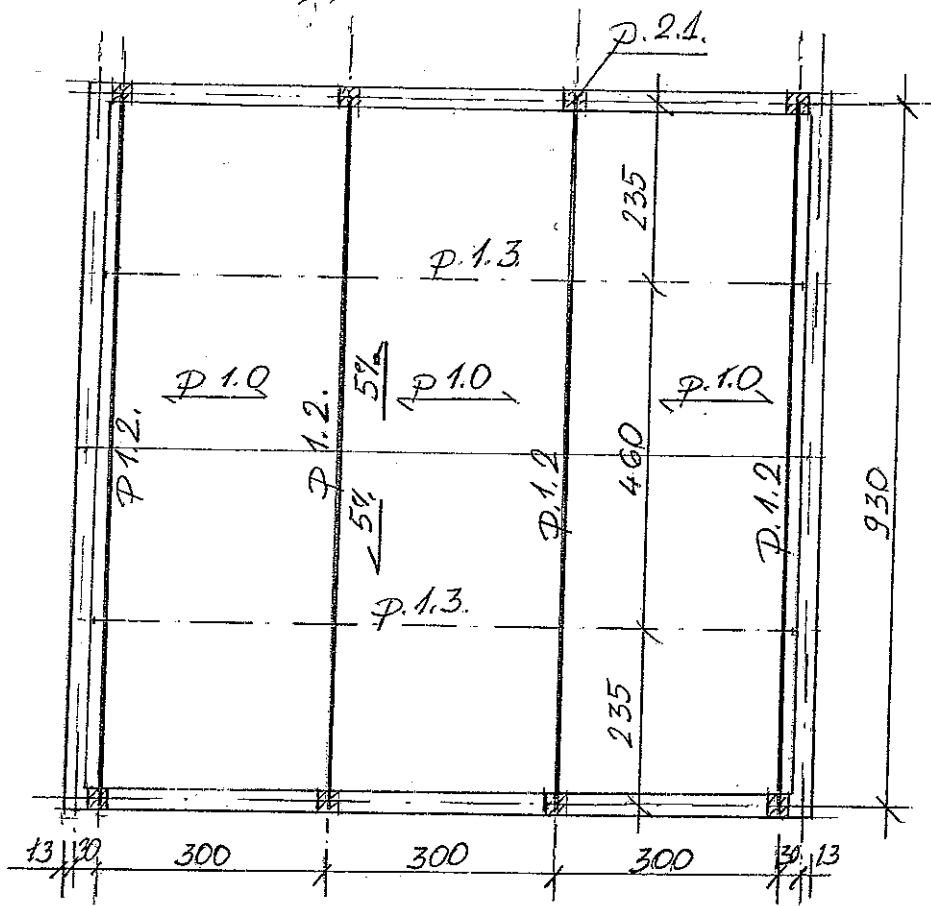


OBLICZENIA STATYCZNE - 95 str.

OB 16. STACJA ZAGĘSZCZANIA OSADU NADMIERNEGO**OBLICZENIA STATYCZNE - str. 7**

Jednokondygnacyjny budynek niepodpiwniczony jednonawowy o rozpiętości nawy w osiach 9,3 x 9,6 m i wysokości do spodu dźwigara max. 4,7 m od terenu

**1. STROPODACH**

Przyjęto stropodach z płyt dachowych korytkowych DKZ/300 opartych na dźwigarach stalowych w rozstawie $L = 3,0$ m

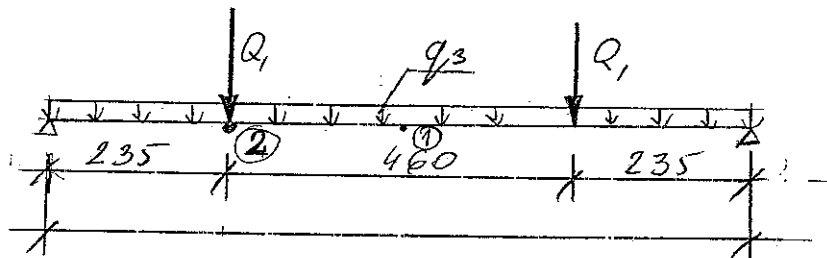
Obciążenia :

- c. wł. płyt z wyp. spoin	$g_1 := 1,0 \cdot 1,1$	$g_1 = 1,1$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
-wełna mineralna - 15 cm	$g_2 := 0,15 \cdot 2,0 \cdot 1,2$	$g_2 = 0,36$	
- tynk wewnętrzny	$g_3 := 0,015 \cdot 19,0 \cdot 1,3$	$g_3 = 0,37$	
- 2 x papa termozg.	$g_4 := 0,4 \cdot 1,2$	$g_4 = 0,48$	
- obc. śniegiem (II strefa)	$s_1 := 0,9 \cdot 0,8 \cdot 1,5$	$s_1 = 1,08$	
- obciążenie sumaryczne	$q_1 := g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + s_1$	$q_1 = 3,39$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

1.2 Dźwigary stalowe $L = 9,3$ mRozstaw dźwigarów $L_1 := 3.0$ m Rozpiętość dźwigara $L_2 := 9.3$ mObciążenia :- stropodach wg poz. 1.2 $q_2 := q_1 \cdot L_1$ $q_2 = 8,73$ kN/m- c własny belki $g_5 := 1.0 \cdot 1.1$ $g_5 = 1.1$ - obciążenie sumaryczne $q_3 := q_2 + g_5$ $q_3 = 9,83$ kN/m- obc. od belki wciągnika $G_1 := 0.4 \cdot 1.1 \cdot L_1$ $G_1 = 1.32$ kN
(I 240)obc. montażowe o wartości 20 kN (2 t.) $P_1 := (20.0 + 0.6) \cdot 1.4$ $P_1 = 28.84$ kN
wraz z wciągnikiem

$$Q_1 := G_1 + P_1 \quad Q_1 = 30.16$$

Schemat

Reakcja

$$R_1 := 0.5 \cdot q_3 \cdot L_2 + Q_1 \quad R_1 = 75,87 \text{ kN}$$

 $I_{x1} = 0$

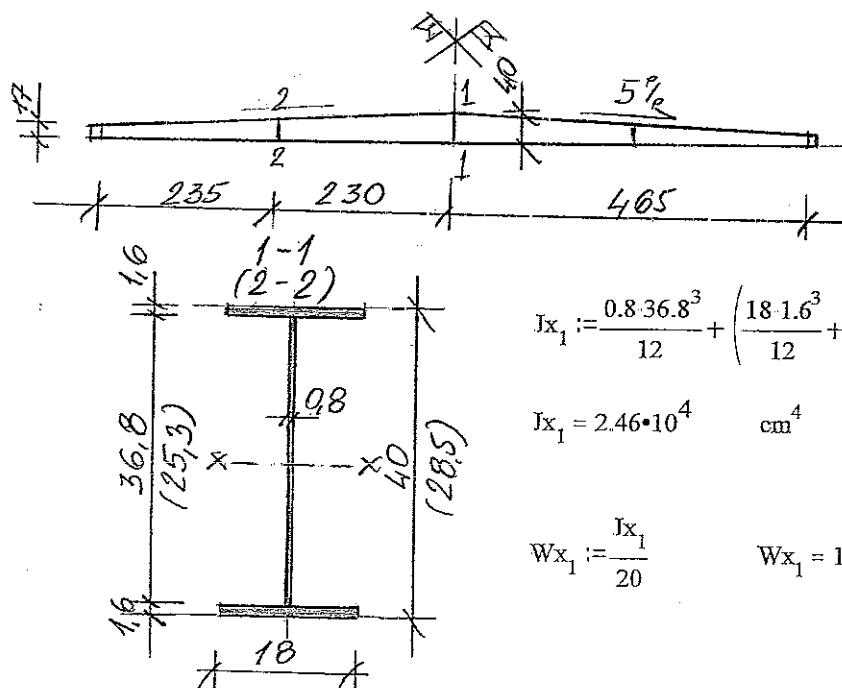
$$x_1 := \frac{R_1 - Q_1}{q_3} \quad x_1 = 4.65 \text{ m}$$

Max. moment zginający pkt. 1 $M_1 := 0.125 \cdot q_3 \cdot (L_2)^2 + Q_1 \left(\frac{L_2}{2} - 2.3 \right)$ $M_1 = 177,75$ kNm

Moment zginający w pkt. 2 $M_2 := R_1 \cdot 2.35 - q_3 \cdot 2.35^2 \cdot 0.5$ $M_2 = 161,45$ kNm

Wymiarowanie :

Przyjęto przekrój belki jak na szkicu



$$I_{x1} := \frac{0.8 \cdot 36.8^3}{12} + \left(\frac{18 \cdot 1.6^3}{12} + 18 \cdot 1.6 \cdot 19.2^2 \right) \cdot 2$$

$$I_{x1} = 2.46 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$W_{x1} := \frac{I_{x1}}{20} \quad W_{x1} = 1.23 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$MR_x := 1.07 W_{x_1} 0.215 \quad MR_x = 282.6 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{M_1}{MR_x} = 0.63 < 1$$

Ugięcie $E_1 := 2.1 \cdot 10^6$

$$f_{dop} := \frac{L_2 10^2}{250} \quad f_{dop} = 3.72 \quad \text{cm}$$

$$f_1 := \frac{5 M_1 (L_2)^2 10^8}{48 E_1 I_{x_1} 1.2} \quad f_1 = 2.58 \quad \text{cm} < f_{dop}$$

Obl. dla pkt. 2

$$I_{x_2} := \frac{0.8 \cdot 25.3^3}{12} + \left(\frac{18 \cdot 1.6^3}{12} + 18 \cdot 1.6 \cdot 13.45^2 \right) \cdot 2 \quad I_{x_2} = 1.15 \cdot 10^4 \quad \text{cm}^4$$

$$W_{x_2} := \frac{I_{x_2}}{14.25} \quad W_{x_2} = 807.85 \quad \text{cm}^3$$

$$MR_x := 1.07 W_{x_2} 0.215 \quad MR_x = 185.85 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{M_2}{MR_x} = 0.81 < 1$$

1.3 Belka jezdna wciągnika elektrycznego o udźwigu 20 kNObciążenia

- udźwig wc. $Q_2 := 20.0 \cdot 1.4 \quad Q_2 = 28 \quad \text{kN}$

- c. wł. wciąg. $G_2 := 0.6 \cdot 1.2 \quad G_2 = 0.72 \quad \text{kN}$

$$Q_3 := Q_2 + G_2 \quad Q_3 = 28.72 \quad \text{kN}$$

- c. wł belki $g_6 := 0.4 \cdot 1.1 \quad g_6 = 0.44 \quad \text{kN/m}$

wsp. dynamiczny $\beta_1 := 1.4$

Schemat statyczny - belka trzyprzęsłowa o rozp. przęsła $L_1 = 3 \quad \text{m}$ - max. moment zginający :

$$M_{x_1} := 0.25 Q_3 L_1 + 0.125 g_6 (L_1)^2 \quad M_{x_1} = 22.04 \quad \text{kNm}$$

$$M_{y_1} := M_{x_1} 0.05 \quad M_{y_1} = 1.1 \quad \text{kNm}$$

- przyjęto I 240 $W_{x_1} := 354 \quad \text{cm}^3 \quad W_{y_1} := 41.7 \quad \text{cm}^3 \quad I_{x_1} := 4250 \quad \text{cm}^4$

$$\lambda_1 := 0.045 \cdot \sqrt{\frac{300 \cdot 24}{10.6 \cdot 1.41}} \cdot 1.0 \quad \lambda_1 = 0.99 \quad \psi_1 := 0.648$$

$$MR_x := 1.07 W_{x_1} 0.215 \quad MR_x = 81.44 \quad \text{kNm}$$

$$MR_y := 1.0 W_{y_1} 0.215 \quad MR_y = 8.97 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{M_{x_1}}{\psi_1 MR_x} + \frac{M_{y_1}}{MR_y} = 0.54 < 1$$

Ugięcie $E_1 := 2.1 \cdot 10^6$

$$f_{dop} := \frac{L_1 10^2}{350} \quad f_{dop} = 0.86 \quad \text{cm}$$

$$f_1 := \frac{5 \cdot Mx_1 \cdot (L_1)^2 \cdot 10^8}{48 \cdot E_1 \cdot Jx_1} \quad f_1 = 0.23 \quad \text{cm} < \quad fdop$$

2.0 SŁUPY I ŚCIANY

2.1 Słupy

Przyjęto słupy usztywniające ściany poprzeczne w rozstawie 3,0 m oraz podpierające dźwigary stalowe. Przekroje słupów 0,25 x 0,30. wys. 4.5 m

$$H_2 := 4.5$$

Obciążenia :

- od dźwigara
wg poz. 1.3.

$$R_1 = 75.87 \quad \text{kN}$$

- ciężar wł. słupa

$$G_2 := 0.30 \cdot 0.25 \cdot H_2 \cdot 25.0 \cdot 1.1 \quad G_2 = 9.28$$

$$Q_1 := R_1 + G_2 \quad Q_1 = 85.15$$

+-----+
| ZELBET 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"
| SCISKANIE - OBLICZANIE ZBROJENIA |
+-----+

Klasa betonu B25.0 Siła osiowa całkowita N= 91.90 [kN]
Wytrzymałość stali Ra= 350 [MPa] Siła osiowa dłużej Nd= 91.90 [kN]
Wysokość słupa lx= 4.500 [m] Mom. w płaszczyzn. x Mx= 0.000 [kNm]
Wsp. dł. oblicz. PSI_x= 1.600 Mom. w płaszczyzn. y My= 0.000 [kNm]
Wysokość słupa ly= 4.500 [m] Wsp. korekc. betonu mb= 1.00
Wsp. dł. oblicz. PSI_y= 1.600 Wsp. korekc. stali ma= 1.00
Szer. przekroju b= 0.300 [m] Wsp. pełzania FIp= 2.00
Wys. przekroju h= 0.250 [m] monol=1, prefab=2 m/p= 1
Otuł. zbrojenia c= 0.0300 [m] Nr kondygn. od góry = 0

$$ex/ey \cdot b/h = 2.112$$

Przekrój dwukierunkowo mimosrodowo sciskany

Srednica pretow d[mm] = 12 Nosnosc słupa:
Całkowita liczba pretow w przekroju = 4 Na[kN] = 463.92
Liczba pretow na boku b = 2 Nx[kN] = 584.07
Liczba pretow na boku h = 2 Ny[kN] = 736.07
Całkowity przekrój zbrojenia Fa[cm²] = 4.52 No[kN] = 1092.70

Przyjęto zbrojenie - 4 ϕ 16

2.2 Ściany konstrukcyjne

Przyjęto ściany z cegły kratówki Rc = 15 MPa na zaprawie Rz = 5 MPa gr. 25 cm. Od zewnątrz cieplenie styropianem gr 10 cm

Smukłość ściany

$$h_1 := 0.25 \quad H_3 := 5.0 \quad \lambda_1 := \frac{H_3}{h_1} \quad \lambda_1 = 20 < 22$$

Dodatkowe usztywnienie ściany podłużnej stanowią słupy żelbetowe, wieńce dachowe.

2.3. Nadproże nad bramą l=2.6 m

Obciążenia :

- wieńiec $g_7 := 0.30 \cdot 0.25 \cdot 25.0 \cdot 1.1$ $g_7 = 2.06$ kN/m
- ściana z cegły kratówki $g_8 := 0.25 \cdot 1.75 \cdot 14.0 \cdot 1.1$ $g_8 = 6.74$
- styropian - 10 cm $g_9 := 0.1 \cdot 2.3 \cdot 0.45 \cdot 1.3$ $g_9 = 0.13$
- tynk $g_{10} := 0.015 \cdot 2.0 \cdot 19.0 \cdot 1.3$ $g_{10} = 0.74$

- nadproże $g_{11} := 0.25 \cdot 0.25 \cdot 25.0 \cdot 1.1$ $g_{11} = 1.72$

$q_4 := g_7 + g_8 + g_9 + g_{10} + g_{11}$ $q_4 = 11.39$ kN/m

Max. moment zginający $L_3 := 2.6 \cdot 1.05$ m $M_3 := 0.125 \cdot q_4 \cdot (L_3)^2$ $M_3 = 10.62$ kNm

Max. siła poprzeczna $Q_5 := 0.5 \cdot q_4 \cdot L_3$ $Q_5 = 15.55$ kN

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B25 ; stal III N $h_2 := 0.25 - 0.03$ $h_2 = 0.22$ $b_2 := 0.25$ m

$A_3 := \frac{M_3}{b_2 \cdot (h_2)^2}$ $A_3 = 877.28$ $\mu_2 := 0.3$ %

$Fa_2 := \mu_2 \cdot b_2 \cdot h_2 \cdot 100$ $Fa_2 = 1.65$ cm²

Przyjęto zbrojenie dołem i górą 3 ϕ 12, $Fa = 3,39$ cm²

- ścinanie

$Q_{min} := 0.75 \cdot h_2 \cdot b_2 \cdot 1030$ $Q_{min} = 42.49$ > $Q_5 = 15.55$ kN

Przyjęto strzemiona konstrukcyjnie ϕ 6 co 10 cm przy bramie i dalej co 20 cm

2.4. Nadproże nad oknem l=5.0 mObciążenia :

- wieniec $g_7 = 2.06$ kN/m

- ściana z cegły kratówki $g_{12} := 0.25 \cdot 1.2 \cdot 14.0 \cdot 1.1$ $g_{12} = 4.62$

- styropian - 10 cm $g_{13} := 0.1 \cdot 1.5 \cdot 0.45 \cdot 1.3$ $g_{13} = 0.09$

- tynk $g_{14} := 0.015 \cdot 1.5 \cdot 19.0 \cdot 1.3$ $g_{14} = 0.56$

- nadproże $g_{11} = 1.72$

$q_5 := g_7 + g_{12} + g_{13} + g_{14} + g_{11}$ $q_5 = 9.04$ kN/m

Max. moment zginający $L_4 := 5.0 \cdot 1.05$ m $M_4 := 0.125 \cdot q_5 \cdot (L_4)^2$ $M_4 = 31.16$ kNm

Max. siła poprzeczna $Q_6 := 0.5 \cdot q_5 \cdot L_4$ $Q_6 = 23.74$ kN

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B25 ; stal III N $h_3 := 0.3 - 0.03$ $h_3 = 0.27$ $b_2 := 0.25$ m

$A_4 := \frac{M_4}{b_2 \cdot (h_3)^2}$ $A_4 = 1.71 \cdot 10^3$ $\mu_4 := 0.53$ %

$Fa_4 := \mu_4 \cdot b_2 \cdot h_3 \cdot 100$ $Fa_4 = 3.58$ cm²

Przyjęto zbrojenie dołem i górą 4 ϕ 12, $Fa = 4,56$ cm²

- ścinanie

$Q_{min} := 0.75 \cdot h_3 \cdot b_2 \cdot 1030$ $Q_{min} = 52.14$ > $Q_6 = 23.74$ kN

Przyjęto strzemiona konstrukcyjnie ϕ 6 co 10 cm przy bramie i dalej co 20 cm

3. FUNDAMENTY3.1. Ława fundamentowa pod ścianę podłużnąObciążenia :

$$\begin{aligned}
 & \text{- od słupa (poz 2.1)} & q_6 &:= \frac{Q_1}{I_1} & q_6 &= 28.38 & \text{kN/m} \\
 & \text{- wieniec} & g_7 &= 2.06 & & & \text{kN/m} \\
 & \text{- ściana z cegły kratówki} & g_{15} &:= 0.25 \cdot H_3 \cdot 14.0 \cdot 1.1 & g_{15} &= 19.25 \\
 & \text{- styropian - 10 cm} & g_{16} &:= 0.1 \cdot (H_3 + 0.3 + 1.2) \cdot 0.45 \cdot 1.3 & g_{16} &= 0.38 \\
 & \text{- tynk obustr.} & g_{17} &:= 0.03 \cdot H_3 \cdot 19.0 \cdot 1.3 & g_{17} &= 3.71 \\
 & \text{- ściana fund} & g_{18} &:= 0.25 \cdot 1.2 \cdot 25.0 \cdot 1.1 & g_{18} &= 8.25 \\
 & \text{- ława fundamet.} & g_{19} &:= 0.6 \cdot 0.3 \cdot 25.0 \cdot 1.1 & g_{19} &= 4.95 \\
 & & q_7 &:= g_7 + g_{15} + g_{16} + g_{17} + g_{18} + g_{19} + q_6 & q_7 &= 66.98 & \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

Przyjęto posadowienie ławy na gruncie rodzimym - piaski drobne średniozagęszczone

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_3 := 0.65 \text{ m}$

$$\sigma_1 := \frac{q_7}{b_3} \quad \sigma_1 = 103.05 \quad \text{kPa} < q_d = 377 \text{ kPa}$$

Napreżenia w gruncie i osiadanie ławy fundamentowej

--- Tytuł obliczeń: ob. 16 ---

Opis gruntu

Warstwa	h[m]	Rn[t/m ³]	ID(IL)	Cu[kPa]	fi[deg]	M0[kPa]	M[kPa]
1 Pd	1.70	1.800	0.50	0.00	30.41	61895.75	77369.69
2 S	0.80	0.500	0.40	2.00	5.00	5000.00	7000.00
3 Pd	2.10	1.800	0.50	0.00	30.41	61895.75	77369.69

--- Wyniki ---

Całkowite osiadanie fundamentu $S = 0.10 \text{ cm}$
 Głębokość oddziaływania fundamentu $Z = 1.70 \text{ m}$
 Dla głębokości poniżej fundamentu $h_0 = 0$
 Obliczeniowe obciążenie podłoża maksymalne $q_{0\max} = 134.65 \text{ kPa}$
 minimalne $q_{0\min} = 134.65 \text{ kPa}$
 średnie $q_{0sr} = 134.65 \text{ kPa}$
 Obliczeniowy opór podłoża maksymalny $1.2 \cdot m \cdot q_{f0} = 452.42 \text{ kPa}$
 jednostkowy $m \cdot q_{f0} = 377.02 \text{ kPa}$

3.2. Ława fundamentowa pod ścianę szczytowąObciążenia :

$$\text{- wg poz 3.1} \quad q_8 := q_7 - q_6 \quad q_8 = 38.6 \quad \text{kN/m}$$

Przyjęto posadowienie ławy na gruncie rodzimym - piaski średnie średniozagęszczone za pośrednictwem ławy z chudego betonu wys ok. 2,0 m

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_4 := 0.45 \text{ m}$


$$\sigma_2 := \frac{q_8}{b_4} \quad \sigma_2 = 85.77 \quad \text{kPa} < q_d = 377 \text{ kPa}$$

KONIEC OBLICZEŃ DO OB. 16

Sprawdził

inż. Jerzy Jarachia
uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

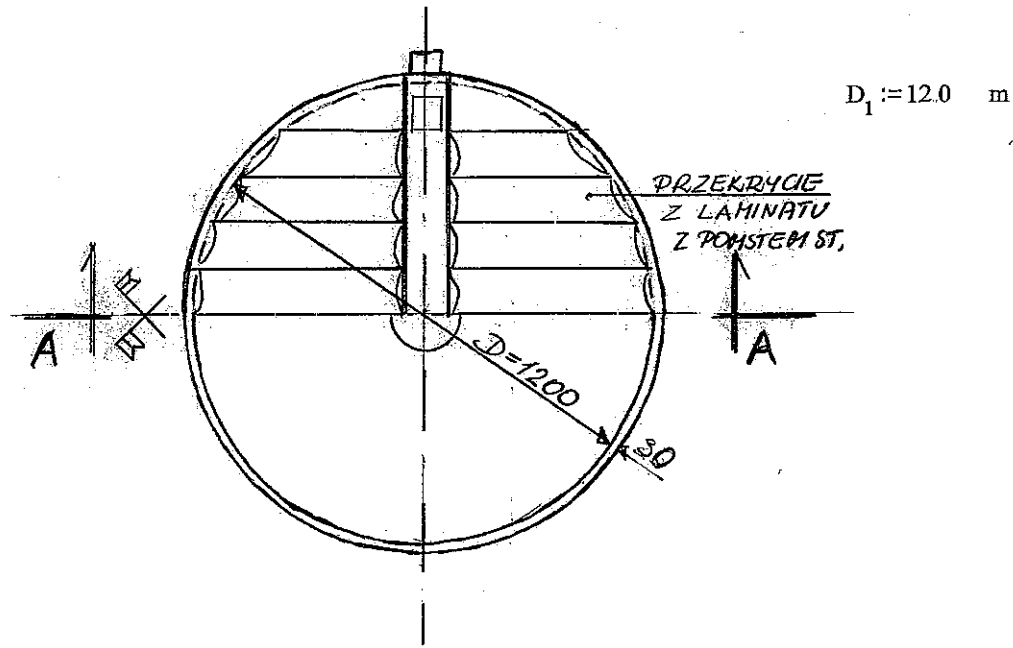
Sporządził


mgr inż. Elżbieta Chojńska
upr. budowl. nr Wa-165/90
specjalność konstrukcyjno-budowlana
w zakresie projektowania
(Dz.U. Nr 38 poz. 229)

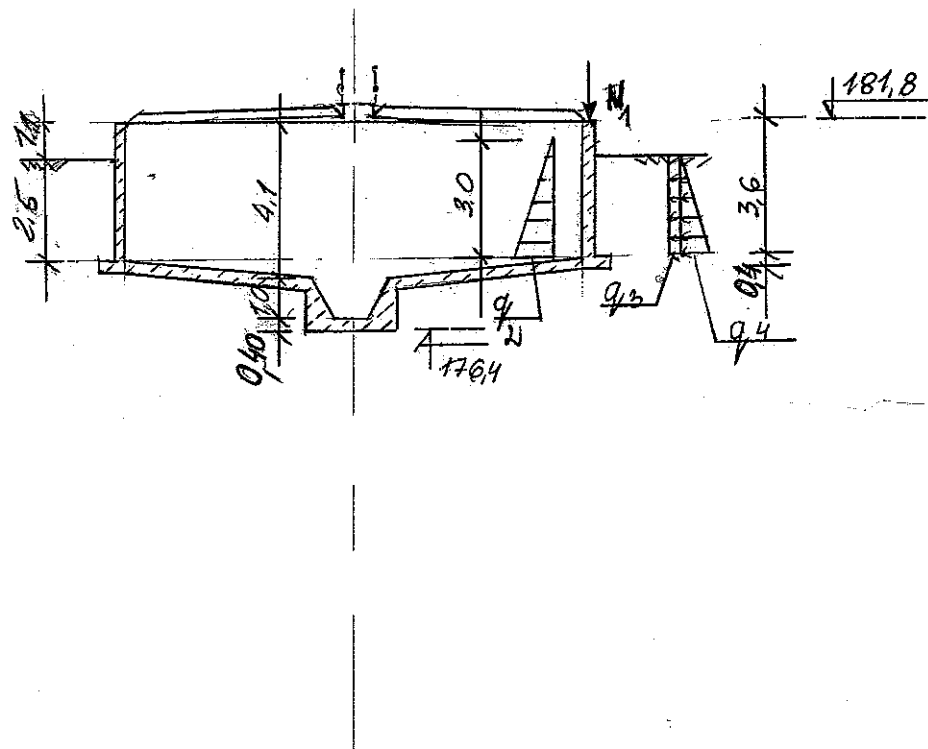
OB. 18.1, 18.2 ZAGĘSZCZACZ GRAWIT. OSADU WSTĘPNEGO

OBLICZENIA STATYCZNE str.5.

