteownika IPE 270 ze ściągiem z pręta  $\phi 20\text{mm}$

ściąg podwieszono do dźwigara na wieszakach z rur kwadratowych RK 50x50x4mm

Dla uzyskania prawidłowego naciągu w ściągu należy zamontować śruby rzymskie

## 2.3. Słupy stalowe S1 - słupy wiaty

rozstaw ram głównych [m]	$l= 5.25$		
wiatr z boku hali strona nawietrzna	$p_{s11o}=$	2.23	kN/m
wiatr z boku hali strona zawietrzna	$p_{s12o}=$	-1.28	kN/m
wiatr od szczytu hali	$p_{s13o}=$	-1.59	kN/m

Siły występujące w słupach  $M_{\max}=45,64\text{kNm}$ ;  $Q=28,01\text{kN}$ ;  $N=36,40\text{kN}$

Przyjęto słup stalowy z dwuteownika HEB 180

## 2.4. Stężenie połaciowe poprzeczne

obciążenie parciem wiatru na ściany szczytowe

	$p=$	$0,43 \cdot 0,5 \cdot 5,02=$	1.08	kN/m
siła podłużna w pasie dźwigara		$N_c=$	103.14	kN
liczba dźwigarów przypadająca na tężnik		$m=$	3	
siła przypadająca na połączenie w miejscu podparcia dźwigara	$F_o=$	$0,01 \cdot N_c=$	1.03	kN
reakcje przekazywane z płatwi na tężnik	$F_m=$	$(2/1+\sqrt{m}) \cdot m \cdot F_o$		
	$F_m=$	2.27		kN

całkowite obciążenie na tężnik

rozstaw płatwi $l=$	1.2 m		
	$q=$	$2,27/1,20+1,08=$	2.97 kN/m
reakcja w skrajnej płatwi			1.78 kN
reakcja w pośredniej płatwi			3.57 kN

Na stężenie połaciowe przyjęto pręt  $\phi 16\text{mm}$

Stężenie pionowe ścian bocznych należy również wykonać z prętów  $\phi$  16mm  
 Potrzebny naciąg prętów w stężeniach uzyskać przez zastosowanie śrub rzymskich

## BUDYNEK TECHNICZNY KONSTRUKCJA BUDYNKU

### 3. Zestawienie obciążeń

#### Obciążenie pokryciem dachu

Kąt nachylenia dachu  $\alpha=10^\circ$

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_k$	obc obliczeniowe
	$g_k [\text{kN/m}^2]$	$g_o [\text{kN/m}^2]$
wpłyta warstwowa dachowa gr. 8cm	0.131	0.1441
Razem	0.131	0.1441

#### Obciążenie śniegiem

Przyjęto że obiekt należy do 2 strefy śniegowej

Obciążenie charakterystyczne  $S_k=Q_k \cdot C$

Obciążenie obliczeniowe  $S=S_k \cdot g_f$   $g_f= 1.5$

$Q_k=$	0.9	kN/m <sup>2</sup>	
$C=$	0.8		
$S_k=$	0.72	kN/m <sup>2</sup>	
$S=$	1.08	kN/m <sup>2</sup>	obciążenie śniegiem

#### Obciążenie wiatrem

Przyjęto że obiekt należy do 1 strefy wiatrowej

Obciążenie charakterystyczne  $p_k= q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p=p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

1 strefa obciążenia wiatrem

kąt nachylenia dachu

$g_f= 1.5$	
$B= 1.8$	
$C_e= 0.75$	
$q_k= 0.3$	kN/m <sup>2</sup>
$\alpha= 10^\circ$	

I wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{I1}= -0.9$	parcie wiatru
$C_{I2}= -0.4$	ssanie wiatru

II wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{II1}= 0$	parcie wiatru
$C_{II2}= -0.4$	ssanie wiatru

obciążenie wiatrem

I wariant obciążenia

$p_{kI1}=$	-0.36 kN/m <sup>2</sup>
$p_{I1}=$	-0.55 kN/m <sup>2</sup>
$p_{kI2}=$	-0.16 kN/m <sup>2</sup>
$p_{I2}=$	-0.24 kN/m <sup>2</sup>

II wariant obciążenia

$p_{kII1}=$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
$p_{II1}=$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
$p_{kII2}=$	-0.16 kN/m <sup>2</sup>

$$p_{112} = -0.24 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem wzdłuż budynku

Obciążenie charakterystyczne  $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p = p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

3 strefa obciążenia wiatrem

$$g_f = 1.5$$

$$B = 1.8$$

$$C_e = 0.75$$

$$q_k = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

współczynnik aerodynamiczny

$$C_{11} = 0.7$$

parcie wiatru

$$C_{12} = -0.4$$

ssanie wiatru

$$C_{13} = -0.7$$

wiatr na  
ścianach  
szczytowych

obciążenie wiatrem ścian budynku

$$p_{s11k} = 0.28 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{s11o} = 0.43 \text{ kN/m}^2$$

parcie wiatru

$$p_{s12k} = -0.16 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{s12o} = -0.24 \text{ kN/m}^2$$

ssanie wiatru

$$p_{s13k} = -0.28 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{s13o} = -0.43 \text{ kN/m}^2$$

wiatr na  
ścianach  
szczytowych

## Obciążenia montażowe

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_f$	obc obliczeniowe
	$g_{kt} [\text{kN}]$	$g_{ot} [\text{kN}]$
ciężar człowieka	1	1.3

## 4. Konstrukcja stalowa dachu

### 4.1. Płatwie

Płatew przyjęto jak w punkcie 2.1

Przyjęto ceownik zimnogięty C120x60x6 oparty na kątownikach L100x75x8

W kierunku równoległym do połaci dachowej płatwie należy stężyć prętami  $\phi 16\text{mm}$  mocowanymi w środku rozpiętości płatwi między podporami

### 4.2. Dźwigar dachowy

rozstaw ram głównych [m]  $l = 3.98$

obciążenie ciężarem płatwi ceownik zimnogięty 120x60x6

$$g = 0.540 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od pokrycia dachowego

$$g_o = 0.57 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od śniegu

$$S_o = 4.30 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od wiatru I wariant

$$p_{11o} = -2.176 \text{ kN/m}$$

$$p_{12o} = -0.967 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od wiatru II wariant

$$p_{11o} = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$p_{12o} = -0.967 \text{ kN/m}$$

Przyjęto ramę ze ściągiem ze słupami utwierdzonymi w stopach fundamentowych

Siły występujące w dźwigarze dachowym  $M_{\max}=34,98\text{kNm}$ ;  $Q=23,98\text{kN}$ ;  $N=44,94\text{kN}$   
 Siła rozciągająca w ściągu dźwigara  $N=22,13\text{kN}$   
 Siła rozciągająca w wieszakach dźwigara  $N=0,06\text{kN}$

Przyjęto dźwigar dachowy z dwuteownika IPE 270 ze ściągiem z pręta  $\phi 20\text{mm}$   
 ściągi podwieszono do dźwigara na wieszakach z rur kwadratowych RK 50x50x4mm  
 Dla uzyskania prawidłowego naciągu w ściągu należy zamontować śruby rymskie