RZUT



PRZĘKRÓJ A - A



1. ZADASZENIE

Przyjęto przekrycie zbiornika typu "KPZ" z laminatu poliestrowo-szklanego na bazie żywicy Palatal U569 oraz topkotu na bazie żywicy chemoodpornej. Całe przekrycie będzie przedmiotem dostawy producenta takich przekryć. Przekrycie opierać się będzie na ścianie zbiornika i na pomoście stalowym

Pomost stalowy ze stali odpornej na korozję będzie przedmiotem "dostawy" wraz z przekryciem i mieszadłem

Obciążenia

- ciężar zadaszienia wg infor. producenta	$g_1 := 0.25 \cdot 1.2$	$g_1 = 0.3$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- obc. śniegiem (II strefa)- przyjęto możliwość zalegania zwiększonej warstwy śniegu - przegroda w postaci pomostu i kopułowy kształt elementów przekrycia	$p_1 := 0.9 \cdot 2.0 \cdot 1.5$		$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	$q_1 := g_1 + p_1$	$q_1 = 3$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Obciążenie liniowe na ści. zew.	$N_1 := q_1 \frac{\pi \cdot 6.0^2 - 1.7 \cdot 12}{2 \cdot (\pi \cdot 12 - 2 \cdot 1.7)}$	$N_1 = 4.05$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

2. ZBIORNIK ŻELBETOWY

2.1 . Obciążenia

Przyjęto obsypanie zbiornika z gruntu piaszczystego średniozagęszczonego : $K_1 := 0.5$ $\gamma_2 := 18.5$

Wysokość obsypania $L_1 := 2.5$ m

Wys. obc. ściekami $L_2 := 3.0$ m

Obciążenia charakterystyczne :

- ścieki	$\gamma_1 := 10$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$q_2 := \gamma_1 \cdot L_2$	$q_2 = 30$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- naziom	$p_2 := 10$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_3 := p_2 \cdot K_1$	$q_3 = 5$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- grunt			$q_4 := \gamma_2 \cdot K_1 \cdot L_1$	$q_4 = 23.13$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Obciążenia obliczeniowe (oznaczenia jak w programie ZKM) :

- wewnętrzne : $P_1 := q_2 \cdot \gamma_3$ $P_1 = 36$ $\gamma_3 := 1.2$

$P_2 := P_1$ $P_3 := 0$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- zewnętrzne: $P_4 := (p_2 + \gamma_2 \cdot L_1) \cdot \gamma_3$ $P_4 = 67.5$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$P_5 := (q_3 + q_4) \cdot \gamma_3$ $P_5 = 33.75$ $P_6 := 0$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Obciążenie ściany od przekrycia - stałe (10 % całego) $G_{s1} := N_1 \cdot 0.1$ $G_{s1} = 0.41$ kN/m

- zmienne (90 % całego) $G_{z1} := N_1 \cdot 0.9$ $G_{z1} = 3.65$ kN/m

Zbiornik wystający ponad teren 1,1 m

Program: ZKM (88-10)

Dane: PIOIR19 (2011-04-07 08:16)

s. 1/5

BIPROWOD Warszawa

Zlec.: Ob18zag

Automatyczne konstrukcyjne wymiarowanie żelbetowego zbiornika kołowego
posadowionego na dwuparametr. podłożu Własowa (wg dra inż. Romana Misiaka)

Ob.18 Zageszczacz osadu

D a n e		Zbiornik bezciśnieniowy	
		Sciana monolityczna, bez skosu, utwierdzona w płycie, bez pierscienia	
Wymiary-----	Sciana zbiornika - prom.wewn.---	/RS/:	6.00 m
konstrukcji	- wysokość	/L/:	3.60 m
	- grubość	/H/:	.30 m
	Płyta denną - wysięg	/W/:	.70 m
	- grubość	/HP/:	.40 m
Dane-----	Znak stali zbrojeniowej---	(SI)-----	34GS (Ra=360. MPa)
materialowe	Klasa betonu - sciana (BW)	:	B35 (Rb=19.8 MPa)
	- płyta (BP)	:	B35 (Rb=19.8 MPa)
	Dopuszczalny procent zbrojenia	/PZ/:	2.00 %
	Dopuszcz. szer. rozwarcia rysy	/RD/:	.100 mm
Warunki-----	Wsp. odkształc. podł. grunt.-----	/EO/:	90.0 MPa
grunt.-wodne	" Poissona " "	/NIGR/:	.25
	" tarcia dna po podłożu	/F/:	.20
	Wznies. zw. wody grunt. nad dnem	/HW/:	1.70 m
Obciążenia---	Sciana zbiornika - stałe-----	/G1S/:	.4 kN/m
liniowe	- zmienne	/G1Z/:	3.7 kN/m
	Wspornik dna (piersc./płyta)	/G2/:	.0 kN/m
	Odległ. obc. G2 od sciany	/A/:	.00 m
Obciążenia---	Wewn.- dno (piersc./płyta)-----	/P1/:	36.0 kPa
powierzchn.	- sciana - dolne	/P2/:	36.0 kPa
	- górne	/P3/:	.0 kPa
	Zewn.- wspornik (piersc./płyta)	/P4/:	67.5 kPa
	- sciana - dolne	/P5/:	33.8 kPa
	- górne	/P6/:	12.0 kPa
Zmiany-----	Sciana zbiornika - obniżenie----	/Z1/:	-20.0 K
temperatury	- podwyższ.	/Z2/:	20.0 K
	Płyta denną - obniżenie	/Z3/:	-20.0 K
	- podwyższ.	/Z4/:	20.0 K
Różnice-----	Sciana zbiornika - zb.pusty-----	/T1/:	5.0 K
temperatur	- zb.wypełn.	/T2/:	-5.0 K
	Płyta denną - zb.pusty	/T3/:	5.0 K
	- zb.wypełn.	/T4/:	-5.0 K
Sciana zbiornika	- objętość betonu	:	41.7 m3
	- rysoodporn.przekr.pion.	:	3.46 (wystarczająca)
	- max.szer.rysy poziomej	:	.089 mm (<= dopuszcz.)
Płyta denną	- max.procent zbrojenia	:	.86 % (<= dopuszcz.)
	- objętość betonu	:	61.6 m3
	- max.szerokość rysy	:	.000 mm (<= dopuszcz.)
Cała konstrukcja	- max.procent zbrojenia	:	.22 % (<= dopuszcz.)
	- objętość betonu	:	103.3 m3
	- pojemność zbiornika	:	407.2 m3
	- jednostk.zużycie bet.	:	.254 m3/m3
	- wsp.pewn.na wypłynięcie	:	1.11 (wystarczający)

Zbrojenie elementów konstrukcji

Przekroje zbrojenia południkowego w ścianie, promieniowego w płycie oraz strzemion w ew. pierscieniu fundamentowym ustalono zakładając przeciętne zagłębienie 4 cm; zagłębienie pozostałego zbrojenia założono 6 cm.

Przekroczenie dopuszcz. procentu zbrojenia oznacza się ujemnym rozstawem. Brak możliwości zazbroj. przekr. oznacza się: średnica -1 i rozstawem 0.

S c i a n a z b i o r n i k a

X/L	Zbrojenie równoleżnikowe				Zbrojenie południkowe			
	wewnętrzne		zewnętrzne		wewnętrzne		zewnętrzne	
	średn.	rozst.	średn.	rozst.	średn.	rozst.	średn.	rozst.
m/m	mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
1.0	8	10	8	10	8	9	8	9
.9	8	10	8	10	8	9	8	9
.8	8	10	8	10	8	9	8	9
.7	8	10	8	10	8	9	8	9
.6	8	10	8	10	8	9	8	9
.5	8	10	8	10	8	9	8	9
.4	8	10	8	10	8	9	8	9
.3	8	10	8	10	8	9	8	9
.2	8	10	8	10	8	9	8	9

.1	8	10	8	10	8	9	8	9
.0	8	10	8	10	8	9	16	9
	- 5,03 cm ²				- 5,59 cm ²		- 22,34 cm ²	

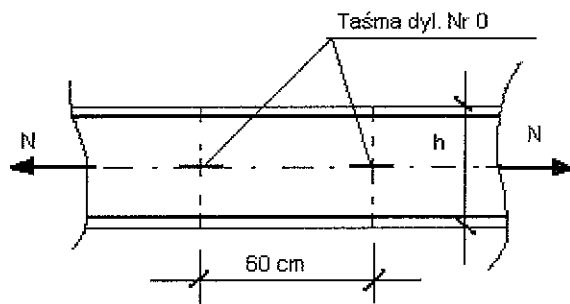
U w a g a: W betonowaniu ściany należy zaprojektować przerwy pionowe co 15 metrów zgodnie z opracowaniem R. Misiaka: "Przerwy pionowe w betonowaniu ścian zbiorników walcowych", - Inżynieria i Budownictwo, nr 1/78.

P l y t a d e n n a

Z/R	Zbrojenie promieniowe				Zbrojenie równoleżnikowe			
	g o r n e		d o l n e		g o r n e		d o l n e	
	sredn. rozst.		sredn. rozst.		sredn. rozst.		sredn. rozst.	
m/m	mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
.0	10	10	10	10	10	11	10	11
.1	10	10	10	10	10	11	10	11
.2	10	10	10	10	10	11	10	11
.3	10	10	10	10	10	11	10	11
.4	10	10	10	10	10	11	10	11
.5	10	10	10	10	10	11	10	11
.6	10	10	10	10	10	11	10	11
.7	10	10	10	10	10	11	10	11
.8	10	10	10	10	10	11	10	11
.9	10	10	10	10	10	11	10	11
1.0	10	10	10	10	10	11	10	11
	- 7,85 cm ²		- 7,13 cm ²					

W ścianie zbiornika przewidziano 3 przerwy skurczowe szer. 0.6 m w rozstawie osiowym 12,6 m

Przerwy skurczowe w betonowaniu



Na podstawie artykułu dr inż. R. Misiaka
"Inżynieria i budownictwo" nr. 1/1978 r str. 11

Przyjęto zbrojenie dodatkowe między zbrojeniem zasadniczym w przerwach "skurczowych" na podstawie wykresu - rys. 6

- dla $h = 30$ cm - przyjęto dozbrojenie przerw skurczowych dodatkowo $\phi 10$ co 15/10 cm - obustronnie

Wpływ różnicy temp. na pow. ściany

Program ZKM(88-10) uwzględnia różnicę temp. do 10 °C. W czasie eksploatacji obiektu wystąpią inne warunki szczególnie zimą.

Temperatura ścieków zimą $t_1 := 10$ °C

Współczynnik przewodzenia ciepła żelbetu wilgotnego: $\lambda_1 := 1.8$

Grubość ściany: $h_1 := 0.3$ m

Zbiornik obsypany do poz. 1,1 m poniżej korony

Temp. gruntu do 1,0 m poniżej terenu zimą $t_2 := -10$ °C

Opór przejmowania ciepła na pow. ściany $R_1 := 0.05$ m² $\frac{K}{W}$

Beton B30 $E_1 := 32400000$

Opór cieplny ściany $R_2 := \frac{h_1}{\lambda_1}$ $R_2 = 0.17$ m² $\frac{K}{W}$

Współczynnik przenikania ciepła $k_1 := \frac{1}{R_1 + R_2}$ $k_1 = 4.62$

Różnica temp. na powierzchniach ściany

$$\Delta v_1 := (t_2 - t_1) \cdot k_1 \cdot R_2$$

$$\Delta v_1 = -15.38$$

°

C

Przekrój zbrojenia dodatkowego ze względu na różnicę temp. - wzór uproszczony wg. podr. dr. Kobiaka i prof. Stachurskiego - "Konstrukcje żelbetowe" t.IV str. 270

$$\text{Stal A-III: } Ra_1 := 350000 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$K_2 := 6.0$$

$$Fa_1 := K_2 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{E_1 \cdot h_1 \cdot 10^2 \cdot (-\Delta v_1)}{Ra_1}$$

$$Fa_1 = 2.56 \quad \text{cm}^2$$

Odcinek ściany poniżej terenu należy dobrać **zbrojeniem poziomym**
o przekroju $Fa = 2,63 \text{ cm}^2$

$$Fa_2 := 5.03 + 2.56 \quad Fa_2 = 7.59 \quad - \text{przyjęto } \phi \ 10 \text{ co } 10 \text{ cm } Fa = 7,85 \text{ cm}^2$$

Temp. gruntu powyżej terenu zimą

$$t_3 := -24 \quad ^\circ \text{C}$$

Różnica temp. na powierzchniach ściany

$$\Delta v_2 := (t_3 - t_1) \cdot k_1 \cdot R_2$$

$$\Delta v_2 = -26.15$$

C

$$Fa_3 := K_2 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{E_1 \cdot h_1 \cdot 10^2 \cdot (-\Delta v_2)}{Ra_1}$$

$$Fa_3 = 4.36 \quad \text{cm}^2$$

Górny odcinek ściany wystający ponad teren należy dobrać **zbrojeniem poziomym**
o przekroju $Fa = 4,36 \text{ cm}^2$

$$Fa_4 := 5.03 + Fa_3 \quad Fa_4 = 9.39 \quad \text{cm}^2$$

$$- \text{przyjęto } \phi \ 10 \text{ co } 8 \text{ cm } Fa = 9,81 \text{ cm}^2$$

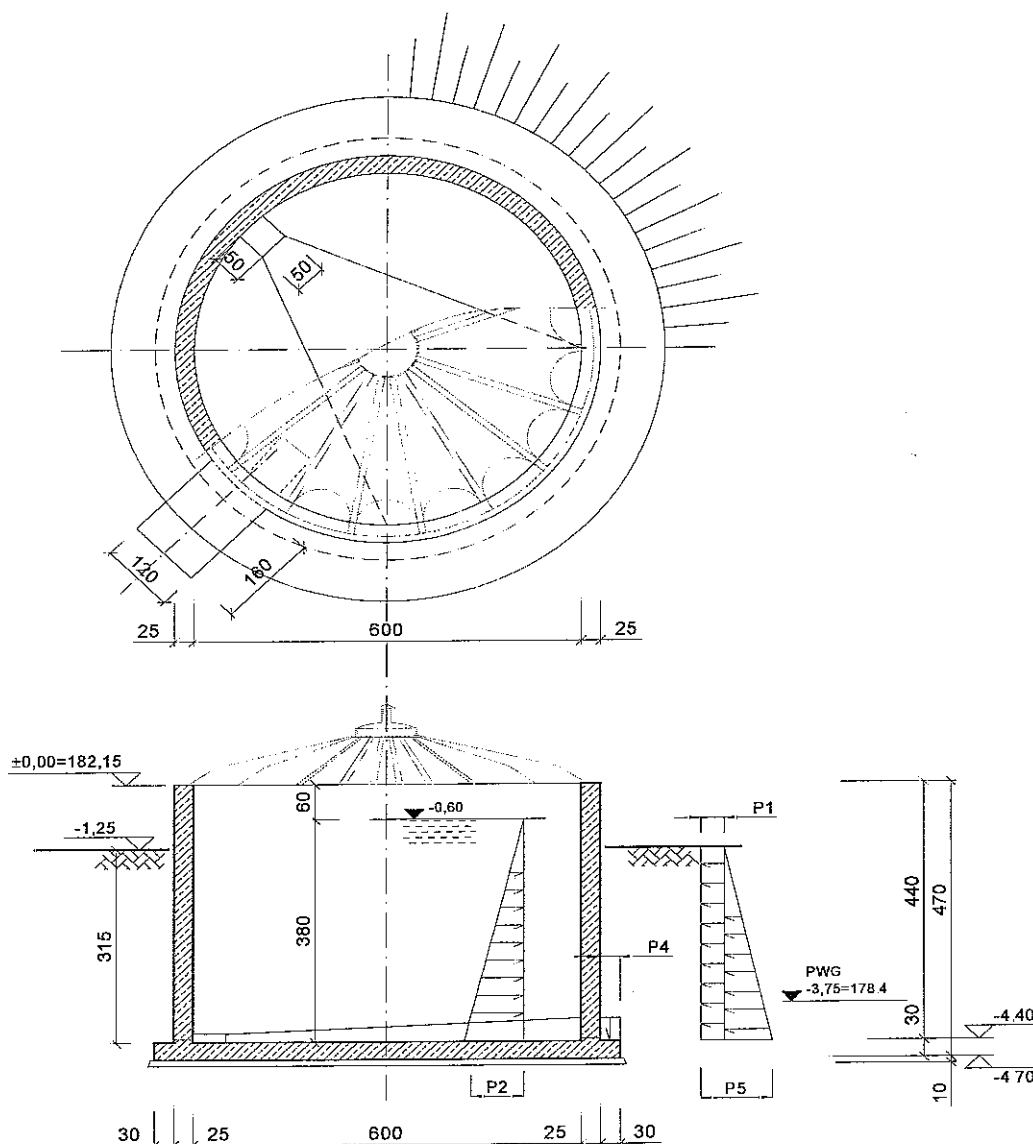
KONIEC OBLICZEŃ DO OB. 18.1 i 18.2

Sprawdził

inż. Jerzy Jarańczak
uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

Sporządził

mgr inż. Elżbieta Chojńska
upr. budowl. nr Wa-165/90
specjalność konstrukcyjno-budowlana
w zakresie projektowania
(Dz.U. Nr 38 poz. 229)

OB.19 ZBIORNIK OSADÓW ZMIESZANYCH**OBLICZENIA STATYCZNE str.6**

Badania gruntu - otw. 31 przekrój III-III

Posadowienie dna osadnika wypada w obrębie warstwy piasków drobnych z drobnym żwirem.

Woda gruntowa zalega do poziomu 178,4 m npm czyli 1,05m powyżej poziomu posadowienia.

Należy zapewnić odwodnienie wykopu.