### 4.3. Słupy S2 w ścianach w osiach A i D

rozstaw ram głównych [m]  $l = 3.98$

wiatr z boku hali strona nawietrzna	$p_{s11o} =$	1.69 kN/m
wiatr z boku hali strona zawietrzna	$p_{s12o} =$	-0.97 kN/m
wiatr od szczytu hali	$p_{s13o} =$	-1.69 kN/m

Siły występujące w słupach  $M_{\max}=45,64\text{kNm}$ ;  $Q=28,01\text{kN}$ ;  $N=36,40\text{kN}$

Siły w słupie  $M_{\max}=32,50\text{kNm}$ ;  $Q=20,48\text{kN}$ ;  $N=35,91\text{kN}$   
 Przyjęto słup żelbetowy z betonu B25 o przekroju 30x30cm  
 Zbrojenie główne słupa prętami  $\phi 14$  w ilości 8szt. oraz strzemiona  $\phi 6$  w rozstawie co 15cm

## 5.Elementy żelbetowe

### 5.1. Wieniec W1

Przyjęto wieniec o przekroju 30x30cm z betonu B25  
 Zbrojenie główne z prętów  $\phi 12\text{mm}$  2 szt górą i 3 szt dołem, strzemiona  $\phi 6\text{mm}$  w rozstawie co 20cm

### 5.2. Belka nadprożowa B w osi 3 nad bramą wjazdową

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne	$g_f$	obc obliczeniowe
	$g_{kt} [\text{kN/m}]$		$g_{ot} [\text{kN/m}]$
ciężar ściany	10.55	1.10	11.60
ciężar wieńca żelbetowego	2.25	1.10	2.48
ciężar własny belki	1.56	1.10	1.72
Razem	14.36		15.79

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000	kPa

Beton

B25

$F_{ck} =$	20	MPa	20000	kPa
$f_{ctk} =$	1.5	MPa	1500	kPa
$f_{ctm} =$	2.2	MPa	2200	kPa
$f_{cd} =$	13.3	MPa	13300	kPa
$f_{ctd} =$	1	MPa	1000	kPa

$b =$	0.25 m	$d =$	0.186 m
$\alpha =$	0.85		

$S_b = M/b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$

Zbrojenie belki

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości 3,0m

Max moment  $M = 17.77 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.182 \rightarrow \zeta = 0.899$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3.036 \text{ cm}^2$$

Przyjęto nadproże o przekroju 25x25cm

Przyjęto zbrojenie z prętów  $\phi 12$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  trzy pręty dołem i dwa pręty górą

Przyjęto strzemiona  $\phi 6 \text{ mm}$  w rozstawie co 20cm

### 5.3. Strop zbiorników

#### 5.3.1. Płyta stropowa w osiach A -B

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 5cm	0.023 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.029 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 20cm	5 kN/m <sup>2</sup>	1.1	5.5 kN/m <sup>2</sup>
ciężar ścian	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
Razem	10.07 kN/m <sup>2</sup>		11.34 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe 2.50 kN/m<sup>2</sup> 1.4 3.5 kN/m<sup>2</sup>

Obciążenie technologiczne 5.50 kN/m<sup>2</sup> 1.5 8.25 kN/m<sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

$F_{ck} =$	20	MPa	20000	kPa
$f_{ctk} =$	1.5	MPa	1500	kPa
$f_{ctm} =$	2.2	MPa	2200	kPa
$f_{cd} =$	13.3	MPa	13300	kPa
$f_{ctd} =$	1	MPa	1000	kPa

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$d = 0.148 \text{ m}$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości 3,78m

Max moment  $M = 41.24 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.167 \rightarrow \zeta = 0.908$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$



$$A_s = 8.765 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów fi 14 o  $A_s=10,78\text{cm}^2$  co 12cm w obu kierunkach płyty stropowej

### 5.3.2. Płyta stropowa w osiach B -D

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 5cm	0.023 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.029 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 20cm	5 kN/m <sup>2</sup>	1.1	5.5 kN/m <sup>2</sup>
ciężar ścian	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
Razem	10.07 kN/m <sup>2</sup>		11.34 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie użytkowe	2.50 kN/m <sup>2</sup>	1.4	3.5 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne	5.50 kN/m <sup>2</sup>	1.5	8.25 kN/m <sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	20	MPa	20000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.5	MPa	1500	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.2	MPa	2200	kPa
f <sub>cd</sub> =	13.3	MPa	13300	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1	MPa	1000	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.148 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozpiętości najdłuższego przęsła 4,20m

Max moment  $M = 46.93 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.190 \rightarrow \zeta = 0.894$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 10.134 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów fi 14 o  $A_s=10,78\text{cm}^2$  co 12cm w obu kierunkach płyty stropowej

### 5.3.3. Belka stropowa B1 w osi C

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
Obciążenia od stropu			
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 5cm	0.023 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.029 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 20cm	5 kN/m <sup>2</sup>	1.1	5.5 kN/m <sup>2</sup>
ciężar ścian	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
Razem	10.07 kN/m <sup>2</sup>		11.34 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie użytkowe	2.50 kN/m <sup>2</sup>	1.4	3.5 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie technologiczne	5.50 kN/m <sup>2</sup>	1.5	8.25 kN/m <sup>2</sup>
---------------------------	------------------------	-----	------------------------

Przekrój belki o wymiarach 30x50cm			
ciężar własny belki	3.75 kN/m	1.1	4.13 kN/m
szerokość zbierania obciążenia	l=	3.39 m	

Obciążenie belki	
strop	38.44 kN/m
obc. użytkowe	11.87 kN/m
obc. technologiczne	27.97 kN/m
ciężar własny	4.13 kN/m

STAL	AIII	34GS	
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000 kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000 kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000 kPa

Beton	B30	
F <sub>ck</sub> =	20	MPa
f <sub>ctk</sub> =	1.5	MPa
f <sub>ctm</sub> =	2.2	MPa
f <sub>cd</sub> =	13.3	MPa
f <sub>ctd</sub> =	1	MPa

b=	0.3 m	d=	0.467 m
α=	0.85		

S<sub>b</sub>=  $M/b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$

Zbrojenie  
 Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozpiętości 4,28m  
 Max moment M= 196.95 kNm

Zbrojenie

S <sub>b</sub> =	0.266	→	ζ= 0.842
As=	$M/\zeta \cdot d \cdot f_{yd}$		
As=	14.313 cm <sup>2</sup>		

Przyjęto zbrojenie główne belki 11 prętów fi 16mm o As=22,11cm<sup>2</sup>  
 Strzemiona pręty fi 6mm w rozstawie od 12cm do 18cm

#### 5.3.4. Belka stropowa B2 w osi 2

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
Obciążenia od stropu			
wylewka cement gr 5cm	1.25 kN/m <sup>2</sup>	1.3	1.625 kN/m <sup>2</sup>
folia budowlana	0.05 kN/m <sup>2</sup>	1.2	0.06 kN/m <sup>2</sup>
styropian gr. 5cm	0.023 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.029 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 20cm	5 kN/m <sup>2</sup>	1.1	5.5 kN/m <sup>2</sup>
ciężar ścian	3.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	4.125 kN/m <sup>2</sup>
Razem	10.07 kN/m <sup>2</sup>		11.34 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie użytkowe	2.50 kN/m <sup>2</sup>	1.4	3.5 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne	5.50 kN/m <sup>2</sup>	1.5	8.25 kN/m <sup>2</sup>