1. ŚCIANY ZBIORNIKAOBCIĄŻENIA :

Oznaczenia obciążeń liniowych:

G1S - obciążenie ściany zbiornika stałe

G1Z - obciążenie ściany zbiornika zmienne

G2 - obciążenie wspornika dna

Oznaczenia obciążeń powierzchniowych:

P1 - obciążenie wewnętrzne pionowe pierścienia/płyty

P2 - obciążenie wewnętrzne dolne poziome ściany

P3 - obciążenie wewnętrzne górne poziome ściany

P4 - obciążenie zewnętrzne pionowe pierścienia/płyty

P5 - obciążenie zewnętrzne dolne poziome ściany

P6 - obciążenie zewnętrzne górne poziome ściany

- Obciążenie pionowe ściany w miejscu umiejscowienia pomostu:

$$\text{ciężar zadaszienia} \quad q_1 := 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.2 \quad q_1 = 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

obciążenie śniegiem - II strefa, przyjęto możliwość zalegania zwiększonej warstwy śniegu -
kopułowy kształt elementów przykrycia $C=1.8$

$$q_2 := 0.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.2 \cdot 1.8 \cdot 1.5 \quad q_2 = 2.916 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$r := 3.3 \text{ m} \quad q_3 := q_1 + q_2 \quad q_3 = 3.396 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_1 := \frac{\pi \cdot r^2 \cdot q_3}{2 \cdot \pi \cdot r} \quad G_1 = 5.603 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad G1S := G_1$$

- wewnętrzne od ścieków:

$$\text{ciężar objętościowy ścieków} \quad \gamma_1 := 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{wysokość słupa ścieków} \quad H_1 := 3.8 \text{ m}$$

$$P_1 := \gamma_1 \cdot H_1 \cdot 1.2 \quad P_1 = 45.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_2 := \gamma_1 \cdot H_1 \cdot 1.2 \quad P_2 = 45.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_3 := 0$$

- zewnętrzne od naziomu:

$$\text{przyjęto obciążenie naziomu} \quad p_6 := 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_6 := 1.2 \cdot p_6 \quad P_6 = 12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- zewnętrzne od nasypu i naziomu:

grunt zasypowy: piasek drobny, średni

$$\text{współczynnik parcia} \quad K_0 := 0.5$$

$$\text{ciężar objętościowy gruntu} \quad \gamma_2 := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{wysokość obsypki gruntem} \quad H_2 := 3.15 \text{ m}$$

$$P_4 := (\gamma_2 \cdot H_2 \cdot 1.2 + P_6) \quad P_4 = 87.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_5 := K_0 \cdot P_4 \quad P_5 = 43.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Program: ZKM (88-10)

BIPROWOD-WARSZAWA

Piotrków Trybunalski - Ob.19 Zbiornik osadów zmieszanych

Automatyczne konstrukcyjne wymiarowanie żelbetowego zbiornika kołowego posadowionego na dwuparametrowym podłożu Własowa (wg dra inż. Romana Misiaka)

Dane: Zbiornik bezciśnieniowy, ściana monolityczna, bez skosu utwierdzona w płycie;
bez pierścienia

WYMIARY KONSTRUKCJI	Bez pierścienia		- promień wewnętrzny	/RS/:	3.00	m	
	Ściana zbiornika		- wysokość	/L/:	4.40	m	
			- grubość	/H/:	0.25	m	
			- wysięg	/W/:	0.30	m	
		Płyta dna	- grubość	/HP/:	0.30	m	
Dane materiałowe		- znak stali zbrojeniowej	(ST):	34GS	Ra=360 MPa		
		- klasa betonu	ściana	B30	Rb=17.1 MPa		
			płyta	B30	Rb=17.1 MPa		
		- dopuszczalny procent zbrojenia	(PZ):	2.00	%		
		- dopuszczalna szerokość rozwarcia rys	(RD):	0.100	mm		
		- współczynnik odkształcalności podłoża gruntowego	/E0/:	90.0	MPa		
Warunki gruntowe		- współczynnik Poissona	/NIGR/:	0.30			
		- współczynnik tarcia dna po podłożu	/F/:	0.40			
		- współczynnik rozporu gruntu pod dnem	/XIN/:	0.00			
Obciążenia liniowe	Ściana zbiornika	- stałe	/G1S/:	5.60	KN/m		
		- zmienne	/G1Z/:	0.00	KN/m		
	Wspornik dna (pierścień/płyta)		/G2/:	0.00	KN/m		
	Odległość obciążenia G2 od ściany		/A/:	0.00	m		
Obciążenia powierzchniowe	wewnętrzne	- dno (pierścień/płyta)	/P1/:	45.6	kPa		
		- ściana dolne	/P2/:	45.6	kPa		
		- ściana górne	/P3/:	0.00	kPa		
	zewewnętrzne	- wspornik (pierścień/płyta)	/P4/:	87.6	kPa		
		- ściana dolne	/P5/:	43.8	kPa		
		- ściana górne	/P6/:	12.0	kPa		

Zmiany temperatury	Ściana zbiornika	- obniżenie	/Z1/:	-15.0	C
		- podwyższenie	/Z2/:	+15.0	C
	Płyta dno	- obniżenie	/Z3/:	-15.0	C
		- podwyższenie	/Z4/:	+15.0	C
Różnice temperatur	Ściana zbiornika	- zbiornik pusty	/T1/:	+5.0	C
		- zbiornik wypełniony	/T1/:	-5.0	C
	Płyta dno	- zbiornik pusty	/T3/:	+5.0	C
		- zbiornik wypełniony	/T4/:	-5.0	C

PARAMETRY KONTROLNE

Ściana zbiornika	- objętość betonu	21.6	m3	
	- rysoodporność przekroju pionowego	2.82		wystarczająca
	- max. szerokość rysy poziomej	0.100	mm	≤ dopuszczalne
	- max. procent zbrojenia	0.87	%	≤ dopuszczalne
Płyta dna	- objętość betonu	11.9	m2	
	- max. szerokość rysy	0.090	mm	≤ dopuszczalne
	- max. procent zbrojenia	0.66	%	≤ dopuszczalne
	- objętość betonu	33.5	m3	
Cała konstrukcja	- pojemność zbiornika	124.4	m3	
	- jednostkowe zużycie betonu	0.269	m3/ m3	
	- dopuszczalne wzniesienie zw. wody w gr.	3.20	m	

U w a g i:

Rysoodporność jest stosunkiem naprężenia dopuszczalnego (R_{bzk}) do największego z naprężeń rozciągających w rozpatrzonych przekrojach; rysoodporność równa 1.0 odpowiada granicznemu stanowi pojawienia się rys wg normy z 1976 roku: PN-76/B-03264. Program nie składa raportu o rysoodporności, gdy naprężenia rozciągające nie występują.
Rozwarcie rysy poziomej ściany na poziomie dna ustalono przy uwzględnieniu przerwy w betonowaniu na poziomie dna.

ZBROJENIE ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

Przekroje zbrojenia południkowego w ścianie, promieniowego w płycie oraz strzemion w ew. pierścieniu fundamentowym ustalono zakładając przeciętne zagłębienie 4 cm; zagłębienie pozostałego zbrojenia założono 6 cm.
Przekroczenie dopuszczalnego procentu zbrojenia oznacza się ujemnym rozstawem.
Brak możliwości zazbrojenia przekroju oznacza się: średnica -1 i rozstawem 0.

Ściana zbiornika

X/I	Zbrojenie równoleżnikowe - poziome						Zbrojenie południkowe - pionowe					
	wewnętrzne			zewnątrzne			wewnętrzne			zewnątrzne		
	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.
m/m	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2
1.0	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.9	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.8	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.7	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.6	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.5	8	13	3,87	8	13	3,87	8	11	4,57	8	11	4,57
0.4	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.3	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.2	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.1	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.0	8	13		8	13		8	11		16	11	18,28

U w a g i:

W betonowaniu ściany należy zaprojektować przerwy pionowe co 15 metrów zgodnie z opracowaniem R. Misiaka: "Przerwy pionowe w betonowaniu ścian zbiorników walcowych", - Inżynieria i Budownictwo, nr 1/78.

Z/R	Płyta dna											
	Zbrojenie promieniowe						Zbrojenie równoleżnikowe					
	górne			dolne			górne			dolne		
	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.
m/m	mm	cm	cm ²	mm	cm	cm ²	mm	cm	cm ²	mm	cm	cm ²
1.0	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.9	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.8	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.7	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.6	8	9		8	9	5,59	8	10		8	10	
0.5	8	9	5,59	8	9		8	10	5,03	8	10	
0.4	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.3	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.2	8	9		8	9		8	10		8	9	5,59
0.1	8	9		10	13	6,04	8	10		8	9	
0.0	8	9		14	9	17,10	8	10		8	9	

ZBROJENIE DNA – promieniowe

Zbrojenie górne

						ściana zbiornika
obliczeniowe przyjęte	oś symetrii	300cm				
		5,59				
		5,65				
		#12co20				
Zbrojenie dolne obliczeniowe przyjęte	oś symetrii	210cm	30cm	30cm	30cm	ściana zbiornika
		5,59	6,04	6,54	17,10	
		5,65	7,54		20,92	
		#12co20	#12co15	#12#16co7,5		

ZBROJENIE DNA – równoleżnikowe

Zbrojenie górne

obliczeniowe przyjęte	oś symetrii												ściana zbiornika	
		300cm													
		5,03													
		5,65													
		#12co20													
Zbrojenie dolne obliczeniowe przyjęte	oś symetrii	150cm						150cm						ściana zbiornika	
		5,03						5,59							
		5,65													
		#12co20													

WPŁYW RÓŻNICY TEMPERATUR NA POWIERZCHNI ŚCIANY NA SIŁY WEWNĘTRZNE:Temperatura ścieków $t_1 := 10^{\circ} \text{C}$ Współczynnik przewodzenia ciepła żelbetu wilgotnego: $\lambda_1 := 1.8$ Grubość ściany: $g_1 := 0.25 \text{ m}$ Temp. gruntu przy dnie: $t_2 := -5^{\circ} \text{C}$ Opór przejmowania ciepła na pow. ściany: $R_1 := 0.05 \frac{\text{m}^2 \text{K}}{\text{W}}$

BETON B30

Moduł sprężystości betonu $E_1 := 31000000$ Opór cieplny ściany: $R_2 := \frac{g_1}{\lambda_1} \frac{\text{m}^2 \text{K}}{\text{W}} \quad R_2 = 0.139 \frac{\text{m}^2 \text{K}}{\text{W}}$ Współczynnik przenikania ciepła: $k_1 := \frac{1}{R_1 + R_2} \quad k_1 = 5.294$ Różnica temp. na powierzchniach ściany: $\Delta v_1 := (t_1 - t_2) k_1 R_2 \quad \Delta v_1 = 11.029$

Przekrój zbrojenia dodatkowego ze względu na różnicę temp. - wzór uproszczony wg. dr. Kobiaka i prof. Stachurskiego - "Konstrukcje żelbetowe" t.IV str. 270

STAL AIII N

$$Ra_1 := 350000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad K_1 := 6.81$$

$$Fa_1 := K_1 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{E_1 \cdot g_1 \cdot 10^2 \cdot (\Delta v_1)}{Ra_1} \quad \text{cm}^2$$

$$Fa_1 = 1.663$$

współczynnik K zależny od rodzaju stali:

dla A0 (R=1,9) K= 3,7
dla AI (R=2,1) K= 4,09
dla AII (R=3,1) K= 6,03
dla AIII (R=3,5) K= 6,81
dla AIII N (R=4,0) K= 7,79

ZBROJENIE ŚCIAN uwzględniając różnicę temperatur przyjęto:

POZIOME: obustronnie $\emptyset 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$ $Fa=5,65 \text{ cm}^2$.

PIONOWE: obustronnie $\emptyset 12 \text{ co } 15 \text{ cm}$ $Fa=7,54 \text{ cm}^2$,

od zewnątrz przy dnie $\emptyset 12 / \emptyset 16 \text{ co } 7,5 \text{ cm}$ $Fa=20,92 \text{ cm}^2$.

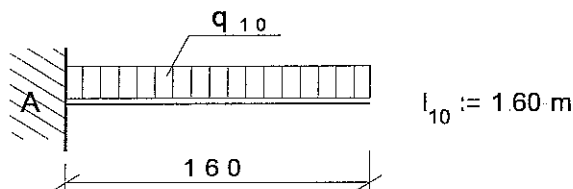
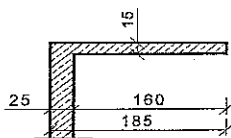
ZBROJENIE DNA przyjęto:

PROMIENIOWE górą $\emptyset 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$ $Fa=5,65 \text{ cm}^2$, dołem od ściany odł. 30 cm - $\emptyset 12 / \emptyset 16 \text{ co } 7,5 \text{ cm}$

$Fa=20,92 \text{ cm}^2$, odł. 60 cm - $\emptyset 12 \text{ co } 15 \text{ cm}$ $Fa=7,54 \text{ cm}^2$, pozostałe $\emptyset 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$ $Fa=5,65 \text{ cm}^2$.

RÓWNOLEŻNIKOWE górą i dołem $\emptyset 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$ $Fa=5,65 \text{ cm}^2$.

2. POMOST



OBCIĄŻENIA :

- ciężar własny pomostu

$$q_7 := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.1 \quad q_7 = 4.125 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- obciążenie technologiczne

$$q_8 := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.3$$

$$q_8 = 6.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{10} := q_7 + q_8 \quad q_{10} = 10.625 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_8 := \frac{q_{10} \cdot (l_{10})^2}{2} \cdot \text{m} \quad M_8 = 13.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

-Infra-

ŻELBET 6.4 "BIPROWÓD-WARSZAWA"

Wymiarowanie wg PN-84/B-03264

Zginanie - przekrój podwójnie zbrojony

Klasa betonu	B30	Moment obliczeniowy	$M=$	13.6	[kNm]
Wytrzymałość stali	$Ra= 350$ [Mpa]	Moment charakterystyczny długotważy	$M_{kd}=$	11.3	[kNm]
Szerokość przekroju	$b= 1.000$ [m]	Moment charakterystyczny całkowity	$M_{kc}=$	11.3	[kNm]
Wysokość przekroju	$h= 0.15$ [m]	Rozpiętość obliczeniowa	$l_o=$	1.2	[m]
Szerokość górnej półki	$b't= 1.000$ [m]	Współczynnik korekcyjny betonu	$m_b=$	1.00	
Grubość górnej półki	$t'= 0.000$ [m]	Współczynnik korekcyjny stali	$m_a=$	1.00	
Szerokość dolnej półki	$b't= 1.000$ [m]	Wilgotność środowiska	$=$	75	%
Grubość dolnej półki	$t= 0.000$ [m]	Współczynnik pełzania	$Flp=$	2	
Odległość zbrojenia rozciąganego	$a= 0.030$ [m]	Czas obciążenia	$t=$	3600	[dni]
Odległość zbrojenia ściskanego	$a'= 0.030$ [m]	Współczynnik ugięcia	$\alpha_k=$	1.00	

	Obliczone:	Przyjęte:
Moment rysujący [kNm]	Fac(min)= 1.20	Fac= 1.57
Mfp=12.587	Fa= 4.32	Fa= 4.71
Element niezarysowany	Mmax[kNm]= 14.844	
a _f [mm]=0.00	Fa/(b*h _o)*100 [%]= 0.393	

PRZYJĘTO ZBROJENIE OBUSTRONNIE: $\varnothing 12$ co 15 cm Fa=7,54cm²

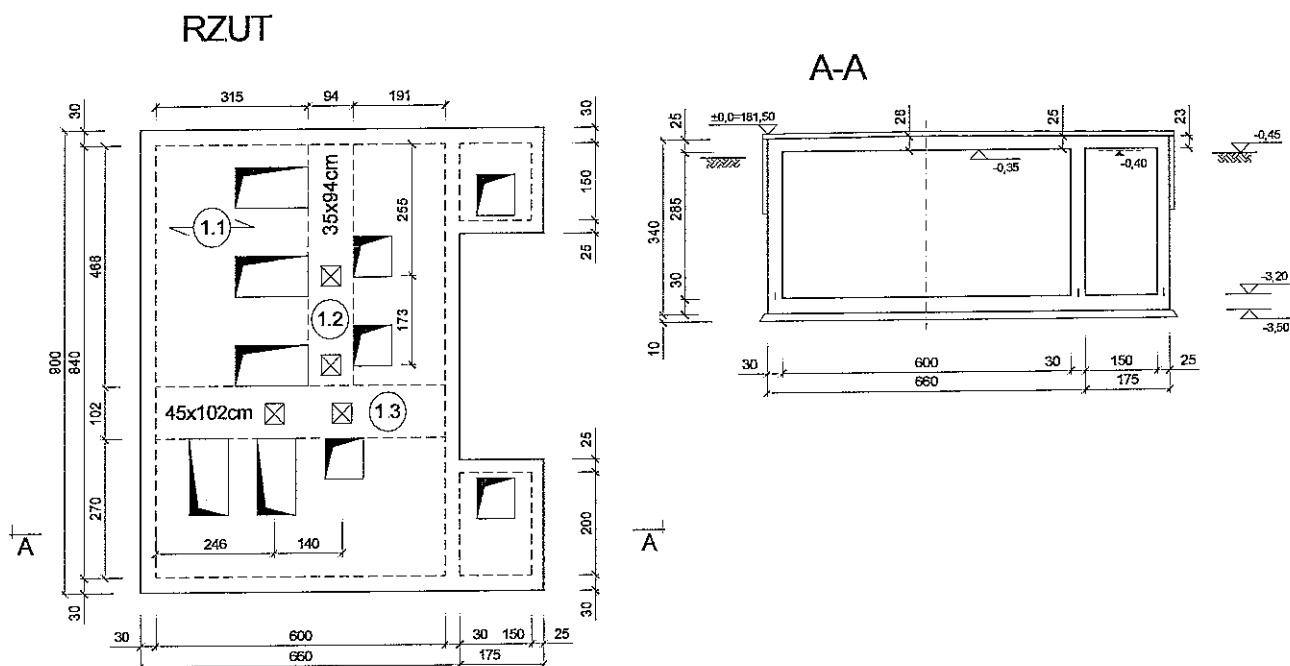
KONIEC OBLICZEŃ DO OB. 19

Sprawdził:
inż. J. Taracha

inż. Jerzy Taracha
uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

Sporządziła:
mgr inż. G. Rydzewska

mgr inż. GRAŻYNA RYDZEWSKA
upr. budowl. Nr SW/22/92 i 22/93
specjalność techn. budowl. i konstrukcje
budowlane w zakresie projektowania
i kierowania robotami budowlanymi
Dz.U. Nr 8 poz. 46

OB.20 POMPOWNIĄ OSADU WSTĘPNEGO**OBLICZENIA STATYCZNE str. 5****1. PŁYTA STROPOWA****1.1 PŁYTA :**

obciążenie śniegiem (II strefa)	1,2x0,9=	1,08	1,5	1,62
2xpapa termozgrzewalna	2x0,15=	0,3	1,3	0,39
styropian EPS 200-036 gr 10cm	0,45x0,10=	0,045	1,3	0,06
ciężar własny płyty	0,265x25,0=	6,63	1,1	7,29
obciążenie technologiczne		5	1,4	7,00
		11,97		16,36

$$l_1 := 3.15 \text{ m} \quad l_2 := 1.05 \text{ m} \quad l_2 = 3.308 \text{ m}$$

$$q_1 := 16.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

~ Moment maksymalny w połowie rozpiętości płyty:

$$M_1 := \frac{1}{8} q_1 \cdot l_1 \cdot (l_2)^2 \quad M_1 = 22.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

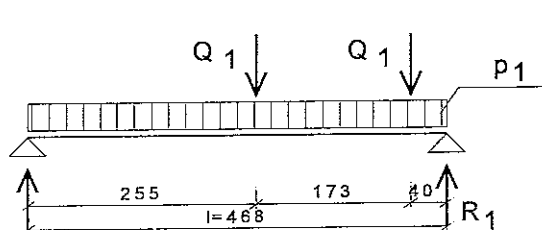
Przyjęto beton B30 ; stal AIII N :

wysokość przekroju : $a_1 := 0.25 \text{ m}$ szerokość przekroju : $b_1 := 1.0 \text{ m}$

$$A_1 := \frac{M_1}{b_1 \cdot (a_1 - 0.04 \text{ m})^2} \quad A_1 = 508.528 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \mu_1 := 0.2 \%$$

$$F_1 := \frac{\mu_1 \cdot b_1 \cdot (a_1 - 0.03 \text{ m})}{100} \quad F_1 = 4.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE: $\phi 10 \text{ co } 15 \text{ cm}$ $F_a = 5.23 \text{ cm}^2$

1.2 BELKA :

belka 94x35cm rozpiętości $l=468\text{cm}$ obciążona siłami punktowymi Q_1 od wciągników o udźwigo 2,5 kN

$$l_3 := 4.68 \text{ m} \quad l_4 := 1.05 \cdot l_3 \quad l_4 = 4.914 \cdot \text{m}$$

$$Q_1 := 2.5 \text{ kN} \cdot 1.4 \quad Q_1 = 3.5 \cdot \text{kN}$$

$$p_1 := (q_1) ((1.91 + 3.15) \cdot 0.5 + 0.94) \cdot \text{m} + 0.085 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_1 = 59.105 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

OBLICZENIA STATYCZNE PRZEPROWADZONO PROGRAMEM "PROKOP2000"

Belka jednoprzęsłowa

Obciążenie równomierne $p_1 = 59,1 \text{ kN/m}$

obciążenia skupione $Q_1 = 3,5 \text{ kN}$

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe

Podpora numer	Reakcja [kN]		Moment [kNm]	
	minimalna (minima i maksima wartości bezwzględnych)	maksymalna	minimalny	maksymalny
0	143.959	143.959	0.000	0.000
1	110.753	110.753	-0.000	0.000

Ekstremalne momenty przesłowe [kNm] i ugięcia sprężyste

Polozenie mierzone od lewego końca przesła

Przesło numer	Moment		Polozenie		Ugięcie	
	minimalny	[m]	[mm]	maksymalny	[m]	[mm]
1	175.332	2.436	4.05	175.332	2.436	4.05

$$M_1 := 143.96 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$R_1 := 143.96 \text{ kN}$$

Przyjęto beton B30 ; stal AIII N :

wysokość przekroju : $a_1 := 0.35 \text{ m}$ szerokość przekroju : $b_1 := 0.94 \cdot \text{m}$

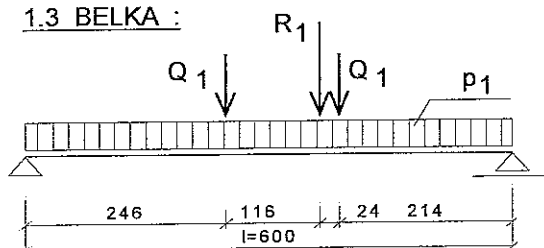
$$A_1 := \frac{M_1}{b_1 (a_1 - 0.04 \cdot \text{m})^2} \quad A_1 = 1.594 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \mu_1 := 0.483 \%$$

$$F_1 := \frac{\mu_1 \cdot b_1 \cdot (a_1 - 0.04 \cdot \text{m})}{100} \quad F_1 = 1.407 \cdot 10^{-3} \cdot \text{m}^2 \quad \text{PRZYJĘTO ZBROJENIE } 8 \times 16 \quad F_a = 16.08 \text{ cm}^2$$

Nośność przekrojów ukośnych można nie sprawdzać gdy $Q \leq 0.75 \cdot R_{bz} \cdot b \cdot x_h$

$$R_{bz} := 1.15 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_3 := 0.75 \cdot R_{bz} \cdot b_1 \cdot (a_1 - 0.04 \cdot \text{m}) \quad Q_3 = 251.333 \cdot \text{kN} \quad R_1 \leq Q_3 \quad \text{zbrojenie konstrukcyjne}$$

1.3 BELKA :

belka 102x45cm rozpiętości $l=600\text{cm}$ obciążona siłami punktowymi Q_1 od wciągników o udźwigo 2,5 kN

$$l_5 := 6.0 \text{ m} \quad l_6 := 1.05 \cdot l_5 \quad l_6 = 6.3 \cdot \text{m}$$

$$p_2 := q_1 ((2.7 + 1.0) \cdot 0.5 + 1.02) \cdot \text{m} + 0.185 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 1.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_2 = 52.257 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

OBLICZENIA STATYCZNE PRZEPROWADZONO PROGRAMEM "PROKOP2000"

Belka jednoprzęsłowa

Obciążenie równomierne $p_2 = 52,26 \text{ kN/m}$

obciążenia skupione $Q_1 = 3,5 \text{ kN}$ $R_1 = 143.96 \text{ kN}$

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe

Podpora numer	Reakcja [kN]		Moment [kNm]	
	minimalna	maksymalna	minimalny	maksymalny
	(minima i maksima wartości bezwzględnych)			
0	225.063	225.063	0.000	0.000
1	255.135	255.135	-0.000	0.000

Ekstremalne momenty przesłowe [kNm] i ugięcia sprężyste

Polozenie mierzone od lewego końca przesła

Przesło numer	Moment minimalny	Polozenie [m]	Ugięcie [mm]	Moment maksymalny	Polozenie [m]	Ugięcie [mm]
	(minima i maksima wartości bezwzględnych)					
1	473.707	3.810	7.80	473.707	3.810	7.80

$$M_2 := 473.71 \text{ kN m}$$

$$R_2 := 225.06 \text{ kN}$$

Przyjęto beton B30 ; stal AIII N :

wysokość przekroju : $a_2 := 0.45 \text{ m}$ szerokość przekroju : $b_2 := 1.02 \text{ m}$

$$A_1 := \frac{M_2}{b_2 (a_2 - 0.04 \text{ m})^2} \quad A_1 = 2.763 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \mu_1 := 0.871 \%$$

$$F_1 := \frac{\mu_1 \cdot b_2 (a_2 - 0.03 \text{ m})}{100} \quad F_1 = 3.731 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \quad \text{PRZYJĘTO ZBROJENIE: } 10\phi 22 \quad F_a = 38.0 \text{ cm}^2$$

Nośność przekrojów ukośnych można nie sprawdzać gdy $Q \leq 0,75 \cdot R_{bz} \cdot b \cdot x_0$

$$R_{bz} := 1.15 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_4 := 0.75 \cdot R_{bz} \cdot b_2 \cdot (a_2 - 0.04 \text{ m}) \quad Q_4 = 360.697 \text{ kN} \quad R_2 \leq Q_4 \quad \text{zbrojenie konstrukcyjne}$$

2. ŚCIANY ZEWNĘTRZNE $h=2,85\text{m}$ OBCIĄŻENIE ZEWNĘTRZNE

$$l_7 := 2.85 \text{ m}$$

$$l_8 := 1.025 l_7 \quad l_8 = 2.921 \text{ m}$$

$$l_9 := 2.75 \text{ m}$$

grunt: piasek drobny, średni

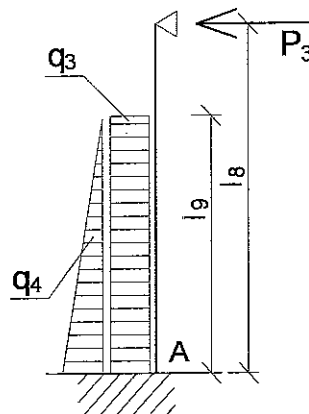
$$K_0 := 0.5 \quad \gamma_1 := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

OBCIĄŻENIA :

$$\text{od naziomu:} \quad q_3 := 10.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot K_0 \cdot 1.2 \quad q_3 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{od nasypu:} \quad q_4 := \gamma_1 \cdot K_0 \cdot l_9 \cdot 1.2 \quad q_4 = 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_5 := q_3 + q_4 \quad q_5 = 39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



OBLICZENIA STATYKI PRZEPROWADZONO PROGRAMEM "PROKOP2000"

Klasa betonu	B30	Szerokość przekroju	$b = 1.000$	[m]
Moduł sprężystości materiału	$E = 32400$	Wysokość przekroju	$h = 0.25$	[m]

WYNIKI:

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe

Podpora numer	Reakcje [kN]		Momenty [kNm]	
	minimalna	maksymalna	minimalna	maksymalna
0	55.669	55.669	-27.703	-27.703
1	15.419	15.419	0.000	0.000

Moment zginający w punkcie A: $M_a = 27.664 \text{ kNm}$

Moment zginający w punkcie A: $M_3 = 27.864 \text{ kNm}$

Przyjęto beton B30 ; stal AIII N :

wysokość przekroju : $a_3 := 0.3 \text{ m}$ szerokość przekroju : $b_3 := 1.0 \text{ m}$

$M_3 := 27.7 \text{ kNm}$

$$A_1 := \frac{M_3}{b_3 \cdot (a_3 - 0.04 \text{ m})^2} \quad A_1 = 409.763 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \mu_1 := 0.2 \quad \%$$

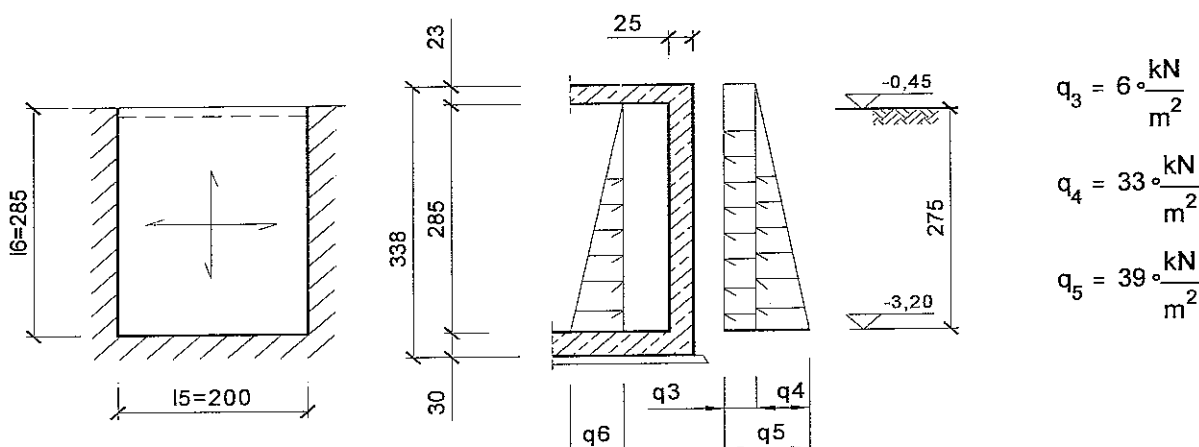
$$F_1 := \frac{\mu_1 \cdot b_3 \cdot (a_3 - 0.03 \text{ m})}{100} \quad F_1 = 5.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

PRZYJĘTO ZBROJENIE Z OBU STRON:

PIONOWE : $\phi 12 \text{ co } 15 \text{ cm}$ $F_a = 7.54 \text{ cm}^2$

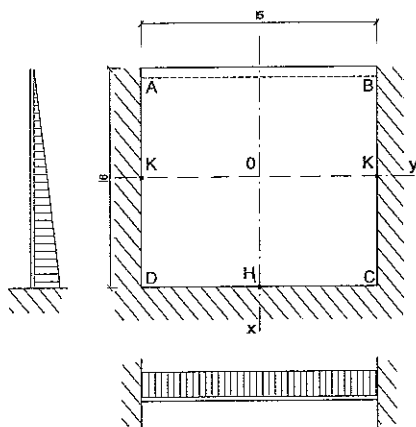
POZIOME : $\phi 10 \text{ co } 20 \text{ cm}$ $F_a = 3.92 \text{ cm}^2$

3. ŚCIANA ZEWNĘTRZNE KOMORY $h=2.85 \text{ m}$



od ścieków: $q_6 := 10.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot l_6 \cdot 1.2$ $q_6 = 34.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $l_6 := 2.85 \text{ m}$

OBCIĄŻENIE ZEWNĘTRZNE



OBLICZENIA STATYCZNE PRZEPROWADZONO PROGRAMEM "PROKOP2000"

Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 9

Krawędzie BC, CD i AD zamocowane

Krawędź AB wolnopodparta

Obciążenie równomierne q w kierunku y

Obciążenie trójkątne w kierunku x
malejące od q do zera w stronę krawędzi AB
 $q = 39.0 \text{ kN/m}^2$

$$l_6 := 2.85 \text{ m} \quad l_5 := 2.0 \text{ m} \quad \frac{l_6}{l_5} = 1.425$$

PRZYJĘTO BETON B30, SZEROKOŚĆ PRZEKROJU 25cm

Szerokość płyty $a = 2.000 \text{ m}$

Długość płyty $b = 2.850 \text{ m}$

Obciążenie obliczeniowe $q = 39.000 \text{ kN/m}^2$

Momenty	Wyniki	
Moment maksymalny w przesle	$M_{x\text{pmax}} = 2.986 \text{ kNm/m}$	$M_{y\text{pmax}} = 1.829 \text{ kNm/m}$
w srodku płyty	$M_{x0} = 2.993 \text{ kNm/m}$	$M_{y0} = 1.836 \text{ kNm/m}$
w punkcie H1	$M_{xH1} = -7.840 \text{ kNm/m}$	
w punkcie K	$M_{yK} = -5.385 \text{ kNm/m}$	
maksymalny na krawedziach BC i AD	$M_{yK\text{max}} = -5.380 \text{ kNm/m}$	

-Infra-

ŻELBET 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"

Wymiarowanie wg PN-84/B-03264

Zginanie - przekrój podwójnie zbrojony

Klasa betonu	B30		Moment obliczeniowy	M= 7.84	[kNm]
Wytrzymałość stali	$R_a= 350$	[Mpa]	Moment charakterystyczny długotrwały	M_{kd}= 6.53	[kNm]
Szerokość przekroju	$b= 1.000$	[m]	Moment charakterystyczny całkowity	M_{kc}= 6.53	[kNm]
Wysokość przekroju	$h= 0.25$	[m]	Rozpiętość obliczeniowa	l_o= 2.85	[m]
Szerokość górnej półki	$b'_{t'}= 1.000$	[m]	Współczynnik korekcyjny betonu	m_b= 1.00	
Grubość górnej półki	$t'= 0.000$	[m]	Współczynnik korekcyjny stali	m_a= 1.00	
Szerokość dolnej półki	$b_{t'}= 1.000$	[m]	Wilgotność środowiska	= 100	%
Grubość dolnej półki	$t= 0.000$	[m]	Współczynnik pełzania	F_{lp}= 1.2	
Odległość zbrojenia rozciąganego	$a= 0.040$	[m]	Czas obciążenia	t= 3600	[dni]
Odległość zbrojenia ściskanego	$a'= 0.040$	[m]	Współczynnik ugięcia	$\alpha_k= 1.00$	

WYNIKI:

PRZĘKRÓJ BETONOWY M_{dop} [kNm]= **16.608**PRZYJĘTO ZBROJENIE PIONOWE WEWNĘTRZNE PRZY DNIE: $\phi 12$ co 20cm $F_a=5,65\text{cm}^2$

PRZYJĘTO ZBROJENIE Z OBU STRON:

PIONOWE : $\phi 12$ co 20cm $F_a=5,65\text{cm}^2$ POZIOME: $\phi 10$ co 20cm $F_a=3,92\text{cm}^2$ **4. DNO**Przyjęto płytę gr. 0,30m. Zbrojenie konstrukcyjne siatką obustronnie $\phi 12$ co 20cm.**KONIEC OBLICZEŃ DO OB.20**

Sprawdził:

inż. J. Taracha

inż. Jerzy Taracha

uprawniony do projektowania
konstrukcji architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

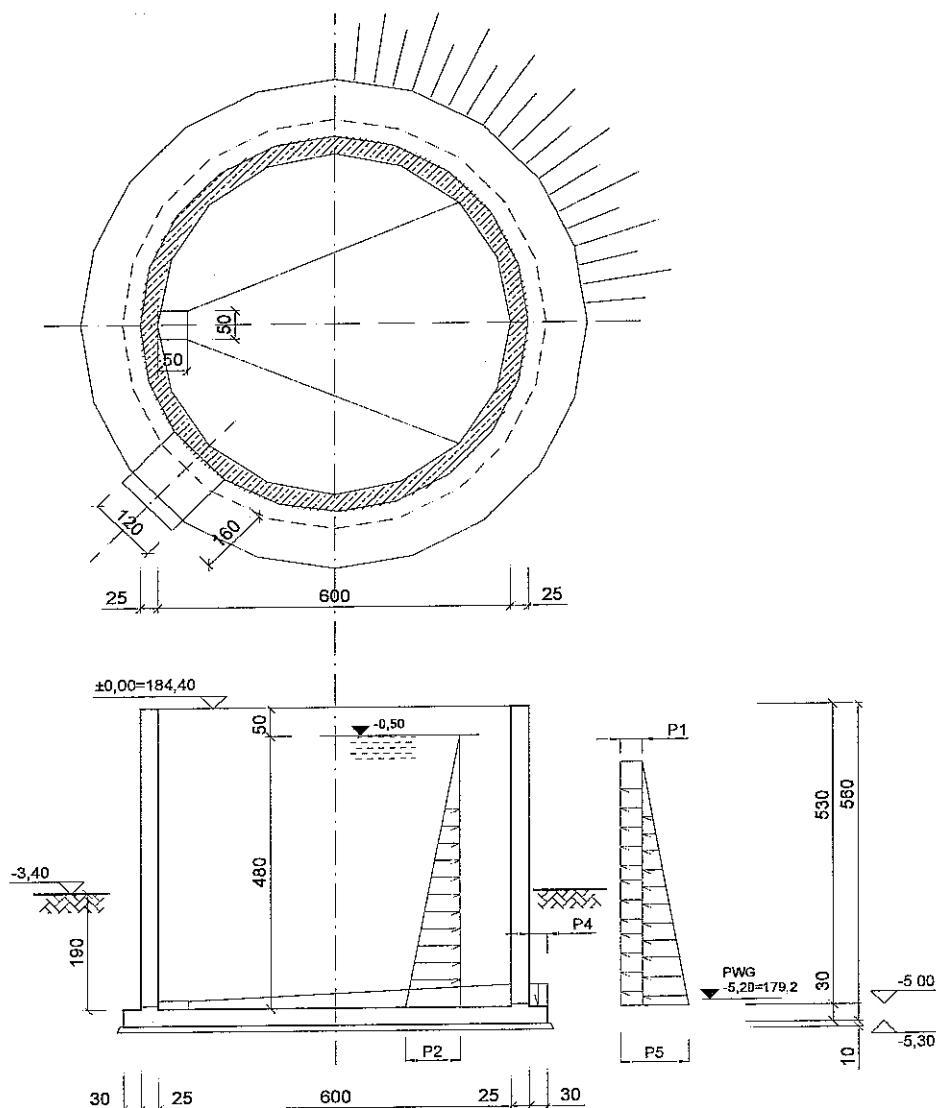
Sporządziła:

mgr inż. G. Rydzewska

mgr inż. GRAŻYNA RYDZEWSKA
upr. budowl. Nr SUW-22/92 / 5411 / 8
specjalność techn. budowl. i inżyn.
budowlane w zakresie projektowania
i kierowania robotami budowlanymi
Dz.U. Nr 8 p. 10

OB.24 ZBIORNIK OSADU PRZEFERMENTOWANEGO

OBLICZENIA STATYCZNE str.5



Badania gruntu - otw. 33 przekrój III-III

Posadowienie dna osadnika wypada w obrębie warstwy namulów na granicy torfu.

Woda gruntowa zalega do poziomu 179,2 m npm czyli 0,50m powyżej poziomu posadowienia

Należy wymienić grunt do poziomu 177,7m npm gdzie występuje warstwa nośna,

wykop wykonać w ścianie szczelnej. Należy zapewnić odwodnienie wykopu.

1. ZBIORNIK żelbetowy

OBCIĄŻENIA :

Oznaczenia obciążeń liniowych:

G1S - obciążenie ściany zbiornika stałe

G1Z - obciążenie ściany zbiornika zmienne

G2 - obciążenie wspornika dna

Oznaczenia obciążeń powierzchniowych:

P1 - obciążenie wewnętrzne pionowe pierścienia/płyty

P2 - obciążenie wewnętrzne dolne poziome ściany

P3 - obciążenie wewnętrzne górne poziome ściany

P4 - obciążenie zewnętrzne pionowe pierścienia/płyty

P5 - obciążenie zewnętrzne dolne poziome ściany

P6 - obciążenie zewnętrzne górne poziome ściany

- wewnętrzne od ścieków:

ciężar objętościowy ścieków $\gamma_1 := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

wysokość słupa ścieków $H_1 := 4.80 \text{ m}$

$$P_1 := \gamma_1 H_1 \cdot 1.2 \quad P_1 = 57.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_2 := \gamma_1 H_1 \cdot 1.2 \quad P_2 = 57.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_3 := 0$$

- zewnętrzne od naziomu:

$$\text{przyjęto obciążenie naziomu} \quad p_6 := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_6 := 1.2 \cdot p_6 \quad P_6 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- zewnętrzne od nasypu i naziomu:

grunt zasypowy: piasek drobny, średni
współczynnik parcia

$$K_0 := 0.5$$

ciężar objętościowy gruntu

$$\gamma_2 := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

wysokość obsypki gruntem

$$H_2 := 1.90 \text{ m}$$

$$P_4 := (\gamma_2 \cdot H_2 \cdot 1.2 + P_6) \quad P_4 = 57.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_5 := K_0 \cdot P_4 \quad P_5 = 28.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Program: ZKM (88-10)

"BIPROWOD-WARSZAWA"

Piotrków Trybunalski - Ob 24 Zbiornik osadu przefermentowanego

Automatyczne konstrukcyjne wymiarowanie żelbetowego zbiornika kołowego posadowionego na dwuparametrowym podłożu Własowa (wg dra inż. Romana Misiaka)

Dane: Zbiornik bezciśnieniowy, ściana monolityczna, bez skosu, utwardzona w płycie;
bez pierścienia

WYMIARY KONSTRUKCJI	Ściana zbiornika	- promień wewnętrzny	/RS/:	3.00	m
		- wysokość	/L/:	5.30	m
		- grubość	/H/:	0.25	m
	Płyta dna	- wysięg	/W/:	0.30	m
		- grubość	/HP/:	0.30	m
Dane materiałowe	- znak stali zbrojeniowej		(ST):	34GS	Ra=360 MPa
	- klasa betonu	ściana	B30	Rb= 17.1 MPa	
		płyta	B30	Rb= 17.1 MPa	
	- dopuszczalny procent zbrojenia		(PZ):	2.00	%
	- dopuszczalny szerokość rozwarcia rys		(RD):	0.100	mm
Warunki gruntowe	- współczynnik odkształcalności podłoża gruntowego		/E0/:	72.0	MPa
	- współczynnik Poissona		/NIGR/:	0.30	
	- współczynnik tarcia dna po podłożu		/F/:	0.40	
	- współczynnik rozporu gruntu pod dnem		/XIN/:	0.20	
Obciążenia liniowe	Ściana zbiornika	- stałe	/G1S/:	0.00	KN/m
		- zmienne	/G1Z/:	0.00	KN/m
	Wspornik dna (pierścień/płyta)		/G2/:	0.00	KN/m
	Odległość obciążenia G2 od ściany		/A/:	0.00	m
Obciążenia powierzchniowe	wewnętrzne	- dno (pierścień/płyta)	/P1/:	57.6	kPa
		- ściana dolne	/P2/:	57.6	kPa
		- ściana górne	/P3/:	0.00	kPa
	zewewnętrzne	- wspornik (pierścień/płyta)	/P4/:	57.6	kPa
		- ściana dolne	/P5/:	28.8	kPa
		- ściana górne	/P6/:	0.0	kPa
Zmiany temperatury	Ściana zbiornika	- obniżenie	/Z1/:	-15.0	C
		- podwyższenie	/Z2/:	+15.0	C
	Płyta denne	- obniżenie	/Z3/:	-15.0	C
		- podwyższenie	/Z4/:	+15.0	C
Różnice temperatur	Ściana zbiornika	- zbiornik pusty	/T1/:	+5.0	C
		- zbiornik wypełniony	/T1/:	-5.0	C
	Płyta denne	- zbiornik pusty	/T3/:	+5.0	C
		- zbiornik wypełniony	/T4/:	-5.0	C

PARAMETRY KONTROLNE

	- objętość betonu	26.0	m3	
Ściana zbiornika	- rysoodporność przekroju pionowego	2.35		wystarczająca
	- max. szerokość rysy poziomej	0.092	mm	<=dopuszczalne
	- max. procent zbrojenia	0.81	%	<=dopuszczalne
Płyta dna	- objętość betonu	11.9	m2	
	- max. szerokość rysy	0.000	mm	<=dopuszczalne
	- max. procent zbrojenia	0.25	%	<=dopuszczalne
	- objętość betonu	37.9	m3	
Cała konstrukcja	- pojemność zbiornika	149.9	m3	
	- jednostkowe zużycie betonu	0.253	m3/ m3	
	- dopuszczalne wzniesienie zw. wody w gr.	5.30	m	wystarczający

U w a g i:

Rysoodporność jest stosunkiem naprężenia dopuszczalnego (R_{bzk}) do największego z naprężeń rozciągających w rozpatrzonych przekrojach; rysoodporność równa 1.0 odpowiada granicznemu stanowi pojawienia się rys wg normy z 1976 roku: PN-76/B-03264. Program nie składa raportu o rysoodporności, gdy naprężenia rozciągające nie występują.
Rozwarcie rysy poziomej ściany na poziomie dna ustalono przy uwzględnieniu przerwy w betonowaniu na poziomie dna.

ZBROJENIE ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

Przekroje zbrojenia południkowego w ścianie, promieniowego w płycie oraz strzemion w ew. pierścieniu fundamentowym ustalono zakładając przeciętne zagłębienie 4 cm; zagłębienie pozostałego zbrojenia założono 6 cm.

Przekroczenie dopuszczalnego procentu zbrojenia oznacza się ujemnym rozstawem.

Brak możliwości zazbrojenia przekroju oznacza się: średnicą -1 i rozstawem 0.

Ściana zbiornika

X/I	Zbrojenie równoleżnikowe - poziome						Zbrojenie południkowe - pionowe					
	wewnętrzne			zewnętrzne			wewnętrzne			zewnętrzne		
	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.
m/m	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2
1.0	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.9	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.8	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.7	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.6	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.5	8	13	3,87	8	13	3,87	8	11	4,57	8	11	4,57
0.4	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.3	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.2	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.1	8	13		8	13		8	11		8	11	
0.0	8	13		8	13		8	11		14	9	17,10

U w a g i:

W betonowaniu ściany należy zaprojektować przerwy pionowe co 15 metrów zgodnie z opracowaniem R.Misiaka: "Przerwy pionowe w betonowaniu ścian zbiorników walcowych", - Inżynieria i Budownictwo, nr 1/78.

Płyta dna

Z/R	Zbrojenie promieniowe						Zbrojenie równoleżnikowe					
	górne			dolne			górne			dolne		
	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.	średnica	rozstaw	zbr.
m/m	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2	mm	cm	cm2
1.0	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.9	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.8	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.7	8	9		8	9	5,59	8	10		8	10	
0.6	8	9		8	9		8	10		8	10	
0.5	8	9	5,59	8	9		8	10	5,03	8	9	5,59
0.4	8	9		8	9		8	10		8	9	
0.3	8	9		8	9		8	10		8	9	
0.2	8	9		10	13	6,04	8	10		10	13	6,04
0.1	8	9		10	13	6,04	8	10		10	13	
0.0	8	9		10	12	6,54	8	10		10	13	

WPLYW RÓŻNICY TEMPERATUR NA POWIERZCHNI ŚCIANY NA SIŁY WEWNĘTRZNE:Temperatura ścieków $t_1 := 10^{\circ} \text{C}$ Współczynnik przewodzenia ciepła żelbetu wilgotnego: $\lambda_1 := 1.8$ Grubość ściany: $g_1 := 0.25 \text{ m}$ Temp. gruntu przy dnie: $t_2 := -5^{\circ} \text{C}$ Opór przejmowania ciepła na pow. ściany: $R_1 := 0.05 \frac{\text{m}^2 \text{K}}{\text{W}}$

BETON B30

Moduł sprężystości betonu $E_1 := 31000000$ Opór cieplny ściany: $R_2 := \frac{g_1}{\lambda_1} \frac{\text{m}^2 \text{K}}{\text{W}} \quad R_2 = 0.139 \frac{\text{m}^2 \text{K}}{\text{W}}$ Współczynnik przenikania ciepła: $k_1 := \frac{1}{R_1 + R_2} \quad k_1 = 5.294$ Różnica temp. na powierzchniach ściany: $\Delta v_1 := (t_1 - t_2) k_1 R_2 \quad \Delta v_1 = 11.029$

Przekrój zbrojenia dodatkowego ze względu na różnicę temp. - wzór uproszczony wg. dr. Kobiaka i prof. Stachurskiego - "Konstrukcje żelbetowe" t.IV str. 270

STAL AIII N $R_{a1} := 350000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad K_1 := 6.81$

$$F_{a1} := K_1 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{E_1 \cdot g_1 \cdot 10^2 (\Delta v_1)}{R_{a1}}$$

$$F_{a1} = 1.663 \text{ cm}^2$$

współczynnik K zależny od rodzaju stali:

dla A0 (R=1,9) K= 3,7
 dla AI (R=2,1) K= 4,09
 dla AII (R=3,1) K= 6,03
 dla AIII (R=3,5) K= 6,81
 dla AIII N (R=4,0) K= 7,79

ZBROJENIE DNA – promieniowe

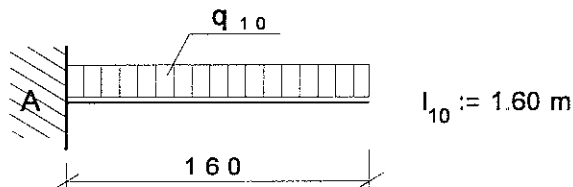
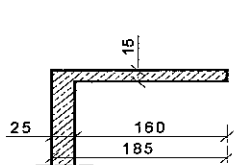
Zbrojenie górne

obliczeniowe przyjęte	oś symetri	300cm			ściana zbiornika
		5,59			
		5,65			
		#12co20			
Zbrojenie dolne obliczeniowe przyjęte	oś symetri	210cm	60cm	30cm	ściana zbiornika
		5,59	6,04	17,10	
		5,65	7,54	20,10	
		#12co20	#12co15	#12/#16co7,5	

ZBROJENIE DNA – równoleżnikowe

Zbrojenie górne

obliczeniowe		300cm		ściana zbiornika	
przyjęte		5,59			
		5,65			
		#12co20			
Zbrojenie dolne	oś symetri	120cm	90cm	90cm	ściana zbiornika
		5,03	5,59	6,04	
		5,65		7,54	
		#12co20		#12co15	