Przekrój belki o wymiarach 30x50cm

ciężar własny belki	3.75 kN/m	1.1	4.13 kN/m
szerokość zbierania obciążenia	l=	4.28 m	

Obciążenie belki

strop	48.53 kN/m
obc. użytkowe	14.98 kN/m
obc. technologiczne	35.31 kN/m
ciężar własny	4.13 kN/m

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	20	MPa	20000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.5	MPa	1500	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.2	MPa	2200	kPa
f <sub>cd</sub> =	13.3	MPa	13300	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1	MPa	1000	kPa

b=	0.3 m	d=	0.467 m
α=	0.85		

$S_b = M / (b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd})$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości 3,78m

Max moment  $M = 183.87 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$S_b = 0.249 \rightarrow \zeta = 0.855$

$A_s = M / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd})$

$A_s = 13.164 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie główne belki 10 prętów fi 16mm o  $A_s = 20,1 \text{ cm}^2$

Strzemiona pręty fi 6mm w rozstawie co 15cm

### 5.3.5. Podciąg P1 w osi 2

Podciąg jest obciążony reakcjami z belki B1

$R = 460.2 \text{ kN}$

Przekrój podciagu o wymiarach 50x70cm

ciężar własny podciagu	8.75 kN/m	1.1	9.63 kN/m
------------------------	-----------	-----	-----------

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	20	MPa	20000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.5	MPa	1500	kPa

f <sub>ctm</sub> =	2.2	MPa	2200	kPa
f <sub>cd</sub> =	13.3	MPa	13300	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1	MPa	1000	kPa
b=	0.4 m		d=	0.653 m
α=	0.85			

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki jednoprzęslowej o rozpiętości 6,78m

Max moment M= 781 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.405 \rightarrow \zeta = 0.718$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 47.600 \text{ cm}^2$$

Ze względu na zarysowanie przekroju przyjęto zbrojenie główne podciągu 15 prętów fi 25mm o  $A_s=73,65\text{cm}^2$   
Strzemiona pręty fi 6mm w rozstawie co 10cm

## 5.4. Stacja zlewcz

### 5.4.1. Ściana wewnętrzna zbiornika

Grubość ścian 25cm

Zbrojenie pionowe

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	17 kN/m <sup>2</sup>	1.1	18.7 kN/m <sup>2</sup>
Razem	17 kN/m <sup>2</sup>		18.7 kN/m <sup>2</sup>

Reakcja dla ściany w osi B  $R_{sB} = 61.44 \text{ kN}$

STAL	AIII		34GS	
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.224 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie pionowe

Moment zginający M= 27 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.038 \rightarrow \zeta = 0.981$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3.512 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w ścianie z prętów fi 12 o  $A_s=5,65\text{cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

Zbrojenie poziome

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozpiętości przęseł 4,28m utwierdzonej na obu końcach i podpartej na środku rozpiętości

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	17 kN/m <sup>2</sup>	1.1	18.7 kN/m <sup>2</sup>
Razem	17 kN/m <sup>2</sup>		18.7 kN/m <sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

$F_{ck} =$	25	MPa	25000	kPa
$f_{ctk} =$	1.8	MPa	1800	kPa
$f_{ctm} =$	2.6	MPa	2600	kPa
$f_{cd} =$	16.7	MPa	16700	kPa
$f_{ctd} =$	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$d = 0.224 \text{ m}$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy

$$M_A = 35.1 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.049 \rightarrow \zeta = 0.975$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 4.593 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 12 o  $A_s=5,65\text{cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy

$$M_1 = 17.6 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.025 \rightarrow \zeta = 0.987$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 2.273 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęsle z prętów fi 12 o  $A_s=5,65\text{cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

## 5.4.2. Ściany zewnętrzne zbiornika

Grubość ścian 40cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	17 kN/m <sup>2</sup>	1.1 18.7 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie parciem gruntu

Przyjęto obciążenie ścian piaskami drobnymi o następujących parametrach

$$\rho = 19 \text{ kN/m}^3 \quad \varphi = 30.5 \quad c = 0 \text{ kPa}$$

$$h = 2.5 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

$$K_a = 0.326$$

parcie gruntu  $e_a = \rho \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe
obciążenie parciem gruntu	15.49 kN/m <sup>2</sup>	1.1 17.03 kN/m <sup>2</sup>

do obliczenia zbrojenia przyjęto wariant gdy na ściany zbiornika działa parcie cieczy

#### 5.4.2.1 Zbrojenie pionowe ścian zewnętrznych w osiach A, 1, 3

Reakcja dla ściany w osi 1 i 3  $R_s = 44.8 \text{ kN}$

STAL	AIII	34GS
$f_{yk} =$	410 MPa	410000 kPa
$f_{yd} =$	350 MPa	350000 kPa
$f_{tk} =$	550 MPa	550000 kPa

Beton	B30			
Fck =	25	MPa	25000	kPa
f ctk =	1.8	MPa	1800	kPa
f ctm=	2.6	MPa	2600	kPa
f cd=	16.7	MPa	16700	kPa
f ctd =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.288 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Moment zginający  $M = 14.6 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.012 \rightarrow \zeta = 0.994$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 1.458 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w ścianie z prętów fi 12 o  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  co 15cm po obu stronach ściany

#### 5.4.2.2. Zbrojenie poziome ścian zbiornika w osi A

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozstawie podpór 4,28m utwierdzonej na końcach

i podpartej w 1/2 rozpiętości  
STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.288 \text{ m}$$
$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy

$$M_A = 43.2 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.037 \rightarrow \zeta = 0.981$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 4.367 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 12 o  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$  co 15cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy

$$M_1 = 21.6 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.018 \rightarrow \zeta = 0.991$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 2.163 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 12 o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  co 25cm po obu stronach ściany

#### 5.4.2.3. Zbrojenie poziome ścian w osi 1, 3

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozstawie podpór 3,78m utwierdzonej na końcach

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.288 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy

$$M_A = 33.7 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.029 \rightarrow \zeta = 0.985$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3.393 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów  $\phi 12$  o  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  co 15 cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy

$$M_1 = 16.8 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.014 \rightarrow \zeta = 0.993$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 1.679 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów  $\phi 12$  o  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  co 25 cm po obu stronach ściany

## 5.5. Zbiornik uśredniający

### 5.5.1. Ściany zewnętrzne zbiornika

Grubość ścian 40 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	23 kN/m <sup>2</sup>	1.1 25.3 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie parciem gruntu

Przyjęto obciążenie ścian piaskami pylastymi o następujących parametrach

$$\rho = 19 \text{ kN/m}^3 \quad \varphi = 30.5 \quad c = 0$$

$$h = 4.5 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

$$K_a = 0.326$$

$$e_a = \rho \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe
obciążenie parciem gruntu	27.87 kN/m <sup>2</sup>	1.1 30.66 kN/m <sup>2</sup>

do obliczenia zbrojenia przyjęto wariant gdy na ściany zbiornika działa parcie gruntu

#### 5.5.1.1 Zbrojenie pionowe ścian zewnętrznych w osiach B, D, 1, 3

Reakcja dla ściany w osi 1 i 3

$$R_s = 44.8 \text{ kN}$$



STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$d = 0.284 \text{ m}$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Moment zginający

M=

61.3 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.054 \rightarrow \zeta = 0.972$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 6.342 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w ścianie z prętów fi 12 o  $A_s = 7,91 \text{ cm}^2$  co 14cm po obu stronach ściany

#### 5.5.1.2. Zbrojenie poziome ścian zbiornika w osi D

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozstawie podpór 4,28m utwierdzonej na końcach i podpartej w 1/2 rozpiętości

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$d = 0.286 \text{ m}$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy

MA=

61.5 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.053 \rightarrow \zeta = 0.973$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 6.316 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 12 o  $A_s = 7,91 \text{ cm}^2$  co 14cm po obu stronach ściany

$$\text{Max moment przęsłowy} \quad M_1 = 30.7 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.026 \rightarrow \zeta = 0.987$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3.109 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 12 o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

### 5.5.1.3. Zbrojenie poziome ścian w osi 1, 3

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozstawie podpór 4,2m i 2,58m utwierdzonej na końcach podpartej w 1/3 rozpiętości

STAL	AIII		34GS	
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa
Beton	B30			
F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.286 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

$$\text{Max moment podporowy} \quad M_A = 66.2 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.057 \rightarrow \zeta = 0.971$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 6.814 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 12 o  $A_s = 7,91 \text{ cm}^2$  co 14cm po obu stronach ściany

$$\text{Max moment przęsłowy} \quad M_1 = 33.4 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.029 \rightarrow \zeta = 0.985$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3.386 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 12 o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

## 5.6. Rdzenie żelbetowe w ścianach zbiornika

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe
ciężar własny ściany	10 kN/m <sup>2</sup>	1.1 11 kN/m <sup>2</sup>
Razem	10 kN/m <sup>2</sup>	11 kN/m <sup>2</sup>

obciążenie parciem gruntu	27.87 kN/m <sup>2</sup>	1.1 30.66 kN/m <sup>2</sup>
---------------------------	-------------------------	-----------------------------

Rdzeń o wymiarach 60x40cm		
ciężar własny rdzenia	6 kN/m	1.1 6.6 kN/m

Maksymalny rozstaw rdzeni  $l = 3,98 \text{ m}$

Obciążenie rdzenia

	ściana	43.78 kN/m
	parcie gruntu	122.01 kN/m
	ciężar własny	6.60 kN/m
Reakcje od belek stropowych		313.60 kN
Reakcje od słupów żelbetowych		39.5 kN

STAL	AIII	34GS
$f_{yk} =$	410 MPa	410000 kPa
$f_{yd} =$	350 MPa	350000 kPa
$f_{tk} =$	550 MPa	550000 kPa

Beton	B30
$F_{ck} =$	25 MPa 25000 kPa
$f_{ctk} =$	1.8 MPa 1800 kPa
$f_{ctm} =$	2.6 MPa 2600 kPa
$f_{cd} =$	16.7 MPa 16700 kPa
$f_{ctd} =$	1.2 MPa 1200 kPa

$$b = 0.6 \text{ m} \quad d = 0.334 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment przęsłowy	M = 242.32 kNm
----------------------	----------------

Zbrojenie

$$S_b = 0.255 \rightarrow \zeta = 0.850$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 24.388 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie główne rdzeni 6 prętów fi 25 o  $A_s = 29,46 \text{ cm}^2$  po obu stronach przekroju  
Strzemiona fi 6 w rozstawie co 13cm

Max moment podporowy	M = 430.79 kNm
----------------------	----------------

Zbrojenie

$$S_b = 0.453 \rightarrow \zeta = 0.653$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 56.465 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie główne rdzeni 12 prętów fi 25 o  $A_s = 58,92 \text{ cm}^2$  po obu stronach przekroju  
Strzemiona fi 6 w rozstawie co 10cm na dł. 1,5m dalej zbrojenie jak w przęśle

## 5.7. Fundamenty

### 5.7.1. Fundamenty zbiorników i budynku technicznego

Grubość płyty 50cm

#### OBCIĄŻENIA ZBIORNIKA

płyta zbiornika	12.5 kN/m <sup>2</sup>	1802.53 kN
ściany zbiornika	10 kN/m <sup>2</sup>	1633.00 kN
strop zbiornika	5 kN/m <sup>2</sup>	500.01 kN
ciecz	20.9 kN/m <sup>2</sup>	1724.25 kN
Razem	48.4 kN/m <sup>2</sup>	5659.79 kN
		pow. płyty zbiornika
		144.20 m <sup>2</sup>
		39.25 kN/m <sup>2</sup>

Obliczenie oporu granicznego podłoża gruntowego

Nr=	5659.79	kN	g=	9.81	m/s <sup>2</sup>
m=	0.70				
B=	11.05	m			
L=	13.05	m			
D min=	4.40	m			
Nd =	5.80	-			
Nc=	13.93	-			
Nb=	1.24	-			
cu=	0.00	kPa			
eL=	0.00				
eB=	0.00				
ro b=	2.10				
ro d	1.90				
ic=	1.00				
id=	1.00				
ib=	1.00				
B_=	11.05	m			
L_=	13.05	m			
QfNB=	187800.79	kN			
QfNB*m=	131460.55	kN	>	5659.79	kN

Zbrojenie płyty fundamentowej

STAL	AIII	34GS		
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa
Beton	B30			

Fck =	25	MPa	25000	kPa
f ctk =	1.8	MPa	1800	kPa
f ctm=	2.6	MPa	2600	kPa
f cd=	16.7	MPa	16700	kPa
f ctd =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.440 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

$$\text{Max moment} \quad M_1 = 424.34 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.154 \rightarrow \zeta = 0.916$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 30.092 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów  $\phi$  20 o  $A_s = 31,4 \text{ cm}^2$  co 10 cm  
górną i dolną w obu kierunkach

## 5.7.2. Stopy fundamentowe wiaty Sf1 i Sf1.1

### Zestawienie obciążeń

Przyjęto obciążenie stóp fundamentowych reakcjami od słupów wiaty

$$M = 45,6 \text{ kNm}$$

$$Q = 28,0 \text{ kN}$$

$$N = 54,3 \text{ kN}$$

Przyjęto stopy fundamentowe schodkowe o wymiarach:

$$B = 2,1 \text{ m}, L = 1,6 \text{ m}, h = 0,6 \text{ m}$$

$$B_g = 0,5 \text{ m}, L_g = 0,5 \text{ m}, h_g = 0,7 \text{ m}$$

### Materiały :

Zasyпка:

$$\text{ciężar objętościowy: } 20,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{współczynniki obciążenia: } \gamma_{f,\min} = 0,90; \gamma_{f,\max} = 1,20$$

Beton:

$$\text{klasa betonu: } \mathbf{B25} \text{ (C20/25)} \rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}, E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$$

$$\text{ciężar objętościowy: } 24,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{współczynniki obciążenia: } \gamma_{f,\min} = 0,90; \gamma_{f,\max} = 1,10$$

Zbrojenie:

$$\text{klasa stali: } \mathbf{A-III (34GS)} \rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{otulina zbrojenia } c_{nom} = 85 \text{ mm}$$