ZBROJENIE ŚCIAN uwzględniając różnicę temperatur przyjęto:POZIOME: obustronnie $\varnothing 12$ co 20 cm $F_a = 5,65 \text{ cm}^2$ PIONOWE: obustronnie $\varnothing 12$ co 15 cm $F_a = 7,54 \text{ cm}^2$,od zewnątrz przy dnie $\varnothing 12 / \varnothing 16$ co 7,5 cm $F_a = 20,92 \text{ cm}^2$ **ZBROJENIE DNA** przyjęto:PROMIENIOWE górą $\varnothing 12$ co 20 cm $F_a = 5,65 \text{ cm}^2$, dołem od ściany odl 60 cm - $\varnothing 12 / \varnothing 16$ co 7,5 cm $F_a = 20,92 \text{ cm}^2$, odl. 60 cm - $\varnothing 12$ co 15 cm $F_a = 7,54 \text{ cm}^2$, pozostałe $\varnothing 12$ co 20 cm $F_a = 5,65 \text{ cm}^2$ RÓWNOLEŻNIKOWE górą $\varnothing 12$ co 20 cm $F_a = 5,65 \text{ cm}^2$, dołem od ściany odl 120 cm - $\varnothing 12$ co 15 cm $F_a = 7,54 \text{ cm}^2$, pozostałe $\varnothing 12$ co 20 cm $F_a = 5,65 \text{ cm}^2$ **2. POMOST****OBCIĄŻENIA :**

- ciężar własny pomostu

$$q_7 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.1 \quad q_7 = 4.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- obciążenie technologiczne

$$q_8 := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.3$$

$$q_8 = 6.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{10} := q_7 + q_8 \quad q_{10} = 10.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_8 := \frac{q_{10} (l_{10})^2}{2} \text{ m} \quad M_8 = 13.6 \text{ kN m}$$

-Infra-

ŻELBET 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"

Wymiarowanie wg PN-84/B-03264

Zginanie - przekrój podwójnie zbrojony

Klasa betonu	B30		Moment obliczeniowy	M=	13.6	[kNm]
Wytrzymałość stali	Ra=	350	[Mpa]	Moment charakterystyczny długotrwały	Mkd=	11.3 [kNm]
Szerokość przekroju	b=	1.000	[m]	Moment charakterystyczny całkowity	Mkc=	11.3 [kNm]
Wysokość przekroju	h=	0.15	[m]	Rozpiętość obliczeniowa	lo=	1.2 [m]
Szerokość górnej półki	b't=	1.000	[m]	Współczynnik korekcyjny betonu	mb=	1.00
Grubość górnej półki	t'=	0.000	[m]	Współczynnik korekcyjny stali	ma=	1.00
Szerokość dolnej półki	bt=	1.000	[m]	Wilgotność środowiska	=	75 %
Grubość dolnej półki	t=	0.000	[m]	Współczynnik pełzania	Fip=	2
Odległość zbrojenia rozciąganego	a=	0.030	[m]	Czas obciążenia	t=	3600 [dni]
Odległość zbrojenia ściskanego	a'=	0.030	[m]	Współczynnik ugięcia	αk=	1.00

	Obliczone:	Przyjęte:
Moment rysujący [kNm]	Fac(min)= 1.20	Fac= 1.57
Mfp= 12.587	Fa= 4.32	Fa= 4.71
Element niezarysowany	Mmax[kNm]= 14.844	
a[m]= 0.00	Fa/(b*h)*100 [%]= 0.393	

PRZYJĘTO ZBROJENIE OBUSTRONNIE: $\varnothing 12$ co 15 cm $F_a = 7,54 \text{ cm}^2$ **KONIEC OBLICZEŃ DO OB. 24**

Sprawdził:

inż. J. Taracha

inż. Jerzy Taracha
uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

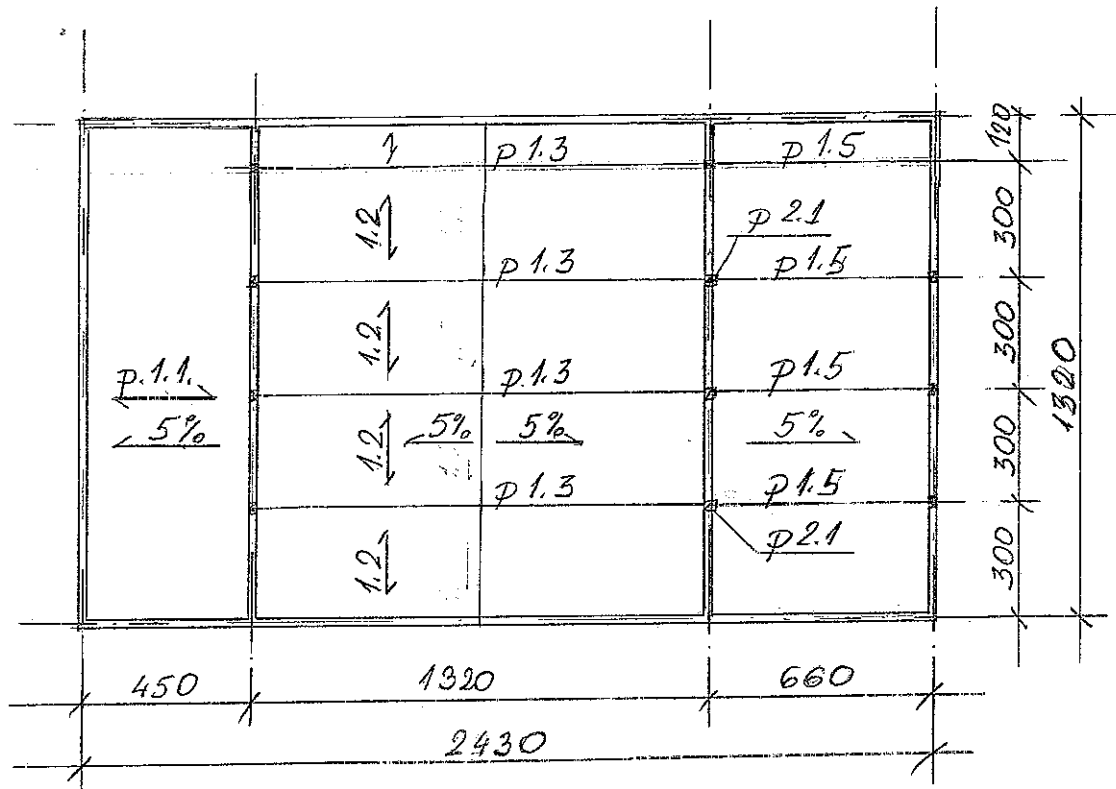
Sporządziła:

mgr inż. G. Rydzewska

mgr inż. GRAZYNA RYDZEWSKA
upr. budowl. z dn. 15-11-2022/92 i SUW-22/93
specjaln. z techn. budowl. konsultacje
budowlane w zakresie projektowania
i kierowania robotami budowlanymi
Dz.U. Nr 8 poz. 46

OB 25. STACJA ODWADNIANIA I HIGIENIZACJI OSADU**OBLICZENIA STATYCZNE - str 10**

Jednokondygnacyjny budynek niepodpiwniczony trzynawowy o rozpiętości naw w osiach 6,0; 13,2 i 4,5 x 13,2 m i wysokości do spodu dźwigara max. 5,2 m od terenu

**1. STROPODACH****1.1 Stropodach nad częścią obsługową**

Część obsługową stanowi najniższa nawa wys. max 3,2 od terenu rozpiętość w osiach 4,5 x 12,0m

Przyjęto strop żelbetowy gęstożebrowy "IERIVA-I" H=0.24 m ; L= 4,5 m

Obciążenia :

- c. wł. stropu	$g_1 := 2.7 \cdot 1.1$	$g_1 = 2.97$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
-wełna mineralna - 15 cm	$g_2 := 0.15 \cdot 2.0 \cdot 1.2$	$g_2 = 0.36$	
- tynk wewnętrzny	$g_3 := 0.015 \cdot 19.0 \cdot 1.3$	$g_3 = 0.37$	
- 2 x papa termozg.	$g_4 := 0.4 \cdot 1.2$	$g_4 = 0.48$	
- obc. śniegiem (II strefa) uśred. z worka śnieżnego	$s_1 := 0.9 \cdot (0.8 + 2.5) \cdot 0.5 \cdot 1.5$	$s_1 = 2.23$	
- obciążenie sumaryczne	$q_1 := g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + s_1$	$q_1 = 6.41$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Obc. na 1mb. żebra	$q_2 := q_1 \cdot 0.6$	$q_2 = 3.84$	$< q_{\text{dop}} = 4.42 \quad \text{kN/m}$

1.2 Stropodach nad halą odwadniania

Halę odwadniania stanowi najwyższa nawa wys. max 5,2 od terenu, rozpiętość w osiach 13,2 x 13,2m

Przyjęto stropodach z płyt dachowych korytkowych DKZ/300 opartych na dźwigarach stalowych w rozstawie $L = 3,0$ m oraz na skraju zachodnim płytę wylewaną uzupełniającą rozp. 1,2 m w osiach

Obciążenia przy płytach DKZ :

$$\begin{array}{llll} \text{- c. wł. płyt DKZ z} & g_5 := 1.0 \cdot 1.1 & g_5 = 1.1 & \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \text{wyp. spoin} & & & \end{array}$$

Pozostałe warstwy wg 1.1

$$\begin{array}{llll} \text{- obc. śniegiem (II strefa)} & s_2 := 0.9 \cdot 0.8 \cdot 1.5 & s_2 = 1.08 & \\ \text{- obciążenie sumaryczne} & q_2 := g_5 + g_2 + g_4 + s_2 & q_2 = 3.02 & \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array}$$

Obciążenia przy wylewce :

$$\begin{array}{llll} \text{- c. wł. płyty wylewanej} & g_6 := 0.08 \cdot 25.0 \cdot 1.1 & g_6 = 2.2 & \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \text{- obciążenie sumaryczne} & q_3 := g_6 + g_2 + g_3 + g_4 + s_2 & q_3 = 4.49 & \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array}$$

$$\text{Rozpiętość wylewki} \quad l_1 := 1.2 \quad \text{m}$$

$$\text{Max. moment zginający} \quad M_1 := 0.125 \cdot q_3 \cdot (l_1)^2 \quad M_1 = 0.81 \quad \text{kNm}$$

WYMIAROWANIE

$$\begin{array}{llll} \text{Przyjęto beton B25 ; stal} & h_1 := 0.06 & b_1 := 1.0 & \text{m} \\ \text{IIIIN} & & & \end{array}$$

$$A_1 := \frac{M_1}{b_1 \cdot (h_1)^2} \quad A_1 = 224.53 \quad \mu_1 := 0.2 \quad \%$$

$$Fa_1 := \mu_1 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot 100 \quad Fa_1 = 1.2 \quad \text{cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie dołem $\phi 8$ co 10 i rozdzielcze $\phi 8$ co 15

1.3 Dźwigary stalowe $L = 13,2$ m

$$\text{Rozstaw dźwigarów} \quad L_1 := 3.0 \quad \text{m} \quad \text{Rozpiętość dźwigara} \quad L_2 := 13.2 \quad \text{m}$$

Obciążenia przy płytach DKZ :

$$\text{- stropodach wg poz. 1.2} \quad q_4 := q_2 \cdot L_1 \quad q_4 = 9.06 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{-c własny belki} \quad g_7 := 0.9 \cdot 1.1 \quad g_7 = 0.99$$

$$\text{- obciążenie sumaryczne} \quad q_5 := q_4 + g_7 \quad q_5 = 10.05 \quad \text{kN/m}$$

Obciążenia przy wylewce :

$$\text{- stropodach wg poz. 1.2} \quad q_6 := q_2 \cdot L_1 \cdot 0.5 + q_3 \cdot l_1 \cdot 0.5 \quad q_6 = 7.22 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{- obciążenie sumaryczne} \quad q_7 := q_6 + g_7 \quad q_7 = 8.21 \quad \text{kN/m}$$

obc. montażowe o wartości 10 kN (1 t.) -

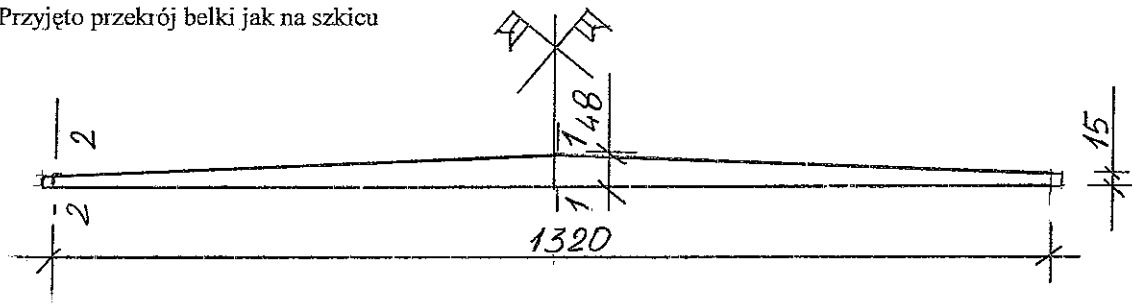
$$(\text{umożliwiające podwieszenie w dowolnym miejscu obc.} < P) \quad P_1 := 10 \cdot 1.2 \quad P_1 = 12 \quad \text{kN}$$

$$\text{Max. moment zginający} \quad M_2 := 0.125 \cdot q_5 \cdot (L_2)^2 + 0.25 \cdot P_1 \cdot L_2 \quad M_2 = 258.49$$

$$\text{Reakcja} \quad R_1 := 0.5 \cdot q_5 \cdot L_2 + P_1 \cdot 0.5 \quad R_1 = 72.33 \quad \text{kN}$$

Wymiarowanie :

Przyjęto przekrój belki jak na szkicu



$$J_{x_1} := \frac{1.0 \cdot 44.8^3}{12} + \left(\frac{18 \cdot 1.6^3}{12} + 18 \cdot 1.6 \cdot 23 \cdot 2^2 \right) \cdot 2 J_{x_1} = 3.85 \cdot 10^4 \quad \text{cm}^4$$

$$W_{x_1} := \frac{J_{x_1}}{24} \quad W_{x_1} = 1.6 \cdot 10^3 \quad \text{cm}^3$$

$$MR_x := 1.07 \cdot W_{x_1} \cdot 0.215 \quad MR_x = 369,11 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{M_2}{MR_x} = 0.77 < 1$$

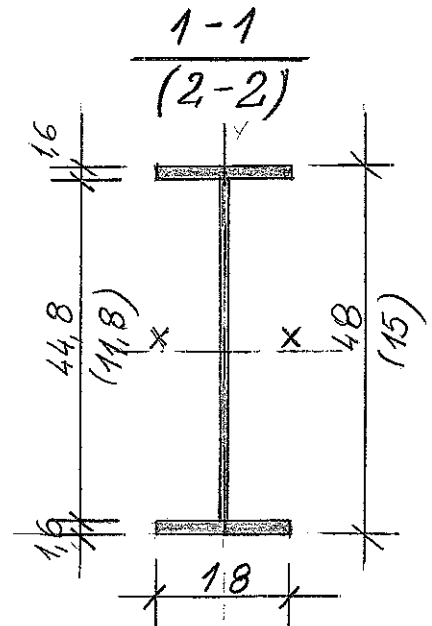
Ugięcie

$$E_1 := 2.1 \cdot 10^6$$

$$f_{dop} := \frac{L_2 \cdot 10^2}{250} \quad f_{dop} = 5.28 \quad \text{cm}$$

$$f_1 := \frac{5 \cdot M_2 \cdot (L_2)^2 \cdot 10^8}{48 E_1 J_{x_1} \cdot 1.2}$$

$$f_1 = 4,83 \quad \text{cm} < f_{dop}$$

1.4 Stropodach nad pom. załadunku osadu

Pom. załadunku osadu stanowi nawa wys. max 4,9 od terenu rozpiętość w osiach 6,0 x 13,2m

Przyjęto stropodach z płyt dachowych korytkowych DKZ/300 opartych na dźwigarach stalowych w rozstawie $L=3,0$ m oraz ścianach. Na skraju zachodnim przyjęto płytę wylewaną uzupełniającą rozp. 1,2 m w osiach.

$$\text{Obciążenia wg poz 1.3 :} \quad q_2 = 3,02 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1.5. Belki stalowe $L = 6,6$ m

$$\text{Rozstaw belek} \quad L_4 := 3.0 \quad \text{m} \quad \text{Rozpiętość belki} \quad L_3 := 6,6 \quad \text{m}$$

Schemat :Obciążenia :

$$\text{- stropodach wg poz. 1.2} \quad q_8 := q_2 \cdot L_4 \quad q_8 = 9,06 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{- c własny belki} \quad g_8 := 0.6 \cdot 1.1 \quad g_8 = 0.66$$

$$\text{- worek śnieżny} \quad s_3 := (C_s - 0.8) \cdot 0.9 \cdot 1.5 \cdot L_4 \quad s_3 = 4,26$$

$$\text{- obciążenie sumaryczne} \quad q_9 := q_8 + g_8 \quad q_9 = 9,72 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Max. moment zginający} \quad M_3 := \left[0.125 \cdot q_9 \cdot (L_3)^2 \right] + \frac{s_3 \cdot (L_3)^2}{9 \sqrt{3}} \quad M_3 = 56,45 \text{ kNm}$$

Reakcja $R_2 := (0.5 q_9 \cdot L_3) + \frac{s_3 \cdot L_3}{3} \quad R_2 = 34.85 \quad \text{kN}$

Wymiarowanie :

Przyjęto przekrój belki z I HEB 180 $W_{x_2} := 426 \quad \text{cm}^3 \quad I_{x_2} := 3830 \quad \text{cm}^4$

$MR_x := 1.07 W_{x_2} \cdot 0.215 \quad MR_x = 98 \quad \text{kNm} \quad \frac{M_3}{MR_x} = 0.58 < 1$

Ugięcie $E_1 := 2.1 \cdot 10^6 \quad f_{dop} := \frac{L_3 \cdot 10^2}{250} \quad f_{dop} = 2.64 \quad \text{cm}$

$f_2 := \frac{5 M_3 (L_3)^2 \cdot 10^8}{48 E_1 I_{x_2} \cdot 1.2} \quad f_2 = 2.65 \quad \text{cm} \quad \sim f_{dop}$

2.0 SŁUPY I ŚCIANY

2.1 Słupy w ścianie wewnętrznej

Przyjęto słupy usztywniające ściany poprzeczne w rozstawie 3,0 m oraz podpierające dźwigary stalowe. Przekroje słupów 0,25 x 0,30. wys. 5,0 m

$H_2 := 5.2$

Obciążenia :

- od dźwigara
wg poz. 1.3. $R_1 = 72.33 \quad \text{kN}$

- od belki
wg poz. 1.5. $R_2 = 34.85 \quad \text{kN}$

- ciężar wł. słupa $G_2 := 0.30 \cdot 0.25 \cdot H_2 \cdot 25.0 \cdot 1.1 \quad G_2 = 10.73$

$Q_1 := R_1 + R_2 + G_2 \quad Q_1 = 117.9$

Moment od mimośrodowego obciążenia z belki stalowej (poz. 1.5)

$M_4 := R_2 \cdot 0.2 \quad M_4 = 6.97 \quad \text{kNm}$

+-----+
ZELBEI 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"
SCISKANIE - OBLICZANIE ZBROJENIA
+-----+

Klasa betonu	B25.0	Sila osiowa calk. N=	137.40 [kN]
Wytrzyma. stali	Ra= 350 [MPa]	Sila osiowa dlug. Nd=	108.00 [kN]
Wysokosc slupa	lx= 5.000 [m]	Mom.w plaszcz. x Mx=	9.300 [kNm]
Wsp.dl.oblicz. PSI	lx= 1.600	Mom.w plaszcz. y My=	0.000 [kNm]
Wysokosc slupa	ly= 5.000 [m]	Wsp.korekc.betonu mb=	1.00
Wsp.dl.oblicz. PSI	ly= 1.600	Wsp.korekc.stali ma=	1.00
Szer. przekroju	b= 0.300 [m]	Wsp. pelzania FIp=	2.00
Wys. przekroju	h= 0.250 [m]	monol=1, prefab=2 m/p=	1
Outl. zbrojenia	c= 0.0300 [m]	Nr kondygn. od gory =	0

$ex/ey \cdot b/h = 15.929$

Jednokierunkowe mimosrodowe sciskanie w plaszczyznie osi X

Srednica pretow d[mm] = 12 Nosnosc slupa:
Calkowita liczba pretow w przekroju = 4 Nu[kN] = 165.93
Liczba pretow na boku b = 2
Liczba pretow na boku h = 2
Calkowity przekroj zbrojenia Fa[cm^2] = 4.52
Uzupelnienie danych:
Rysa w przerwie technologicznej t/n ? N
Cena stalobetonu obciagowego = 2000 [zloty]

Czas działania obciążenia $t = 2000$ [min]Siła od długotrwałego obciążenia charakteryst. $N_{kd} = 90.000$ [kN]Moment od długotr. obc. charakt. na kierunku X $M_{kd}(x) = 7.800$ [kN.m]Moment od długotr. obc. charakt. na kierunku Y $M_{kd}(y) = 0.000$ [kN.m]

Sprawdzenie szerokości rozwarcia rys zbędne - pkt 6.1 normy

Przekroje zbrojenia:

Całkowitego $F_{ao} = 4.52$ [cm²] $(e_x/e_y) \cdot b/h = 15.929$ Rozciąg. na boku b $F_a = 2.26$ [cm²] Jednokier. mimosr. scisk. w płaszc. osi XScisk. na boku b $F_{ac} = 2.26$ [cm²]Rozciąg. na boku h $F_a = 2.26$ [cm²]Scisk. na boku h $F_{ac} = 2.26$ [cm²] Nosność elem. $N_n(x)$ [kN] = 165.929Całkow. ilość wkładek = 4 [szt] M_x [kNm] = 11.852Przyjęto zbrojenie 4 $\phi 16$

2.2 Ściany konstrukcyjne

Przyjęto ściany z cegły kratówki $R_c = 15$ MPa na zaprawie $R_z = 5$ MPa
gr. 25 cm. Od zewnątrz cieplenie styropianem gr 10 cm

Smukłość ściany

$$h_1 := 0.25 \quad \lambda_1 := \frac{H_2}{h_1} \quad \lambda_1 = 20.8 < 22$$

Dodatkowe usztywnienie ścian ściany podłużnej stanowią słupy żelbetowe, wieńce dachowe.

2.3. Nadproże nad oknem $l=5.0$ m

Obciążenia :- obc. od stropodachu
(wg. poz. 1.2) $q_{10} := q_3 \cdot l_1 \cdot 0.5 \quad q_{10} = 2.69 \quad \text{kN/m}$ - wieńiec $g_9 := 0.3 \cdot 0.25 \cdot 25.0 \cdot 1.1 \quad g_9 = 2.06$ - ściana z cegły kratówki $g_{10} := 0.25 \cdot 0.3 \cdot 14.0 \cdot 1.1 \quad g_{10} = 1.16$ - styropian - 10 cm $g_{11} := 0.1 \cdot 0.9 \cdot 0.45 \cdot 1.3 \quad g_{11} = 0.05$ - tynk $g_{12} := 0.03 \cdot 0.9 \cdot 19.0 \cdot 1.3 \quad g_{12} = 0.67$ - nadproże $g_{13} := 0.3 \cdot 0.25 \cdot 25.0 \cdot 1.1 \quad g_{13} = 2.06$

$$q_{11} := q_{10} + g_9 + g_{10} + g_{11} + g_{12} + g_{13} \quad q_{11} = 8.69 \quad \text{kN/m}$$

Max. moment zginający $L_5 := 5.0 \cdot 1.05 \quad m \quad M_5 := 0.125 \cdot q_{11} \cdot (L_5)^2 \quad M_5 = 29.95 \quad \text{kNm}$ Max. siła poprzeczna $Q_5 := 0.5 \cdot q_{11} \cdot L_5 \quad Q_5 = 22.82 \quad \text{kN}$

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B25 ; stal
III N $h_3 := 0.3 - 0.03 \quad h_3 = 0.27 \quad b_2 := 0.25 \quad m$

$$A_5 := \frac{M_5}{b_2 \cdot (h_3)^2} \quad A_5 = 1.64 \cdot 10^3 \quad \mu_5 := 0.65 \quad \%$$

$$F_{a5} := \mu_5 \cdot b_2 \cdot h_3 \cdot 100 \quad F_{a5} = 4.39 \quad \text{cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie dołem i górą 4 $\phi 12$, $F_a = 4.52$ cm²

- ścinanie

$$Q_{min} := 0.75 \cdot h_3 \cdot b_2 \cdot 1030 \quad Q_{min} = 52.14 > Q_5 = 22.82 \quad \text{kN}$$

Przyjęto strzemiona konstrukcyjne ϕ 6 co 10 cm przy podporze i dalej co 20 cm

2.4. Nadproże nad bramą $l=4.0$ m

Obciążenia :

- obc. z dachu (p. 1.2.) $q_{12} := q_2 \cdot L_1 \cdot 0.5$ $q_{12} = 4.53$ kN/m

- wieniec $g_9 = 2.06$

- ściana z cegły kratówki $g_{14} := 0.25 \cdot 1.2 \cdot 14.0 \cdot 1.1$ $g_{14} = 4.62$

- styropian - 10 cm $g_{15} := 0.1 \cdot 1.8 \cdot 0.45 \cdot 1.3$ $g_{15} = 0.11$

- tynk obustronny $g_{16} := 0.03 \cdot 1.8 \cdot 19.0 \cdot 1.3$ $g_{16} = 1.33$

- nadproże $g_{13} = 2.06$

$$q_{13} := q_{12} + g_9 + g_{13} + g_{14} + g_{15} + g_{16} \quad q_{13} = 14.71 \quad \text{kN/m}$$

Max. moment zginający $L_6 := 4.0 \cdot 1.05$ m $M_6 := 0.125 \cdot q_{13} \cdot (L_6)^2$ $M_6 = 32.44$ kNm

Max. siła poprzeczna $Q_6 := 0.5 \cdot q_{13} \cdot L_6$ $Q_6 = 30.9$ kN

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B25 ; stal IIIIN $h_3 = 0.27$ $b_2 := 0.25$ m

$$A_6 := \frac{M_6}{b_2 \cdot (h_3)^2} \quad A_6 = 1.78 \cdot 10^3 \quad \mu_6 := 0.57 \quad \%$$

$$Fa_6 := \mu_6 \cdot b_2 \cdot h_3 \cdot 100 \quad Fa_6 = 3.85 \quad \text{cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie dołem i górą 4 ϕ 12, $Fa = 4,52$ cm²

- ścinanie

$$Q_{\min} := 0.75 \cdot h_3 \cdot b_2 \cdot 1030 \quad Q_{\min} = 52.14 > Q_6 = 30.9 \quad \text{kN}$$

Przyjęto strzemiona konstrukcyjne ϕ 6 co 10 cm przy podporze i dalej co 20 cm

3. FUNDAMENTY

3.1. Ława fundamentowa pod ścianę wewnętrzną przy pom. załadunku

Obciążenia :

- od słupa (poz 2.1) $q_{14} := \frac{Q_1}{L_1}$ $q_{14} = 39.3$ kN/m

- wieniec $g_9 = 2.06$ kN/m

- ściana z cegły kratówki $g_{17} := 0.25 \cdot H_2 \cdot 14.0 \cdot 1.1$ $g_{17} = 20.02$

- styropian - 10 cm $g_{18} := 0.1 \cdot (H_2 + 0.3 + 1.2) \cdot 0.45 \cdot 1.3$ $g_{18} = 0.39$

- tynk obustr. $g_{19} := 0.03 \cdot H_2 \cdot 19.0 \cdot 1.3$ $g_{19} = 3.85$

- ściana fund. $g_{20} := 0.25 \cdot 1.2 \cdot 25.0 \cdot 1.1$ $g_{20} = 8.25$

- ława fundamet. $g_{21} := 1.05 \cdot 0.3 \cdot 25.0 \cdot 1.1$ $g_{21} = 8.66$

$$q_{15} := g_9 + g_{17} + g_{18} + g_{19} + g_{20} + g_{21} + q_{14} \quad q_{15} = 82.54 \quad \text{kN/m}$$

Ze względu na występowanie w podłożu obiektu gruntów nienośnych (nasypy niebudowlane , grunty organiczne - torfy i namuły plastyczne) o znacznej miąższości do 4,0 m przyjęto wymianę gruntów nienośnych na nasyp z piasku średniego zagęszczonego do $\text{Id} > 0,6$. Przyjmuje się, że dopuszczalne naciski na podłoże będą wynosiły 100 kPa

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_3 := 1.05 \text{ m}$

$$\sigma_1 := \frac{q_{15}}{b_3} \quad \sigma_1 = 78.61 \quad \text{kPa} < q_d = 100.0 \text{ kPa}$$

3.2. Ława fundamentowa pod ścianę wewnętrzną przy pom. socj.-techn.

Obciążenia :

- od słupa (poz 2.1)	$q_{16} := \frac{Q_1 - R_2}{L_1}$	$q_{16} = 27.68 \text{ kN/m}$
- od stropu Teriwa (poz 1.1)	$q_{17} := q_1 \cdot 4.5 \cdot 0.5$	$q_{17} = 14.42 \text{ kN/m}$
- wieniec x 2		$g_9 = 2.06$
- ściana z cegły kratówki		$g_{17} = 20.02$
- styropian - 10 cm	$g_{22} := 0.1 (H_2 + 0.3 - 3.3) \cdot 0.45 \cdot 1.3$	$g_{22} = 0.13$
- tynk obustr.		$g_{19} = 3.85$
- ściana fund.		$g_{20} = 8.25$
- ława fundamet.		$g_{21} = 8.66$
	$q_{18} := g_9 \cdot 2 + g_{17} + g_{22} + g_{19} + g_{20} + g_{21} + q_{16} + q_{17}$	$q_{18} = 87.14 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_3 := 1.05 \text{ m}$

$$\sigma_2 := \frac{q_{18}}{b_3} \quad \sigma_2 = 82.99 \quad \text{kPa} < q_d = 100.0 \text{ kPa}$$

3.3. Ława fundamentowa pod ścianę szczytową przy pom. socj.-techn.

Obciążenia :

- od stropu Teriwa (poz 3.2)		$q_{17} = 14.42 \text{ kN/m}$
- wieniec		$g_9 = 2.06$
- ściana z cegły kratówki	$g_{23} := 0.25 \cdot 2.8 \cdot 14.0 \cdot 1.1$	$g_{23} = 10.78$
- styropian - 10 cm	$g_{24} := 0.1 (2.8 + 1.2 + 0.3) \cdot 0.45 \cdot 1.3$	$g_{24} = 0.25$
- tynk obustr.	$g_{25} := 0.03 \cdot 19.0 \cdot 3.1 \cdot 1.3$	$g_{25} = 2.3$
- ściana fund.		$g_{20} = 8.25$
- ława fundamet.	$g_{26} := 0.65 \cdot 0.3 \cdot 25.0 \cdot 1.1$	$g_{26} = 5.36$
	$q_{19} := g_9 + g_{23} + g_{24} + g_{25} + g_{26} + g_{20} + q_{17}$	$q_{19} = 43.42 \text{ kN/m}$

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_4 := 0.65 \text{ m}$

$$\sigma_3 := \frac{q_{19}}{b_4} \quad \sigma_3 = 66.8 \quad \text{kPa} < q_d = 100.0 \text{ kPa}$$

3.4. Ława fundamentowa pod ścianę szczytową przy pom. załadunkuObciążenia :

$$\begin{aligned}
 & \text{- od słupa (poz 2.1)} & q_{20} &:= \frac{Q_1 - R_1}{L_1} & q_{20} &= 15.19 \quad \text{kN/m} \\
 & \text{- wieniec} & & & g_9 &= 2.06 \\
 & \text{- ściana z cegły kratówki} & g_{27} &:= 0.25 \cdot 4.6 \cdot 14.0 \cdot 1.1 & g_{27} &= 17.71 \\
 & \text{- styropian - 10 cm} & g_{28} &:= 0.1 \cdot (4.6 + 1.2 + 0.3) \cdot 0.45 \cdot 1.3 & g_{28} &= 0.36 \\
 & \text{- tynk obustr.} & g_{29} &:= 0.03 \cdot 19.0 \cdot 4.9 \cdot 1.3 & g_{29} &= 3.63 \\
 & \text{- ściana fund.} & & & g_{20} &= 8.25 \\
 & \text{- ława fundamet.} & g_{30} &:= 0.65 \cdot 0.3 \cdot 25.0 \cdot 1.1 & g_{30} &= 5.36 \\
 & & q_{21} &:= g_9 + g_{27} + g_{28} + g_{29} + g_{30} + g_{20} + q_{20} & q_{21} &= 52.56 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_5 := 0.65 \quad \text{m}$

$$\sigma_4 := \frac{q_{21}}{b_5} \quad \sigma_4 = 80.87 \quad \text{kPa} < q_d = 100.0 \text{ kPa}$$

3.5. Ława fundamentowa pod ścianę podłużnąObciążenia :

$$\begin{aligned}
 & \text{- od stropodachu} & q_{22} &:= q_2 \cdot L_1 \cdot 0.5 & q_{22} &= 4.53 \quad \text{kN/m} \\
 & \text{- wieniec} & & & g_9 &= 2.06 \\
 & \text{- ściana z cegły kratówki} & g_{31} &:= 0.25 \cdot 5.2 \cdot 14.0 \cdot 1.1 & g_{31} &= 20.02 \\
 & \text{- styropian - 10 cm} & g_{32} &:= 0.1 \cdot (5.2 + 1.2 + 0.3) \cdot 0.45 \cdot 1.3 & g_{32} &= 0.39 \\
 & \text{- tynk obustr.} & g_{33} &:= 0.03 \cdot 19.0 \cdot 5.5 \cdot 1.3 & g_{33} &= 4.08 \\
 & \text{- ściana fund.} & & & g_{20} &= 8.25 \\
 & \text{- ława fundamet.} & g_{34} &:= 0.65 \cdot 0.3 \cdot 25.0 \cdot 1.1 & g_{34} &= 5.36 \\
 & & q_{23} &:= g_9 + g_{31} + g_{32} + g_{33} + g_{34} + g_{20} + q_{22} & q_{23} &= 44.69 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_5 := 0.65 \quad \text{m}$

$$\sigma_5 := \frac{q_{23}}{b_5} \quad \sigma_5 = 68.76 \quad \text{kPa} < q_d = 100.0 \text{ kPa}$$

3.6. Ława fundamentowa pod ścianę podłużną z bramami do pom. odbioru osaduObciążenia :

$$\begin{aligned}
 & \text{- od stropodachu} & q_{22} &= 4.53 \quad \text{kN/m} \\
 & \text{- wieniec} & g_9 &= 2.06 \\
 & \text{- ściana z cegły kratówki} & g_{35} &:= 0.25 \cdot 4.55 \cdot 14.0 \cdot 1.1 & g_{35} &= 17.52 \\
 & \text{- styropian - 10 cm} & g_{36} &:= 0.1 \cdot (4.5 + 1.2 + 0.3) \cdot 0.45 \cdot 1.3 & g_{36} &= 0.35
 \end{aligned}$$

- tynk obustr.	$g_{37} := 0.03 \cdot 19.0 \cdot 4.8 \cdot 1.3$	$g_{37} = 3.56$
- ściana fund.	$g_{38} := 0.35 \cdot 1.2 \cdot 25.0 \cdot 1.1$	$g_{38} = 11.55$
- łaśwa fundamet.	$g_{39} := 1.35 \cdot 0.3 \cdot 25.0 \cdot 1.1$	$g_{39} = 8.66$
- obc. od koła samochodu cięż. rozstaw kół 1,8 m-	$q_{24} := \frac{95.0}{1.8} \cdot 1.2$	$q_{24} = 63.33$

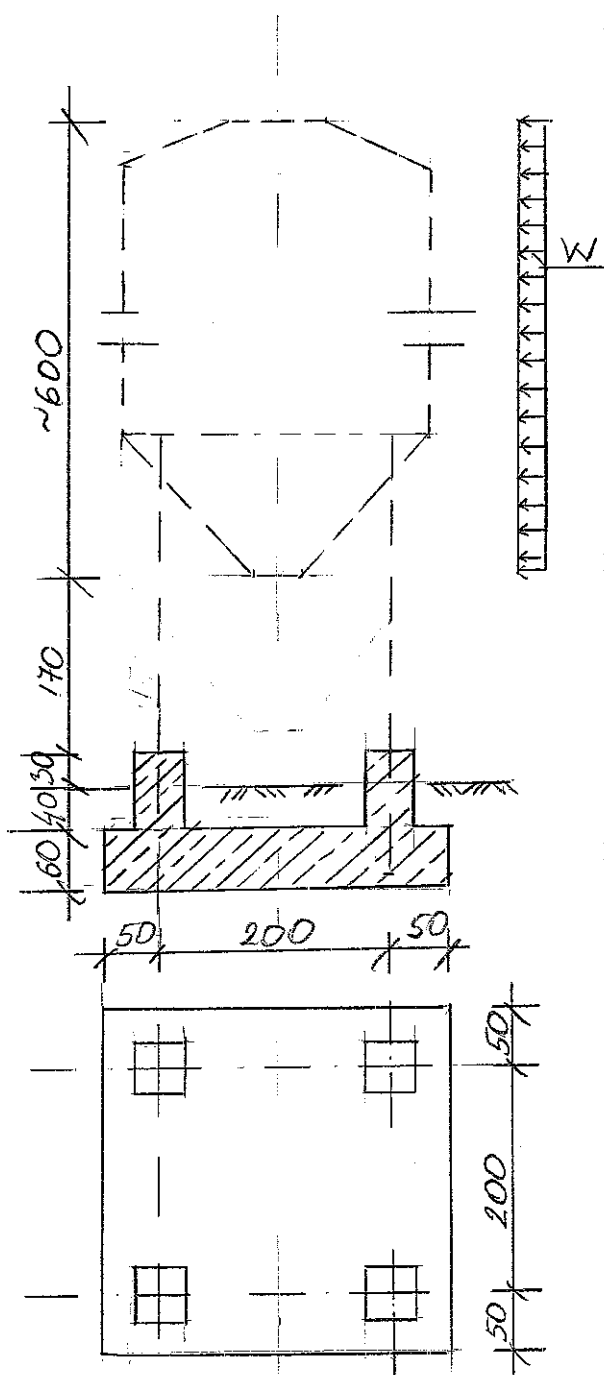
$$q_{25} := g_9 + g_{35} + g_{36} + g_{37} + g_{38} + g_{39} + q_{24} + q_{22} \quad q_{25} = 112.42 \quad \text{kN/m}$$

Przyjęto ławę żelbetową szer. $b_6 := 1.05 \quad \text{m}$

$$\sigma_6 := \frac{q_{25}}{b_6} \quad \sigma_6 = 106.78 \quad \text{kPa} > q_d = 100.0 \quad \text{kPa}$$

Główne obciążenie jest od kół samochodu które jest obciążenie wyjątkowym dlatego dopuszcza się zwiększone obciążenie na grunt $> 100,0 \text{ kPa}$

3.7. Fundament pod silos wapna



Obciążenia :

- od silosa wg inf. technologa $G_3 := 400 \cdot 1.2 \quad G_3 = 480 \quad \text{kN}$
- c. wł. fundamentu $G_4 := (3.0^2 \cdot 1.0 \cdot 20.0 + 0.6^2 \cdot 1.0 \cdot 24.0) \cdot 1.1$
 $G_4 = 207.5 \quad \text{kN}$
 $Q_3 := G_3 + G_4 \quad Q_3 = 687.5 \quad \text{kN}$
- Obc. wiatrem (I strefa wg nowej normy) i Z1-24 h/d - $\frac{7.0}{2.6} = 2.69 \quad - \quad C_{p1} := 0.74$
 $w_1 := 0.3 \cdot 1.0 \cdot 0.74 \cdot 1.8 \cdot 1.3 \cdot 2.6 \quad w_1 = 1.35 \quad \text{kN/m}$
 $M_7 := w_1 \cdot 6.0 \cdot 6.0 \quad M_7 = 48.62 \quad \text{kNm}$

Przyjęto fundament jak na szkicu

$$\sigma_7 := \frac{Q_3}{3.0^2} + \frac{M_7 \cdot 6}{3.0^3} \quad \sigma_7 = 87.19 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_8 := \frac{Q_3}{3.0^2} - \frac{M_7 \cdot 6}{3.0^3} \quad \sigma_8 = 65.58 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\text{Dla pustego silosa} \quad \sigma_9 := \frac{Q_3 + 40.0 - G_3}{3.0^2} - \frac{M_7 \cdot 6}{3.0^3}$$

$$\sigma_9 = 16.7 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\text{Odpór gruntu} \quad \sigma_{10} := \frac{G_3}{3.0^2} \quad \sigma_{10} = 53.33$$

Momenty zginające płytę

$$M_{o8} := 0.1606 \cdot \sigma_{10} \cdot 2.0^2 \quad M_{o8} = 34.26 \quad \text{kNm}$$

$$M_{p8} := 0.0947 \cdot \sigma_{10} \cdot 2.0^2 \quad M_{p8} = 20.2 \quad \text{kNm}$$

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B25 ; stal $h_4 := 0.55$ $b_3 := 1.0$ m
IIIIN

$$A_9 := \frac{M_{o8}}{b_3 \cdot (h_4)^2} \quad A_9 = 113.26 \quad \mu_9 := 0.15 \quad \%$$

$$Fa_9 := \mu_9 \cdot b_3 \cdot h_4 \cdot 100 \quad Fa_9 = 8.25 \quad \text{cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie w przęsle i na podporach $\phi 12$ co 13, $Fa = 8,7 \text{ cm}^2$

KONIEC OBLICZEŃ DO OB. 25

Sprawdził

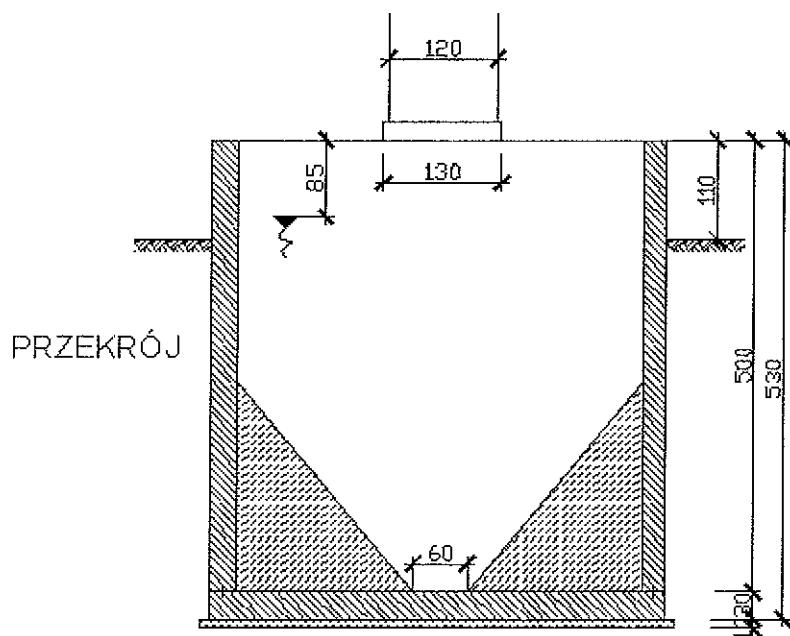
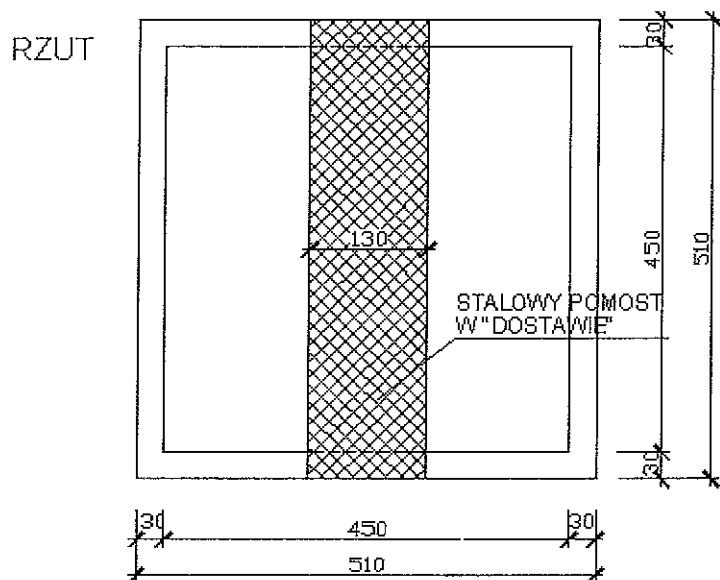
inż. Jerzy Taracha
uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

Sporządził

mgr inż. Elżbieta Chojńska
upr. budowl. nr Wa-165/90
specjalność konstrukcyjno-budowlana
w zakresie projektowania
(Dz U Nr 38 poz 229)

OB.26 OSADNIK POKOAGULACYJNY

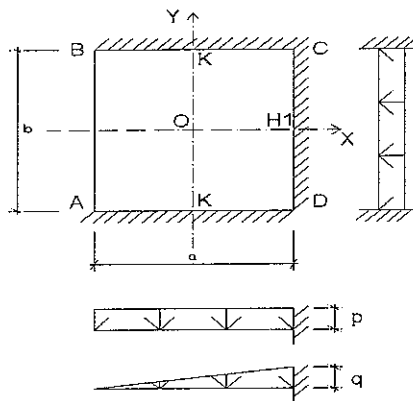
OBLICZENIA STATYCZNE - str. 6



1. Ściana

Ściana podłużna długości 5,1m.

- wysokość ściany do dna $h_2 := 5 \text{ m}$
- wysokość obsypania ściany $h_3 := 3.9 \text{ m}$
- wysokość zalewu ścieków $h_4 := 4.15 \text{ m}$
- przyjęto obsypkę komory z gruntu piaszczystego $K_1 := 0.5$ $\gamma_1 := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- ciężar objętościowy ścieków $\gamma_2 := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Obciążenia:

- naziom: $p_2 := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot K_1 \cdot 1.2$ $p_2 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- grunt: $q_2 := \gamma_1 \cdot h_3 \cdot K_1 \cdot 1.2$ $q_2 = 46.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- ścieki: $q_3 := \gamma_2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 1.2$ $q_3 = 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Momenty zginające od obciążenia zewnętrznego:

- naziom

Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 12
Krawędzie BC, CD i AD zamocowane
Krawędź AB swobodna
Obciążenie q równomierne w obu kierunkach

Szerokość płyty $a = 5.000 \text{ m}$

Obciążenie obliczeniowe $q = 12.000 \text{ kN/m}^2$ Długość płyty $b = 5.100 \text{ m}$

Wyniki

Moment w środku płyty $M_{x0} = 3.931 \text{ kNm/m}$ $M_{y0} = 8.976 \text{ kNm/m}$
w punkcie H2 $M_{yH2} = 13.424 \text{ kNm/m}$
w punkcie H1 $M_{xH1} = -18.370 \text{ kNm/m}$
w punkcie K $M_{yK} = -19.487 \text{ kNm/m}$
w narożach C i D $M_{yCD} = -25.472 \text{ kNm/m}$

- grunt Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 14
Krawędzie BC, CD i AD zamocowane
Krawędź AB swobodna

Obciążenie równomierne q w kierunku y
Obciążenie trójkątne w kierunku x
malejące od q do zera w stronę krawędzi AB

Szerokość płyty $a = 5.000 \text{ m}$
Obciążenie obliczeniowe $q = 46.800 \text{ kN/m}^2$ Długość płyty $b = 5.100 \text{ m}$

— Wyniki —
Moment w środku płyty $M_{x0} = 10.690 \text{ kNm/m}$ $M_{y0} = 15.485 \text{ kNm/m}$
w punkcie H2 $M_{yH2} = 11.313 \text{ kNm/m}$
w punkcie H1 $M_{xH1} = -41.646 \text{ kNm/m}$
w punkcie K $M_{yK} = -34.329 \text{ kNm/m}$
w narożach C i D $M_{yCD} = -14.830 \text{ kNm/m}$

- suma momentów:

$$\text{W środku płyty: } M_{y0} := 8.976 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 15.485 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad M_{y0} = 24.461 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\text{W punkcie H1: } M_{x1} := -18.370 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} - 41.646 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad M_{x1} = -60.016 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\text{W punkcie K: } M_{y1} := -19.487 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} - 34.329 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad M_{y1} = -53.816 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\text{W punktach CD: } M_{y2} := -25.472 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} - 14.830 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad M_{y2} = -40.302 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Momenty zginające od obciążenia wewnętrznego:

- ścieki

Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 14
Krawędzie BC, CD i AD zamocowane
Krawędź AB swobodna

Obciążenie równomierne q w kierunku y
Obciążenie trójkątne w kierunku x
malejące od q do zera w stronę krawędzi AB

Szerokość płyty $a = 5.000 \text{ m}$
Obciążenie obliczeniowe $q = 49.800 \text{ kN/m}^2$ Długość płyty $b = 5.100 \text{ m}$

— Wyniki —
Moment w środku płyty $M_{x0} = 11.375 \text{ kNm/m}$ $M_{y0} = 16.478 \text{ kNm/m}$
w punkcie H2 $M_{yH2} = 12.038 \text{ kNm/m}$
w punkcie H1 $M_{xH1} = -44.316 \text{ kNm/m}$
w punkcie K $M_{yK} = -36.530 \text{ kNm/m}$
w narożach C i D $M_{yCD} = -15.780 \text{ kNm/m}$

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B30, stal AIII, grubość ściany: 30cm.