### Nośność pionowa podłoża:

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

$$\text{Obliczeniowy opór graniczny podłoża } Q_{fNB} = 293,3 \text{ kN}, Q_{fNL} = 288,2 \text{ kN}$$

$$r = 156,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 233,4 \text{ kN} \quad -66.80\%$$

### Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

$$\text{Obliczeniowy opór graniczny podłoża } Q_{fT} = 67,2 \text{ kN}$$

$$T_r = 39,6 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 48,4 \text{ kN} \quad -81.86\%$$

**Stateczność fundamentu na obrót:**

Decyduje moment wywracający  $M_{oL,3-4} = 73,60 \text{ kNm}$ , moment utrzymujący  $M_{uL,3-4} = 107,48 \text{ kNm}$

$$M_o = 73,60 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 77,4 \text{ kNm} \quad -95.11\%$$

**Osiadanie:**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,02 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,02 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,04 \text{ cm}$

$$s = 0,04 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad -4.25\%$$

Przyjęto zbrojenie stóp fundamentowych z prętów  $\phi 14$

Wzdłuż boku B przyjęto 16 prętów  $\phi 14$

Wzdłuż boku L przyjęto 11 prętów  $\phi 14$

# BUDYNEK OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW KONSTRUKCJA STALOWA

## 1. Zestawienie obciążeń

### Obciążenie pokryciem dachu

Kąt nachylenia dachu  $\alpha=10^\circ$

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_f$	obc obliczeniowe $g_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]
plyta warstwowa dachowa gr. 8cm	0.131	1.1	0.1441
Razem	0.131		0.1441

### Obciążenie śniegiem

Przyjęto że obiekt należy do 2 strefy śniegowej

Obciążenie charakterystyczne  $S_k=Q_k \cdot C$

Obciążenie obliczeniowe  $S=S_k \cdot g_f$   $g_f= 1.5$

$Q_k=$	0.9	kN/m <sup>2</sup>	
$C=$	0.8		
$S_k=$	0.72	kN/m <sup>2</sup>	
$S=$	1.08	kN/m <sup>2</sup>	obciążenie śniegiem

### Obciążenie wiatrem

Z uwagi na mniej korzystne przyjęto obciążenie wiatrem dla całego budynku jak dla wiaty

Przyjęto że obiekt należy do 1 strefy wiatrowej

Obciążenie charakterystyczne  $p_k= q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p=p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

1 strefa obciążenia wiatrem

kąt nachylenia dachu

$g_f= 1.5$	
$B= 1.8$	
$C_e= 0.75$	
$q_k= 0.3$	kN/m <sup>2</sup>
$\alpha= 10^\circ$	

I wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{I1}= 1.4$	parcie wiatru
$C_{I2}= -1$	ssanie wiatru

II wariant obciążenia

współczynnik aerodynamiczny

$C_{II1}= -0.6$	parcie wiatru
$C_{II2}= -1$	ssanie wiatru

obciążenie wiatrem

I wariant obciążenia

$p_{k1}=$	0.57 kN/m <sup>2</sup>
$p_{I1}=$	0.85 kN/m <sup>2</sup>
$p_{k2}=$	-0.41 kN/m <sup>2</sup>
$p_{I2}=$	-0.61 kN/m <sup>2</sup>

II wariant obciążenia

$p_{kII1}=$	-0.24 kN/m <sup>2</sup>
$p_{II1}=$	-0.36 kN/m <sup>2</sup>
$p_{kII2}=$	-0.41 kN/m <sup>2</sup>
$p_{II2}=$	-0.61 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie wiatrem wzdłuż budynku

Obciążenie charakterystyczne  $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot B$

Obciążenie obliczeniowe  $p = p_k \cdot g_f$

budynek niepodatny na działanie wiatru

współczynnik ekspozycji teren A

3 strefa obciążenia wiatrem

$g_f = 1.5$

$B = 1.8$

$C_e = 0.75$

$q_k = 0.3$  kN/m<sup>2</sup>

współczynnik aerodynamiczny

$C_{11} = 0.7$

parcie wiatru

$C_{12} = -0.5$

ssanie wiatru

$C_{13} = -0.4$

wiatr na  
ścianach  
szczytowych

obciążenie wiatrem ścian budynku

$p_{s11k} = 0.28$  kN/m<sup>2</sup>

$p_{s11o} = 0.43$  kN/m<sup>2</sup>

parcie wiatru

$p_{s12k} = -0.16$  kN/m<sup>2</sup>

$p_{s12o} = -0.24$  kN/m<sup>2</sup>

ssanie wiatru

$p_{s13k} = -0.20$  kN/m<sup>2</sup>

$p_{s13o} = -0.30$  kN/m<sup>2</sup>

wiatr na  
ścianach  
szczytowych

## Obciążenia montażowe

rodzaj obciążenia

obc  
charakterystyczne

$g_f$

obc obliczeniowe

$g_{kt}$  [kN]

$g_{otl}$  [kN]

ciężar człowieka

1

1.3

1.3

## 2.Dach

### 2.1. Płatwie

nachylenie dachu  $\alpha = 10^\circ$

$\sin 10^\circ = 0.173$

$\cos 10^\circ = 0.984$

rozstaw płatwi [m]  $l = 1.2$

ciężar własny płatwi ceownik zimnogięty C 140x70x5

$g = 0.102$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od pokrycia dachowego

$g_o = 0.173$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od śniegu

$S_o = 1.296$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od wiatru I wariant

$p_{I1o} = 1.021$  kN/m

$p_{I2o} = -0.729$  kN/m

obciążenie obl na jedną płatew od wiatru II wariant

$p_{II1o} = -0.437$  kN/m

$p_{II2o} = -0.729$  kN/m

obciążenie obliczeniowe na jedną płatew w kierunku prostopadłym do połaci

$q_I = (g + g_o + S_o) \cdot \cos 10^\circ + p_{I1o}$   $q_I = 2.57$  kN/m

obciążenie obliczeniowe na jedną płatew w kierunku równoległym do połaci

$q_{II} = (g + g_o + S_o) \cdot \sin 10^\circ$   $q_{II} = 0.27$  kN/m

Płatew przyjęto jako belkę wieloprzęślową

Siły występujące w płatwi w kierunku prostopadłym do połaci dachowej  $M_{max} = 6,9$  kNm;  $Q_{max} = 8,2$  kN



Siły występujące w płatwi w kierunku równoległym do połaci dachowej  $M_{\max}=1,0\text{kNm}$ ;  $Q_{\max}=1,1\text{kN}$

Ostatecznie na płatwie przyjęto ceownik zimnogięty C140x70x5 oparty na kątownikach L100x75x8

## 2.2. Dźwigar dachowy

największy rozstaw ram głównych [m]  $l=5.1$

obciążenie ciężarem płatwi ceownik zimnogięty 120x60x6

$$g=0.477 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od pokrycia dachowego

$$g_o=0.73 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od śniegu

$$s_o=5.51 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od wiatru I wariant

$$p_{I1o}=4.338 \text{ kN/m}$$

$$p_{I2o}=-3.098 \text{ kN/m}$$

obciążenie obl na jedną ramę od wiatru II wariant

$$p_{II1o}=-1.859 \text{ kN/m}$$

$$p_{II2o}=-3.098 \text{ kN/m}$$

Przyjęto ramę ze słupami utwierdzonymi w fundamencie

Siły występujące w dźwigarze dachowym  $M_{\max}=62,10\text{kNm}$ ;  $Q=44,70\text{kN}$ ;  $N=18,10\text{kN}$

Przyjęto dźwigar dachowy z dwuteownika IPE 330

## 2.3. Słupy stalowe S1 - słupy wiaty

rozstaw ram głównych [m]  $l=5.1$

wiatr z boku hali strona nawietrzna

$$p_{s11o}=2.17 \text{ kN/m}$$

wiatr z boku hali strona zawietrzna

$$p_{s12o}=-1.24 \text{ kN/m}$$

wiatr od szczytu hali

$$p_{s13o}=-1.55 \text{ kN/m}$$

Siły występujące w słupach  $M_{\max}=26,00\text{kNm}$ ;  $Q=15,30\text{kN}$ ;  $N=48,90\text{kN}$

Przyjęto słup stalowy z dwuteownika HEB 180

## 2.4. Stężenie połaciowe poprzeczne i stężenie pionowe ścian

obciążenie parciem wiatru na ściany szczytowe

$$p=0,43 \cdot 0,5 \cdot 5,29=1.14 \text{ kN/m}$$

siła podłużna w pasie dźwigara

$$N_c=163.2 \text{ kN}$$

liczba dźwigarów przypadająca na tężnik

$$m=3$$

siła przypadająca na połączenie w miejscu podparcia dźwigara

$$F_o=0,01 \cdot N_c=1.63 \text{ kN}$$

reakcje przekazywane z płatwi na tężnik

$$F_m=(2/1+\sqrt{m}) \cdot m \cdot F_o$$

$$F_m=3.58 \text{ kN}$$

całkowite obciążenie na tężnik

rozstaw płatwi  $l=1.2 \text{ m}$

$$q=3,58/1,20+1,14=2.97 \text{ kN/m}$$

reakcja w skrajnej płatwi

$$1.78 \text{ kN}$$

reakcja w pośredniej płatwi

$$3.57 \text{ kN}$$

Na stężenie połaciowe przyjęto pręt  $\phi 16\text{mm}$

Stężenie pionowe ścian bocznych należy również wykonać z prętów  $\phi 20\text{mm}$

Potrzebny naciąg prętów w stężeniach uzyskać przez zastosowanie śrub rzymskich

## ELEMENTY ŻELBETOWE

### 3. Słupy S2 w ścianach w osiach C i E

rozstaw ram głównych [m]  $l = 5.1$

wiatr z boku hali strona nawietrzna	$p_{s110} =$	2.17 kN/m
wiatr z boku hali strona zawietrzna	$p_{s120} =$	-1.24 kN/m
wiatr od szczytu hali	$p_{s130} =$	-1.55 kN/m

Siły występujące w słupach  $M_{max} = 45,90 \text{ Nm}$ ;  $Q = 21,50 \text{ kN}$ ;  $N = 52,00 \text{ kN}$

Przyjęto słup żelbetowy z betonu B25 o przekroju  $30 \times 30 \text{ cm}$

Zbrojenie główne słupa prętami  $\phi 14$  w ilości 8szt. oraz strzemia  $\phi 6$  w rozstawie co  $15 \text{ cm}$

### 4. Wieniec W1

Przyjęto wieniec o przekroju  $30 \times 30 \text{ cm}$  z betonu B25

Zbrojenie główne z prętów  $\phi 12 \text{ mm}$  2 szt góra i 3 szt dół, strzemia  $\phi 6 \text{ mm}$  w rozstawie co  $20 \text{ cm}$

### 5. Belka nadprożowa B1 w osi E nad bramami wjazdowymi

rodzaj obciążenia	obc charakterystyczne $g_{kt} [\text{kN/m}]$	$g_f$	obc obliczeniowe $g_{ot} [\text{kN/m}]$
ciężar ściany	18.81	1.10	20.69
ciężar wieńca żelbetowego	2.25	1.10	2.48
ciężar własny belki	1.56	1.10	1.72
Razem	22.62		24.88

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

$F_{ck} =$	25	MPa	25000	kPa
$f_{ctk} =$	1.8	MPa	1800	kPa
$f_{ctm} =$	2.6	MPa	2600	kPa
$f_{cd} =$	16.7	MPa	16700	kPa
$f_{ctd} =$	1.2	MPa	1200	kPa

$b =$	0.25 m	$d =$	0.186 m
$\alpha =$	0.85		

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie belki

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości  $3,0 \text{ m}$

Max moment  $M = 29.70 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.242 \rightarrow \zeta = 0.859$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 5.310 \text{ cm}^2$$

Przyjęto nadproże o przekroju 25x25cm

Przyjęto zbrojenie z prętów  $\phi 12$  o  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$  cztery pręty dołem i dwa pręty górą

Przyjęto strzemiona  $\phi 6 \text{ mm}$  w rozstawie co 20cm

## 6. Strop

### 6.1. Płyta stropowa w osiach 1 -2a i 3a -5, B -E

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
plytki gresowe przemysłowe	0.42 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.546 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 23cm	5.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	6.325 kN/m <sup>2</sup>
ciężar ścian	0.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	0.825 kN/m <sup>2</sup>
Razem	6.92 kN/m <sup>2</sup>		7.70 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe 2.50 kN/m<sup>2</sup> 1.4 3.5 kN/m<sup>2</sup>

Obciążenie technologiczne 5.50 kN/m<sup>2</sup> 1.5 8.25 kN/m<sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

$F_{ck} =$	25	MPa	25000	kPa
$f_{ctk} =$	1.8	MPa	1800	kPa
$f_{ctm} =$	2.6	MPa	2600	kPa
$f_{cd} =$	16.7	MPa	16700	kPa
$f_{ctd} =$	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.196 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki trójpřęsłowej o rozpřiętości přeseł odpowiednio 5,33m, 2,55m i 3,20m

Max moment přęsłowy  $M = 59.3 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.109 \rightarrow \zeta = 0.942$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 9.174 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów  $\phi 14$  o  $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$  co 12cm na 1mb płyty stropowej

Pręty rozdzielcze  $\phi 12 \text{ mm}$  co 20cm

Max moment podporowy  $M = 64.5 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.118 \rightarrow \zeta = 0.937$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 10.036 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów fi 14 o  $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$  co 12cm na 1mb płyty stropowej  
Pręty rozdzielcze fi 12mm co 20cm

## 6.2. Płyta stropowa w osiach 2a -3a, B -E

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
płytki gresowe przemysłowe	0.42 kN/m <sup>2</sup>	1.3	0.546 kN/m <sup>2</sup>
ciężar własny płyty gr. 23cm	5.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	6.325 kN/m <sup>2</sup>
ciężar ścian	0.75 kN/m <sup>2</sup>	1.1	0.825 kN/m <sup>2</sup>
Razem	6.92 kN/m <sup>2</sup>		7.70 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe 2.50 kN/m<sup>2</sup> 1.4 3.5 kN/m<sup>2</sup>

Obciążenie technologiczne 5.50 kN/m<sup>2</sup> 1.5 8.25 kN/m<sup>2</sup>

STAL	AIII		34GS	
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa

Beton	B30			
F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.196 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości 3,90m