+Infra-----+

ZELBET 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA" - 16.04.1996 |
Wymiarowanie wg PN-84/B-03264 |
Zginanie-przekroj podwójnie zbrojony |

+-----+

Klasa betonu B30.0 Moment obliczen. M= 60.016 [kNm]
Wytrzymał. stali Ra= 350 [MPa] Mom.char.długotr.Mkd= 50.014 [kNm]
Szer.przekroju b= 1.000 [m] Mom.char.calkow. Mkc= 50.014 [kNm]
Wys.przekroju h= 0.300 [m] Rozp.obliczen. lo= 5.000 [m]
Szer.g.polki b't= 1.000 [m] Wsp.korekc.betonu mb= 1.00
Grub.g.polki t'= 0.000 [m] Wsp.korekc.stali ma= 1.00
Szer.d.polki bt= 1.000 [m] Wilgotn.srodowiska = 75.00 [%]
Grub.d.polki t= 0.000 [m] Wsp.pelzania Flp= 1.50
Odl.zbroj.rozciag. a= 0.0400 [m] Czas.obciazenia t= 3600 [dni]
Odl.zbroj.scisk. a'= 0.0400 [m] Wsp.ugiecia ALFAk= 1.00

W Y N I K I : Zbrojenie w [cm²] :

Obliczone: Przyjete:
Mom.rys. [kNm]: Fac(min)= 2.60 Fac= 3.08
Mfp= 50.249 Fa = 7.79 Fa = 9.24 = 6 φ14
El.niezarysowany Mmax [kNm] = 71.119
af[mm] = 0.000 Fa/(b*ho)*100 [%] = 0.355

Przyjęto zbrojenie pionowe obustronne φ12 co 16cm.

+Infra-----+

ZELBET 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA" - 16.04.1996 |
Wymiarowanie wg PN-84/B-03264 |
Zginanie-przekroj podwójnie zbrojony |

+-----+

Klasa betonu B30.0 Moment obliczen. M= 53.816 [kNm]
Wytrzymał. stali Ra= 350 [MPa] Mom.char.długotr.Mkd= 44.847 [kNm]
Szer.przekroju b= 1.000 [m] Mom.char.calkow. Mkc= 44.847 [kNm]
Wys.przekroju h= 0.300 [m] Rozp.obliczen. lo= 5.100 [m]
Szer.g.polki b't= 1.000 [m] Wsp.korekc.betonu mb= 1.00
Grub.g.polki t'= 0.000 [m] Wsp.korekc.stali ma= 1.00
Szer.d.polki bt= 1.000 [m] Wilgotn.srodowiska = 75.00 [%]
Grub.d.polki t= 0.000 [m] Wsp.pelzania Flp= 1.50
Odl.zbroj.rozciag. a= 0.0400 [m] Czas.obciazenia t= 3600 [dni]
Odl.zbroj.scisk. a'= 0.0400 [m] Wsp.ugiecia ALFAk= 1.00

W Y N I K I : Zbrojenie w [cm²] :

Obliczone: Przyjete:
Mom.rys. [kNm]: Fac(min)= 2.60 Fac= 3.39 = 7 φ12
Mfp= 49.600 Fa = 6.99 Fa = 7.92
El.niezarysowany Mmax [kNm] = 60.959
af[mm] = 0.000 Fa/(b*ho)*100 [%] = 0.304

Przyjęto zbrojenie poziome obustronne φ12 co 14cm.

2. Płyta dna

Obciążenia:

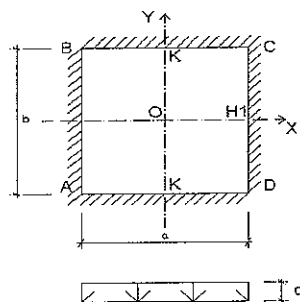
$$\text{- z pomostu: } q_1 := \frac{2 \cdot 5.149 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5 \text{ m}}{5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}} \quad q_1 = 2.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{na m}^2 \text{ płyty})$$

$$\text{- ściany żelbetowe: } q_3 := \frac{(4.5 \text{ m} + 0.3 \text{ m} + 0.3 \text{ m} + 4.5 \text{ m}) \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.1}{5.1 \text{ m} \cdot 5.1 \text{ m}}$$

$$q_3 = 30.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- obciążenie sumaryczne: } q_4 := q_1 + q_3 \quad q_4 = 32.509 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Przyjęto schemat płyty jednoprzęsłowej zamocowanej na krawędziach w ścianach podłużnych.



Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 6
Wszystkie krawędzie zamocowane
Obciążenie q równomierne w obu kierunkach

Szerokość płyty $a = 5.100 \text{ m}$
Obciążenie obliczeniowe $q = 32.509 \text{ kN/m}^2$ Długość płyty $b = 5.100 \text{ m}$

— Wyniki —
Moment w środku płyty $M_{x0} = 17.135 \text{ kNm/m}$ $M_{y0} = 17.388 \text{ kNm/m}$
w punkcie H $M_{xH} = -42.501 \text{ kNm/m}$
w punkcie K $M_{yK} = -42.800 \text{ kNm/m}$

Wymiarowanie:

Przyjęto grubość płyty $h_4 := 30 \text{ cm}$

Maksymalny moment zginający podporowy: $M_4 := 42.800 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Przyjęto beton B30, stal AIII.

grubość płyty: $h_4 := 0.30 \text{ m} - 0.05 \text{ m}$ szerokość płyty: $b_4 := 1 \text{ m}$

$$A_4 := \frac{M_4}{b_4 \cdot h_4^2} \quad A_4 = 684.8 \quad \mu_4 := 0.24 \%$$

$$F_{a1} := \frac{\mu_4 \cdot b_4 \cdot h_4}{100} \quad F_{a1} = 6 \text{ cm}^2$$

Przyjęto $\phi 12$ co 16 cm (7.07 cm^2) w obu kierunkach.

Maksymalny moment zginający przęsłowy: $M_5 := 17.388 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$


$$A_5 := \frac{M_5}{b_4 h_4^2} \quad A_5 = 278.208 \quad \mu_5 := 0.2 \quad \%$$

$$F_{a1} := \frac{\mu_5 b_4 h_4}{100} \quad F_{a1} = 5 \text{ cm}^2$$

Przyjęto $\phi 12$ co 16cm (7.07cm²) w obu kierunkach.

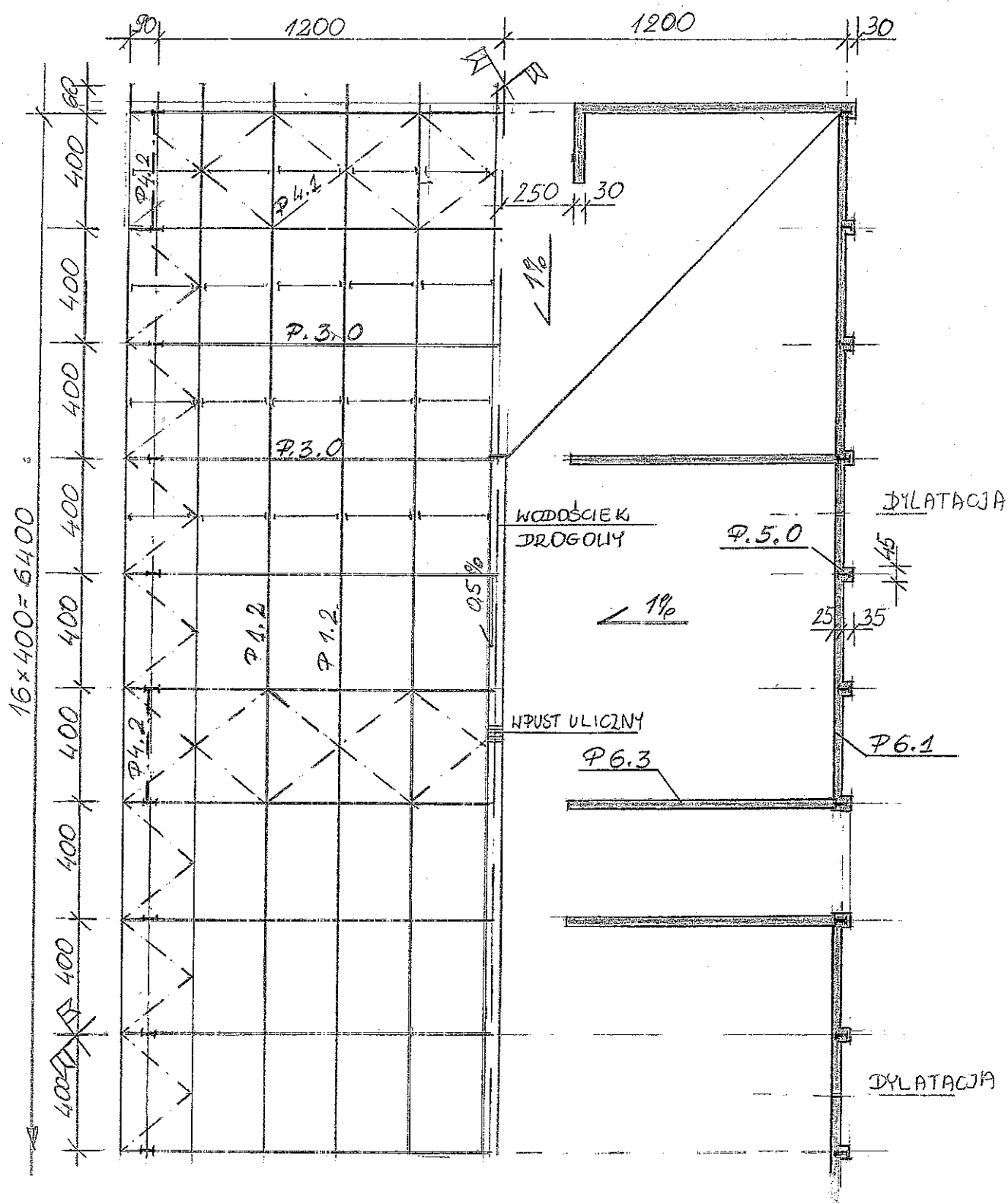
Koniec obliczeń do ob.26.

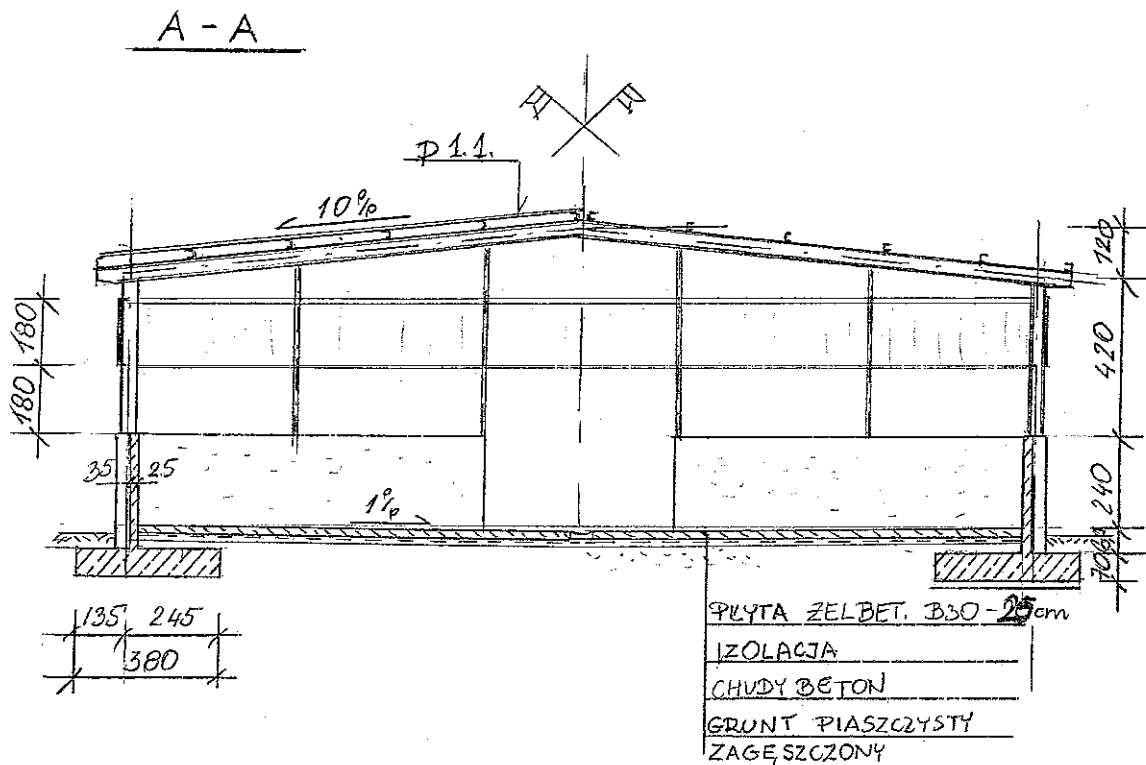
Sprawdził
inż. Jerzy Jaracz
uprawniony do projektowania
konstrukcji architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

Sporządził

mgr inż. Elżbieta Choińska
upr. budowl. nr Wa-165/90
specjalność konstrukcyjno-budowlana
w zakresie projektowania
(Dz. U. Nr 38 poz. 229)

OB. 29 MAGAZYN OSADU ODWODNIONEGO

OBLICZENIA STATYCZNE str. 27





1. DACH

1.1 Przekrycie

Przyjęto blachę trapezową na płatwiach stalowych w rozstawie 2,55 m.

kąt nachylenia połaci dachowej wynosi 5,7 stopnia

$$\alpha_0 := 5.7$$

$$\alpha_1 := \frac{\pi \alpha_0}{180}$$

$$\cos(\alpha_1) = 1$$

$$\sin(\alpha_1) = 0.1$$

Obciążenia

charakterystyczne

obliczeniowe

- blacha trapezowa :

$$g_1 := 0.1 \cos(\alpha_1)$$

$$g_{11} := g_1 \cdot 1.2$$

$$g_{11} = 0.12$$

$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- obc. śniegiem (II strefa) :

$$p_1 := 0.9 \cdot 0.8 \cdot 1.2 \cos(\alpha_1)$$

$$p_{11} := p_1 \cdot 1.5$$

$$p_{11} = 1.29$$

$\frac{\text{m}^2$

- obc. wiatrem (I strefa
wg nowej normy) :

$$qk_1 := 0.3 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

teren niezabudowany - współczynnik ekspozycji

$$C_{e1} := 1.0$$

konstrukcja wiaty jest niepodatna na dynamiczne działanie wiatru gdyż:

$$I_1 := 0.1 \left(\frac{6.0}{\sqrt{60.0}} \right) \quad I_1 = 0.08$$

Logarytmiczny dekrement tłumienia drgań = 0,6 dla ramy
spawanej stąd współczynnik działania porywów wiatru (pkt 5.1)

$$\beta_1 := 1.8$$

Współczynnik aerodynamiczny wg Z1-9 : połac nawietrzna -

$$C_1 := 1 + 0.04 \cdot \alpha_0$$

$$C_1 = 1.23$$

połac zawietrzna -

$$C_2 := 0.9$$

$$p_2 := qk_1 \cdot C_{e1} \cdot C_1 \cdot \beta_1$$

$$p_{12} := p_2 \cdot 1.5$$

$$p_{12} = 0.99$$

$$p_3 := qk_1 \cdot C_{e1} \cdot C_2 \cdot \beta_1$$

$$p_{13} := p_3 \cdot 1.5$$

$$p_{13} = 0.73$$

- suma obc.

$$q_1 := g_1 + p_2 + p_1$$

$$q_1 = 1.62$$

$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$q_{11} := g_{11} + p_{11} + p_{12}$$

$$q_{11} = 2.4$$

$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przyjęto blachę TR50/260, gr. 0,88 mm. Dla schematu belki trójprzęsłowej $l=2,75$, strzałki ugięcia $f=1/200$, obciążenie graniczne wg tabeli producenta wynosi $q=2,62 \text{ kN/m}^2$.

1.2 Płatwie

Rozstaw płatwi $l_1 := 2.55 \text{ m}$ Rozstaw ram $L_1 := 4.0 \text{ m}$

Obciążenia stałe

- blacha $g_2 := g_{11} l_1$

- c. wł. belki $g_3 := 0.2 \cdot 1 \cdot 1$

- suma obc. $g_4 := g_2 + g_3 \quad g_4 = 0.52$

zmienne

$q_2 := (p_{11} + p_{12}) l_1 \quad q_2 = 5.82 \text{ kN/m}$

Przyjęto belkę pięcioprzęsłową -

$M_1 := (0.096 g_4 + 0.11 q_2) \cdot (L_1)^2 \quad M_1 = 11.06 \text{ kNm}$

$M_{x_1} := M_1 \cdot 0.995 \quad M_{x_1} = 11 \text{ kNm}$

$M_{y_1} := M_1 \cdot 0.0995 \quad M_{y_1} = 1.1 \text{ kNm}$

Wymiarowanie :

Przyjęto C 180p $W_{x_1} := 143 \text{ cm}^3$ $W_{y_1} := 21.5 \text{ cm}^3$ $J_{x_1} := 1290 \text{ cm}^4$ Stal St3SX $f_d := 215 \text{ MPa}$

Przyjęto stężenie płatwi w połowie rozpiętości. Ze względu na wymiarowanie płatwi na dwukierunkowe zginanie, nie sprawdza się jej na możliwość utraty stateczności płaskiej postaci zgięcia ściskanych części pasów (wg "Konstrukcje stalowe hal" I. Krzyśpiak Wyd. Arkady 1976 r - str 38.)

$MR_x := W_{x_1} \cdot 0.215 \quad MR_x = 30.75 \text{ kNm}$

$MR_y := 1.0 \cdot W_{y_1} \cdot 0.215 \quad MR_y = 4.62 \text{ kNm}$

$$\frac{M_{x_1}}{MR_x} + \frac{M_{y_1}}{MR_y} = 0.6 < 1$$

Ugięcie $E_1 := 2.1 \cdot 10^6$

$$f_{dop} := \frac{L_1 \cdot 10^2}{200} \quad f_{dop} = 2 \text{ cm}$$

$$f_1 := \frac{5 M_{x_1} \cdot (L_1)^2 \cdot 10^8}{48 E_1 \cdot J_{x_1} \cdot 1.2}$$

$$f_1 = 0.56 \text{ cm} < f_{dop}$$

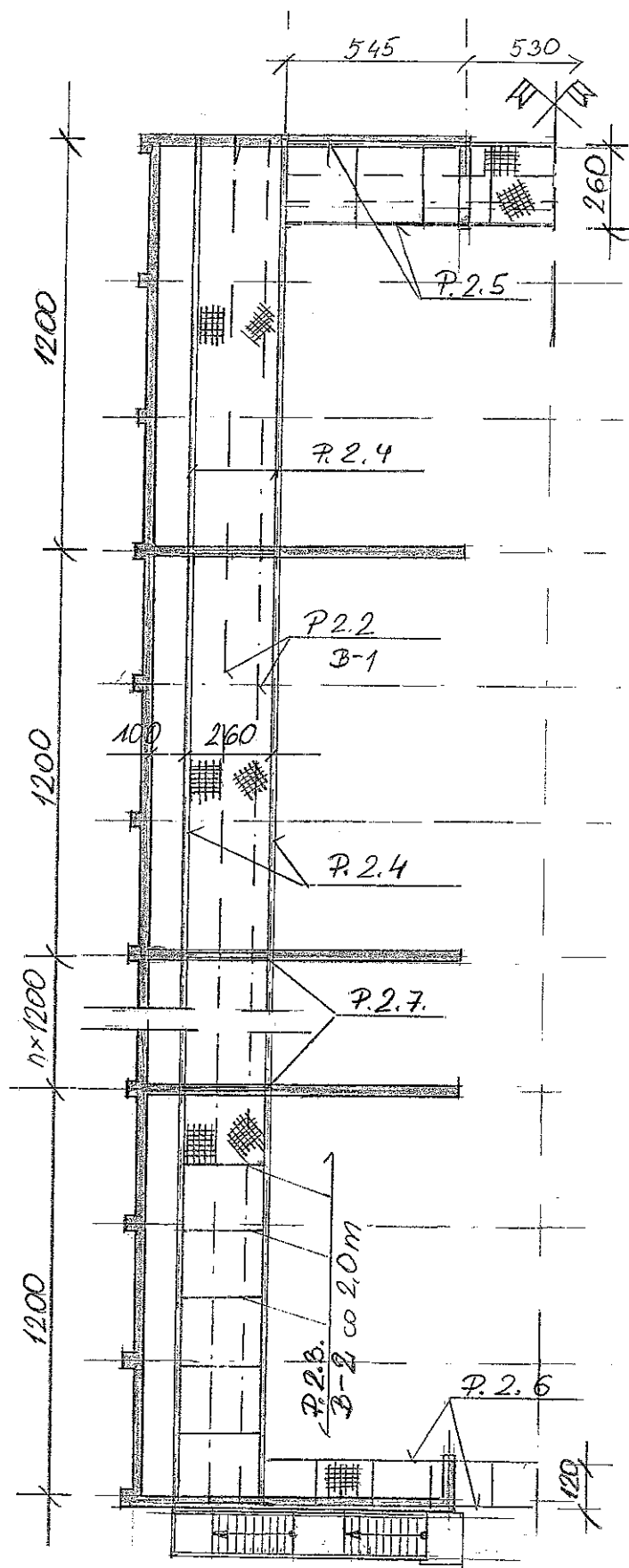
2.0 KONSTRUKCJA WSPORCZA PRZENOŚNIKÓW TAŚMOWYCH

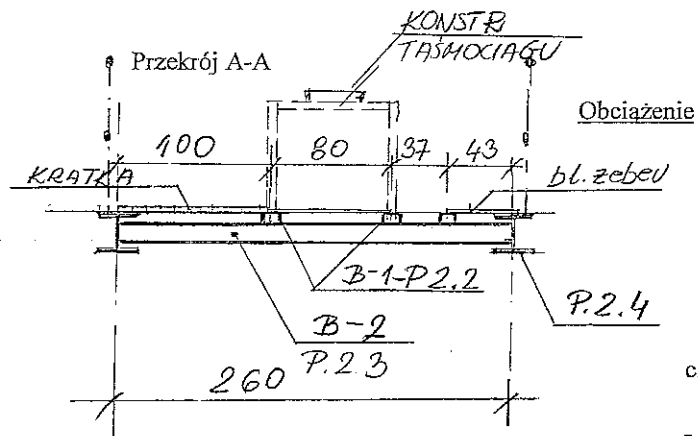
Na poziomie + 4,2 projektuje się konstrukcję stalową opartą na ścianach żelbetowych wewnętrznych. Obciążenie stanowią przenośniki taśmowe z osadem i pomost obsługowy.