Max moment przęsłowy M= 36.98 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.068 \rightarrow \zeta = 0.965$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 5.587 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie z prętów fi 14 o  $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$  co 15cm na 1mb płyty stropowej  
Pręty rozdzielcze fi 12mm co 20cm

## 6.3. Płyta stropowa w osiach 1 - 5, A - B

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
ciężar własny płyty gr. 25cm	6.25 kN/m <sup>2</sup>	1.1	6.875 kN/m <sup>2</sup>
Razem	6.25 kN/m <sup>2</sup>		6.88 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie użytkowe 5.00 kN/m<sup>2</sup> 1.4 7 kN/m<sup>2</sup>

Obciążenie technologiczne	5.50 kN/m <sup>2</sup>	1.5	8.25 kN/m <sup>2</sup>
reakcja od obc. roślinami (opcja)	R= 11kN	1.4	15.40 kN

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

b=	1 m	d=	0.216 m
α=	0.85		

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Zbrojenie

Przyjęto schemat belki wspornikowej utwierdzonej o rozpiętości 1,25m

Max moment	M=	41.23 kNm
------------	----	-----------

Zbrojenie

$$S_b = 0.062 \rightarrow \zeta = 0.968$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 5.635 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne z prętów fi 14 o A<sub>s</sub>=10,78cm<sup>2</sup> co 15cm górą płyty

Dołem zbrojenie konstrukcyjne z prętów fi 14 o A<sub>s</sub>=6,16cm<sup>2</sup> co 25cm

Pręty rozdzielcze fi 12mm co 15cm

## 7. Ściany zbiornika

### 7.1. Ściany wewnętrzne zbiornika

Grubość ścian 35cm

#### 7.1.1. Zbrojenie pionowe

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1 55 kN/m <sup>2</sup>
Razem	50 kN/m <sup>2</sup>	55 kN/m <sup>2</sup>

Reakcje od stropu

Reakcja dla ściany w osi D	R <sub>sD</sub> =	130.9 kN
----------------------------	-------------------	----------

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa

f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa
b=	1 m		d=	0.294 m
α=	0.85			

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment przęsłowy M<sub>1</sub>= 106.59 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.087 \rightarrow \zeta = 0.954$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 10.852 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęsle z prętów fi 16 o A<sub>s</sub>=12,06cm<sup>2</sup> co 15cm po obu stronach ściany

Max moment podporowy M<sub>A</sub>= 189.49 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.154 \rightarrow \zeta = 0.916$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 20.111 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie przy podporze z prętów fi 16 o A<sub>s</sub>=20,1cm<sup>2</sup> co 10cm po obu stronach ściany

### 7.1.2. Zbrojenie poziome ścian w osi D

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej o rozpiętości przęseł 3,71m utwierdzonej na obu końcach i podpartej w środku rozpiętości

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1	55 kN/m <sup>2</sup>
Razem	50 kN/m <sup>2</sup>		55 kN/m <sup>2</sup>

STAL AIII 34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.294 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy M<sub>A</sub>= 72.92 kNm

## Zbrojenie

$$S_b = 0.059 \rightarrow \zeta = 0.969$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 7.311 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 14 o  $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy  $M_1 = 36.46 \text{ kNm}$

## Zbrojenie

$$S_b = 0.030 \rightarrow \zeta = 0.985$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3.598 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne w przęśle z prętów fi 14 o  $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

### 7.1.3. Zbrojenie poziome ścian w osi B i C

Przyjęto schemat belki wieloprzęsłowej utwierdzonej na końcach i swobodnie podpartej w środku przęsła

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1	55 kN/m <sup>2</sup>
Razem	50 kN/m <sup>2</sup>		55 kN/m <sup>2</sup>

#### STAL

#### AIII

#### 34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

#### Beton

#### B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.294 \text{ m}$$
$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy  $M_A = 77.67 \text{ kNm}$

## Zbrojenie

$$S_b = 0.063 \rightarrow \zeta = 0.967$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 7.803 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 14 o  $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$  co 16cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy  $M_1 = 42.66 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.035 \rightarrow \zeta = 0.982$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 4.220 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne w przęśle z prętów  $\phi 14$  o  $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$  co 16cm po obu stronach ściany

#### 7.1.4. Zbrojenie poziome ścian w osi 3

Przyjęto schemat belki dwuprzęsłowej utwierdzonej na końcach i podpartej w przęśle

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1	55 kN/m <sup>2</sup>
Razem	50 kN/m <sup>2</sup>		55 kN/m <sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

$f_{yk} =$	410	MPa	410000	kPa
$f_{yd} =$	350	MPa	350000	kPa
$f_{tk} =$	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

$F_{ck} =$	25	MPa	25000	kPa
$f_{ctk} =$	1.8	MPa	1800	kPa
$f_{ctm} =$	2.6	MPa	2600	kPa
$f_{cd} =$	16.7	MPa	16700	kPa
$f_{ctd} =$	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.294 \text{ m}$$
$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy  $M_A = 152.24 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.124 \rightarrow \zeta = 0.934$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 15.848 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów  $\phi 14$  o  $A_s = 15,84 \text{ cm}^2$  co 10cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy  $M_1 = 76.79 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.063 \rightarrow \zeta = 0.968$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 7.712 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne w przęśle z prętów  $\phi 14$  o  $A_s = 10,78 \text{ cm}^2$  co 15cm po obu stronach ściany



### 7.1.5. Zbrojenie poziome ścian w osi 2a i 3a

Przyjęto schemat belki trójpłaszczyznowej o utwardzonej na końcach i podpartej w dwóch punktach przęsła

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1	55 kN/m <sup>2</sup>
Razem	50 kN/m <sup>2</sup>		55 kN/m <sup>2</sup>

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

b =	1 m	d =	0.294 m
α =	0.85		

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy

$$M_A = 106.79 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.087 \rightarrow \zeta = 0.954$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 10.874 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 14 o  $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$  co 12cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy

$$M_1 = 87.04 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.071 \rightarrow \zeta = 0.963$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 8.782 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne w przęsle z prętów fi 14 o  $A_s = 10,78 \text{ cm}^2$  co 15cm po obu stronach ściany

### 7.2. Ściany zewnętrzne zbiornika

Grubość ścian 40cm

#### ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne		obliczeniowe
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1	55 kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie parciem gruntu

Przyjęto obciążenie ścian piaskami drobnymi o następujących parametrach

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 16 o  $A_s=12,06\text{cm}^2$  co 15cm po obu stronach ściany

### 7.2.2. Zbrojenie poziome ścian zbiornika w osi A

Przyjęto schemat belki czteroprzęsłowej o rozstawie podpór 4,69m utwierdzonej na końcach i podpartej na długości przęsła co 4,69m

STAL	AIII		34GS	
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa
Beton	B30			
F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa
b=	1 m		d=	0.306 m
α=	0.85			

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy MA= 118.41 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.089 \rightarrow \zeta = 0.953$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 11.598 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 14 o  $A_s=12,32\text{cm}^2$  co 12cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy M1= 59.21 kNm

Zbrojenie

$$S_b = 0.045 \rightarrow \zeta = 0.977$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 5.657 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 14 o  $A_s=7,70\text{cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

### 7.2.3. Zbrojenie poziome ścian w osi 1, 5

Przyjęto schemat belki czteroprzęsłowej o szerokości najdłuższego przęsła 5,33m utwierdzonej na końcach i podpartej w przęśle

STAL	AIII		34GS	
f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa
Beton	B30			
F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa

f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

b=	1 m	d=	0.306 m
α=	0.85		

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment podporowy	MA=	153.45 kNm
----------------------	-----	------------

Zbrojenie

$$S_b = 0.115 \rightarrow \zeta = 0.938$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 15.267 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w narożu z prętów fi 14 o  $A_s=15,40\text{cm}^2$  co 10cm po obu stronach ściany

Max moment przęsłowy	M1=	77.29 kNm
----------------------	-----	-----------

Zbrojenie

$$S_b = 0.058 \rightarrow \zeta = 0.970$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 7.440 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 14 o  $A_s=7,70\text{cm}^2$  co 20cm po obu stronach ściany

### 7.3. Rdzenie żelbetowe w ścianach zbiornika

Zestawienie obciążeń	charakterystyczne	obliczeniowe	
ciężar własny ściany	10 kN/m <sup>2</sup>	1.1	11 kN/m <sup>2</sup>
Razem	10 kN/m <sup>2</sup>		11 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie parciem cieczy	50 kN/m <sup>2</sup>	1.1	55.00 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie parciem gruntu	35.93 kN/m <sup>2</sup>	1.1	39.52 kN/m <sup>2</sup>

#### 7.3.1 Rdzenie R1 w osiach ścian wewnętrznych

Rdzeń o wymiarach 35x60cm			
ciężar własny rdzenia	5.25 kN/m	1.1	5.78 kN/m
Maksymalny rozstaw rdzeni l=3,71m			
Obciążenie rdzenia			

ściana	40.81 kN/m
parcie cieczy	204.05 kN/m
ciężar własny	5.78 kN/m

STAL	AIII	34GS
------	------	------

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton	B30
-------	-----

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
-------------------	----	-----	-------	-----

f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 0.6 \text{ m} \quad d = 0.284 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

$$\text{Max moment przęsłowy} \quad M = 234.71 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.342 \rightarrow \zeta = 0.781$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 30.220 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie główne rdzeni po 8 prętów fi 22 o  $A_s = 30,4 \text{ cm}^2$  po obu stronach przekroju  
Strzemiona fi 6 w rozstawie co 10cm

$$\text{Max moment podporowy} \quad M = 278.15 \text{ kNm}$$

Zbrojenie

$$S_b = 0.405 \rightarrow \zeta = 0.718$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 38.971 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie główne rdzeni po 8 prętów fi 25 o  $A_s = 39,27 \text{ cm}^2$  na długości 2,7m po obu str. przekroju  
Strzemiona fi 6 w rozstawie co 10cm

### 7.3.2 Rdzenie R2 w osi A

Rdzeń o wymiarach 40x60cm

ciężar własny rdzenia 6 kN/m 1.1 6.60 kN/m

Maksymalny rozstaw rdzeni  $l = 4,69 \text{ m}$

Obciążenie rdzenia

ściana	51.59 kN/m
parcie cieczy	257.95 kN/m
parcie gruntu	185.34 kN/m
ciężar własny	6.60 kN/m

STAL

AIII

34GS

f <sub>yk</sub> =	410	MPa	410000	kPa
f <sub>yd</sub> =	350	MPa	350000	kPa
f <sub>tk</sub> =	550	MPa	550000	kPa

Beton

B30

F <sub>ck</sub> =	25	MPa	25000	kPa
f <sub>ctk</sub> =	1.8	MPa	1800	kPa
f <sub>ctm</sub> =	2.6	MPa	2600	kPa
f <sub>cd</sub> =	16.7	MPa	16700	kPa
f <sub>ctd</sub> =	1.2	MPa	1200	kPa

$$b = 0.6 \text{ m} \quad d = 0.334 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85$$

$$S_b = M / b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Max moment przęsłowy  $M = 259.21 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.273 \rightarrow \zeta = 0.837$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 26.491 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie główne rdzeni po 6 prętów  $\phi 25$  o  $A_s = 29,46 \text{ cm}^2$  po obu stronach przekroju  
Strzemiona  $\phi 6$  w rozstawie co 10cm

Max moment podporowy  $M = 460.81 \text{ kNm}$

Zbrojenie

$$S_b = 0.085 \rightarrow \zeta = 0.956$$

$$A_s = M / \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 41.243 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie główne rdzeni po 10 prętów  $\phi 25$  o  $A_s = 49,10 \text{ cm}^2$  na długości 1,6m po obu str. przekroju  
Strzemiona  $\phi 6$  w rozstawie co 10cm

## 8. Fundamenty

### 8.1. Płyta fundamentowa zbiornika

Grubość płyty 40cm

OBCIĄŻENIA ZBIORNIKA

płyta zbiornika	10 kN/m <sup>2</sup>	2791.80 kN
ściany zbiornika	17.46 kN/m <sup>2</sup>	7377.88 kN
strop zbiornika	19.45 kN/m <sup>2</sup>	6182.96 kN
ciecz	30.43 kN/m <sup>2</sup>	8494.70 kN
dach budynku	1.22 kN/m <sup>2</sup>	425.05 kN
Razem	78.56 kN/m <sup>2</sup>	25272.39 kN
		pow. płyty zbiornika
		279.18 m <sup>2</sup>
		90.52 kN/m <sup>2</sup>

Obliczenie oporu granicznego podłoża gruntowego

Nr=	25272.39	kN	g=	9.81	m/s <sup>2</sup>
m=	0.70				
B=	13.20	m			
L=	21.15	m			
D min=	0.85	m			
Nd =	18.40	-			
Nc=	30.14	-			
Nb=	7.53	-			

cu=	0.00	kPa
eL=	0.00	
eB=	0.00	
ro b=	1.90	
ro d	1.90	
ic=	1.00	zakładam nachylenie wypadkowej
id=	1.00	do osi = 0 stopni
ib=	1.00	
B_=	13.20	m
L_=	21.15	m

QfNB= 594094.47 kN

QfNB\*m= 415866.13 kN > 25272.39 kN

Zbrojenie płyty fundamentowej

STAL

AIII

34GS

f yk =	410	MPa	410000	kPa
f yd =	350	MPa	350000	kPa
f tk =	500	MPa	500000	kPa

Beton

B30

Fck =	25	MPa	25000	kPa
f ctk =	1.8	MPa	1800	kPa
f ctm=	2.6	MPa	2600	kPa
f cd=	16.7	MPa	16700	kPa
f ctd =	1.2	MPa	1200	kPa

b=	1 m	d=	0.340 m
α=	0.85		

Sb=  $M/b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$

Max moment M1= 211.2 kNm

Zbrojenie

Sb= 0.129 → ζ= 0.931

As=  $M/\zeta \cdot d \cdot f_{yd}$

As= 19.066 cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie w przęśle z prętów fi 16 o As=20,1cm<sup>2</sup> co 10 cm  
górą i dołem w obu kierunkach

## 8.2. Ława fundamentowa części technicznej budynku

Pod częścią techniczną budynku oczyszczalni przyjęto ławy fundamentowe o wymiarach 100x40 cm zbrojone prętami fi 16mm w ilości 6 szt. górą i dołem  
Przyjęto zbrojenie strzemionami fi 6mm w rozstawie co 20cm