2.1 Przykrycie

Przykrycie stanowią kratki pomostowe i blacha żeberkowa. Przyjęto kratki z płaskownika 40x2, oczka 34,3 x 25,4. W miejscu oparcia przenośników taśmowych będą belki stalowe podłużne oparte na belkach poprzecznych mocowanych do belek nośnych pomostów podłużnych.

RZUT W POZ.+4.48
KONSTR. USTPORCZA PRZENOŚNIKÓW





Wg inform mechanika inż. Szczepanika obc. od przenośnika wraz z osadem wynosi 140 kg/mb

	$q_3 := 1.4 \cdot 1.4$	$q_3 = 1.96$	kN/m
c. kratki	$g_5 := 0.4 \cdot 1.1$	$g_5 = 0.44$	kN/m ²
barierka	$g_6 := 0.12 \cdot 1.1$	$g_6 = 0.13$	kN/m
c. bl. żeberkowej	$g_7 := 0.43 \cdot 1.1$	$g_7 = 0.47$	kN/m ²
- obc. użytkowe	$p_4 := 2.0 \cdot 1.4$	$p_4 = 2.8$	kN/m ²

Siła skupiona od przemieszczającego się pług $P_1 := 1.2 \cdot 1.4$ $P_1 = 1.68$

2.2 Belki podłużne B-1 - podpierające konstrukcje taśmociągu

Przyjęto schemat belki czteroprzęsłowej o rozpiętości przęsła $l_2 := 2.0$ m

Obciążenia dla belki

Siła skupiona w połowie rozpiętości $P_2 := (q_3 \cdot l_2 + P_1) \cdot 0.5$ $P_2 = 2.8$ kN

Obciążenie ciągłe $q_4 := 0.11 \cdot 1.1 + (g_5 + p_4) \cdot 0.95 \cdot 0.5 + g_7 \cdot 0.9 \cdot 0.5$ $q_4 = 1.87$ kN/m

Max moment zginający $M_2 := 0.121 \cdot q_4 \cdot (l_2)^2 + P_2 \cdot l_2 \cdot 0.181$ $M_2 = 1.92$ kNm

Max reakcja podp. $R_2 := 0.5 \cdot q_4 \cdot l_2 + P_1 \cdot 0.5$ $R_2 = 0.84$ kN

Wymiarowanie :

Przyjęto C120 poziomo $W_{x_2} := 11.1$ cm³ $J_{x_2} := 43.2$ Stal St3SX $f_d := 215$ MPa

$MR_{x_2} := W_{x_2} \cdot 0.215$ $MR_{x_2} = 2.39$

$$\frac{M_2}{MR_{x_2}} = 0.8 < 1$$

Ugięcie

$$E_1 := 2.1 \cdot 10^6 \quad f_{dop} := \frac{l_2 \cdot 10^2}{200} \quad f_{dop} = 1 \quad \text{cm}$$

$$f_2 := \frac{5 M_2 (l_2)^2 \cdot 10^8}{48 E_1 J_{x_2} \cdot 1.35} \quad f_2 = 0.65 \quad \text{cm} < f_{dop}$$

2.3 Belki poprzeczne B-2 - podpierające belki B-1

Przyjęto schemat belki jednoprzęsłowej o rozpiętości przęsła $l_3 := 2.6$ m

Obciążenia dla belki

Siła skupiona od knstr. taśmociągu $P_2 = 2.8$ kN

Siła skupiona od belki B-1 $P_3 := q_4 \cdot l_2$ $P_3 = 3.75$

c. wł belki $g_8 := 0.2 \cdot 1.1$ $g_8 = 0.22$ kN/m

Max moment zginający $M_3 := 0.125 \cdot g_8 \cdot (l_3)^2 + (P_2 + P_3) \cdot 0.96$ $M_3 = 6.47$ kNm

Wymiarowanie :

Przyjęto C120 pionowo $W_{x_3} := 60.7$ cm³ $J_{x_2} := 364$ Stal St3SX $f_d := 215$ MPa

$$\lambda_3 := 0.045 \sqrt{\frac{100 \cdot 12 \cdot 215}{5.5 \cdot 0.9 \cdot 215}} \quad \lambda_3 = 0.7 \quad \text{---} \quad \psi l_3 := 0.744$$

$$MR_{x_3} := W_{x_3} \cdot 0.215 \quad MR_{x_3} = 13.05$$

$$MR_{x_2} := 1.07 \cdot W_{x_2} \cdot 0.215 \quad MR_{x_2} = 2.55$$

$$\frac{M_3}{\psi l_3 \cdot MR_{x_3}} + 0.1 = 0.77 < 1$$

2.4 Belki nośne podłużne

Obciążenia dla belki

$$\text{c. kratki} \quad g_9 := g_5 \cdot 0.95 \quad g_9 = 0.42 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{c. bl. zeberkowej} \quad g_{10} := g_7 \cdot 0.84 \cdot 0.5 \quad g_{10} = 0.2$$

$$\text{c. belki + podkonstrukcji} \quad g_{11} := 0.9 \cdot 1.1 \quad g_{11} = 0.99$$

$$\text{- obc. przenośnikiem z osadem} \quad q_5 := q_3 \cdot 0.5 \quad q_5 = 0.98$$

$$\text{- obc. użytkowe} \quad p_5 := p_4 \cdot 0.95 \quad p_5 = 2.66$$

$$q_6 := g_9 + g_{10} + g_{11} + q_5 + p_5 \quad q_6 = 5.25 \quad \text{kN/m}$$

Schemat

Przyjęto belkę wolnopodpartą o rozpiętości przęsła 12,0 m $L_2 := 12.0 \quad \text{m}$

$$\text{Max moment zginający} \quad M_4 := 0.125 \cdot q_6 \cdot (L_2)^2 + P_1 \cdot L_2 \cdot 0.25 \quad M_4 = 99.48 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Max reakcja podp.} \quad R_4 := 0.5 \cdot q_6 \cdot L_2 + P_1 \cdot 0.5 \quad R_4 = 32.32 \quad \text{kN}$$

Wymiarowanie :

$$\text{Przyjęto I 260 HEA} \quad W_{x_4} := 836 \quad \text{cm}^3 \quad J_{x_4} := 10450 \quad \text{Stal St3SX} \quad f_d := 205 \quad \text{MPa}$$

Przyjęto stężenia belek w poziomie górnego pasa co 2,0 m

$$\lambda_4 := 0.045 \sqrt{\frac{200 \cdot 25 \cdot 215}{26 \cdot 1.25 \cdot 215}} \quad \lambda_4 = 0.56 \quad \text{---} \quad \psi l_4 := 0.895$$

$$MR_{x_4} := 1.07 \cdot W_{x_4} \cdot 0.215 \quad MR_{x_4} = 192.32$$

$$\frac{M_4}{\psi l_4 \cdot MR_{x_4}} + 0.1 = 0.68 < 1$$

Ugięcie

$$E_1 := 2.1 \cdot 10^6$$

$$f_{dop} := \frac{L_2 \cdot 10^2}{200} \quad f_{dop} = 6 \quad \text{cm}$$

$$f_4 := \frac{5 \cdot M_4 \cdot (L_2)^2 \cdot 10^8}{48 \cdot E_1 \cdot J_{x_4} \cdot 1.35}$$

$$f_4 = 5.04 \quad \text{cm} < f_{dop}$$

2.5 Belki nośne z przenośnikiem nad wjazdemObciążenia dla belki wg poz 2.2SchematPrzyjęto belkę wolnopodpartą o rozpiętości przęsła 5,7 m $L_3 := 5.45$ mMax moment zginający $M_5 := 0.125 q_6 (L_3)^2 + P_1 L_3 \cdot 0.25$ $M_5 = 21.77$ kNmMax reakcja podp. $R_5 := 0.5 q_6 L_3 + P_1 \cdot 0.5$ $R_5 = 15.14$ kNWymiarowanie :Przyjęto I 200 $W_{x_5} := 214$ cm³ $J_{x_5} := 2140$ Stal St3SX $f_d := 205$ MPa

Przyjęto stężenia belek w poziomie górnego pasa co 2,0 m

$$\lambda_5 := 0.045 \sqrt{\frac{200 \cdot 20 \cdot 215}{9.0 \cdot 1.13 \cdot 205}} \quad \lambda_5 = 0.91 \quad \psi \lambda_5 := 0.714$$

$$MR_{x_5} := 1.07 \cdot W_{x_5} \cdot 0.215 \quad MR_{x_5} = 49.23$$

$$\frac{M_5}{\psi \lambda_5 \cdot MR_{x_5}} + 0.1 = 0.72 < 1$$

Ugięcie

$$E_1 := 2.1 \cdot 10^6$$

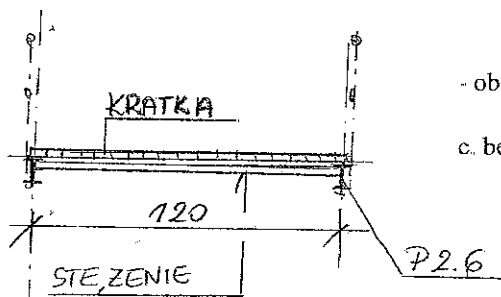
$$f_{dop} := \frac{L_3 \cdot 10^2}{200} \quad f_{dop} = 2.73 \text{ cm}$$

$$f_5 := \frac{5 M_5 (L_3)^2 \cdot 10^8}{48 E_1 J_{x_5} \cdot 1.35}$$

$$f_5 = 1.11 \text{ cm} < f_{dop}$$

2.6 Belki pomostu poprzecznego bez przenośnika

Przekrój pomostu

Obciążenia dla belkic. kratki pomost. $g_{12} := g_5 \cdot 1.2 \cdot 0.5$ $g_{12} = 0.26$ kN/m- obc. użytkowe pomostu $p_6 := p_4 \cdot 1.2 \cdot 0.5$ $p_6 = 1.68$ c. belki + podkonstrukcji $g_{13} := 0.4 \cdot 1.1$ $g_{13} = 0.44$

$$q_7 := g_{12} + g_{13} + p_6 \quad q_7 = 2.38 \text{ kN/m}$$
SchematPrzyjęto belkę wolnopodpartą o rozpiętości przęsła 5,7 m $L_3 := 5.7$ mMax moment zginający $M_6 := 0.125 q_7 (L_3)^2$ $M_6 = 9.68$ kNmMax reakcja podp. $R_6 := 0.5 q_7 L_3$ $R_6 = 6.79$ kNWymiarowanie :Przyjęto I 180 $W_{x_6} := 161$ cm³ $J_{x_6} := 1450$ Stal St3SX $f_d := 205$ MPa

Przyjęto stężenia belek w poziomie górnego pasa co 2,0 m

$$\lambda_6 := 0.045 \sqrt{\frac{200 \cdot 18 \cdot 215}{8.2 \cdot 1.04 \cdot 205}} \quad \lambda_6 = 0.95 \quad \psi \lambda_6 := 0.681$$

$$MR_{x_6} := 1.07 \cdot W_{x_6} \cdot 0.215 \quad MR_{x_6} = 37.04$$

$$\frac{M_6}{\psi_{l_6} \cdot MR_{x_6}} + 0.1 = 0.48 < 1$$

Ugięcie

$$E_1 := 2.1 \cdot 10^6$$

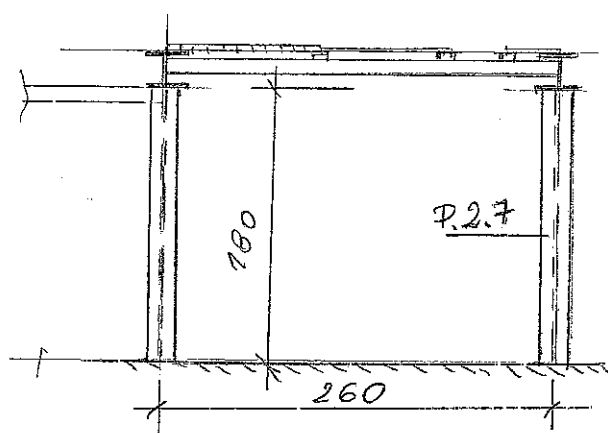
$$f_{dop} := \frac{L_3 \cdot 10^2}{200} \quad f_{dop} = 2.85 \quad \text{cm}$$

$$f_5 := \frac{5 \cdot M_6 \cdot (L_3)^2 \cdot 10^8}{48 \cdot E_1 \cdot J_{x_6} \cdot 1.35}$$

$$f_5 = 0.8 \quad \text{cm} < f_{dop}$$

2.7 Podpory belek podłużnych

Schemat

Obciążenia

$$\text{Siła pionowa wg poz. 2.2} \quad Q_1 := 2 \cdot R_4 \quad Q_1 = 64.64 \quad \text{kN}$$

$$\text{Ciężar słupa} \quad G_1 := 0.5 \cdot 1.8 \cdot 1.1 \quad G_1 = 0.99$$

$$N_7 := Q_1 + G_1 \quad N_7 = 65.63$$

Siła pozioma od przesuwu belki na skutek różnicy temp.

$$\text{Współcz. tarcia stali przy płaskich powierzchniach} \quad \mu_1 := 0.3$$

Dla słupów środkowych wobec równych przęseł siły poziome będą się znosić. Dla słupa skrajnego siła pozioma wynosi:

$$H_1 := \mu_1 \cdot R_4 \quad H_1 = 9.7 \quad \text{kN}$$

$$\text{Moment od siły poziomej} \quad M_7 := H_1 \cdot 1.8 \quad M_7 = 17.45 \quad \text{kNm}$$

Wymiarowanie

$$\text{Przyjęto I HEA 200} \quad F_7 := 53.8 \quad \text{cm}^2 \quad W_{x_7} := 133.6 \quad \text{cm}^3 \quad J_{x_7} := 3692 \quad \text{cm}^4 \quad i_{x_7} := 8.0 \quad i_{y_7} := 5.0 \quad \text{cm}$$

$$\text{Dla belki} \quad J_{x_8} := 10450$$

$$\text{Sztynności węzłów} \quad K_{c_1} := \frac{J_{x_7}}{180} \quad K_{c_1} = 20.51 \quad K_{og_1} := 0.5 \cdot \frac{J_{x_8}}{1200} \quad K_{og_1} = 4.35$$

$$Kod_1 := K_{c_1} \quad \kappa_1 := \frac{K_{c_1}}{K_{c_1} + K_{og_1}} \quad \kappa_2 := \frac{K_{c_1}}{K_{c_1} + Kod_1} \quad \kappa_1 = 0.82 \quad \kappa_2 = 0.5 \quad \text{--- wg Z1-3} \quad \mu_1 := 1.9$$

$$\lambda_{x_7} := \frac{\mu_1 \cdot 180}{i_{x_7}} \quad \lambda_{x_7} = 42.75 \quad \lambda_{y_7} := \frac{1.0 \cdot 180}{i_{y_7}} \quad \lambda_{y_7} = 36 \quad \lambda_p := 84 \cdot \sqrt{\frac{215}{205}}$$

$$\frac{\lambda_{x_7}}{\lambda_p} = 0.5 \quad \text{--- wg krzyw. b} \quad \psi_7 := 0.937 \quad \lambda_7 := 0.045 \cdot \sqrt{\frac{180 \cdot 25 \cdot 205}{26 \cdot 1.25 \cdot 215}} \quad \lambda_7 = 0.52 \quad \psi_{l_7} := 0.918$$

$$NR_{c_7} := F_7 \cdot 20.5 \quad NR_{c_7} = 1.1 \cdot 10^3 \quad \text{kN} \quad MR_{x_7} := 1.07 \cdot W_{x_7} \cdot 0.205 \quad MR_{x_7} = 29.31 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{N_7}{\psi_7 \cdot NR_{c_7}} + \frac{M_7}{\psi_{l_7} \cdot MR_{x_7}} + 0.1 = 0.81 < 1$$

3.0 RAMY

3.1 Rama pośrednia

Obciążenia:

A. Ciężar dachu - płatew pośrednia $Pk_1 := g_4 L_1$ $Pk_1 = 2.1$ kN

- płatew skrajna $Pk_2 := 0.7 Pk_1$ $Pk_2 = 1.47$ kN

- płatew środkowa $Pk_3 := (g_{11} \cdot 2.75 + 2 g_3) L_1$ $Pk_3 = 12.65$ kN

B. Obciążenie śniegiem - płatew pośrednia $Sk_1 := p_{11} l_1 L_1$ $Sk_1 = 13.15$ kN

- płatew skrajna $Sk_2 := 0.7 Sk_1$ $Sk_2 = 9.21$ kN

- płatew środkowa $Sk_3 := p_{11} \cdot 2.75 L_1$ $Sk_3 = 14.19$ kN

C. Obciążenie wiatrem - połacie zewnętrzne

- płatew pośrednia $Wk_1 := p_{12} l_1 L_1$ $Wk_1 = 10.15$ kN

- płatew skrajna $Wk_2 := Wk_1 \cdot 0.7$ $Wk_2 = 7.1$ kN

- płatew środkowa $Wk_3 := Wk_1 \cdot 0.55$ $Wk_3 = 5.58$ kN

D. Obciążenie wiatrem - połacie wewnętrzne

- płatew pośrednia $Zk_1 := -p_{13} l_1 L_1$ $Zk_1 = -7.44$ kN

- płatew skrajna $Zk_2 := Zk_1 \cdot 0.7$ $Zk_2 = -5.21$ kN

- płatew środkowa $Zk_3 := Zk_1 \cdot 0.55$ $Zk_3 = -4.09$ kN

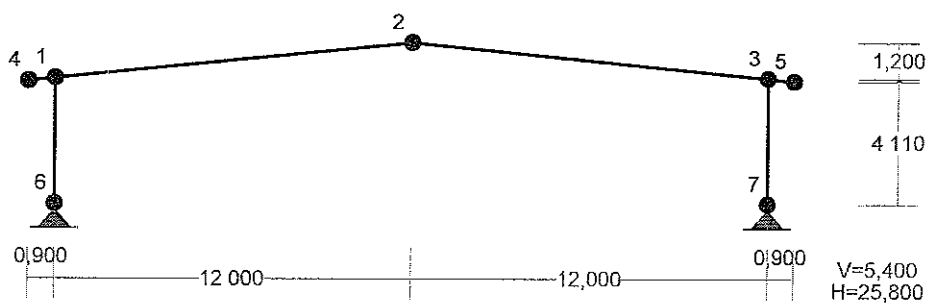
W. Obciążenie wiatrem - osłona pionowa

- od wiatru I strefa parcie współ. aerodynamiczny $C_3 := 0.7$

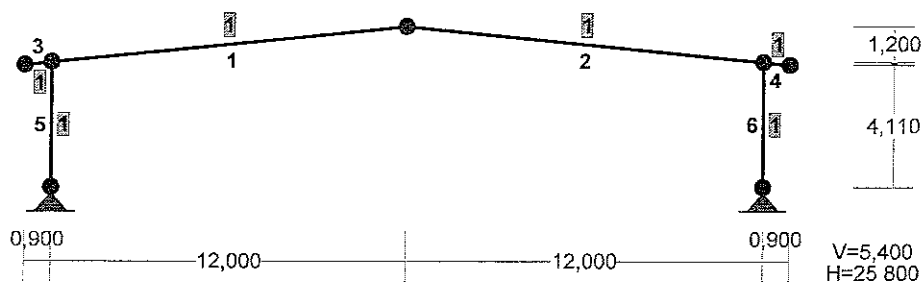
$s_1 := q k_1 C_{e1} C_3 \beta_1 1.5$ $s_1 = 0.57$ $\frac{kN}{m^2}$

- obc. słupa $w_1 := s_1 L_1$ $w_1 = 2.27$ $\frac{kN}{m}$

(PLK SKŁOSADZ)
WEZŁY



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PREŁY UKŁADU:

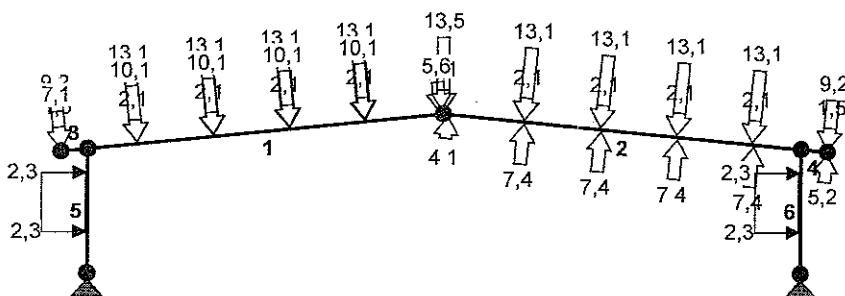
Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	12,000	1,200	12,060	1,000	1 I 450 HEA
2	00	2	3	12,000	-1,200	12,060	1,000	1 I 450 HEA
3	00	1	4	-0,900	-0,090	0,904	1,000	1 I 450 HEA
4	00	3	5	0,900	-0,090	0,904	1,000	1 I 450 HEA
5	00	1	6	0,000	-4,200	4,200	1,000	1 I 450 HEA
6	00	3	7	0,000	-4,200	4,200	1,000	1 I 450 HEA

WIEKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	178,0	63720	9465	2896	2896	44,0	2 Stal St3

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: $([kN], [kNm], [kN/m])$

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (lg):	P2 (Id):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A	"Ciężar dachu"		Stałe	γf= 1,00	
1	Skupione	5,7	2,10		1,66	
1	Skupione	5,7	2,10		4,22	
1	Skupione	5,7	2,10		6,78	
1	Skupione	5,7	2,10		9,34	
1	Skupione	0,0	3,07		12,06	
2	Skupione	-5,7	2,10		2,72	
2	Skupione	-5,7	2,10		5,28	
2	Skupione	-5,7	2,10		7,84	
2	Skupione	-5,7	2,10		10,40	
3	Skupione	5,7	1,47		0,90	
4	Skupione	-5,7	1,47		0,90	

Grupa: B "Obs. śniegiami"	Zmienne	γf= 1,00
1 Skupione 5,7 13,15		1,66
1 Skupione 5,7 13,15		4,22
1 Skupione 5,7 13,15		6,78

1	Skupione	5,7	13,15	8,18
1	Skupione	5,7	13,15	9,34
1	Skupione	0,0	13,50	12,06
2	Skupione	-5,7	13,15	2,72
2	Skupione	-5,7	13,15	5,28
2	Skupione	-5,7	13,15	7,84
2	Skupione	-5,7	13,15	10,40
3	Skupione	5,7	9,21	0,90
4	Skupione	-5,7	9,21	0,90

Grupa: C "Obc. wiatrem"

Zmienne $\gamma_f = 1,00$

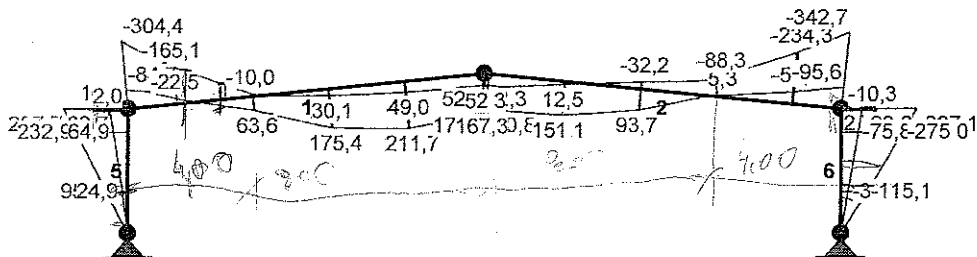
1	Skupione	5,7	10,15	1,67
1	Skupione	5,7	10,15	4,24
1	Skupione	5,7	10,15	6,81
1	Skupione	5,7	10,15	9,39
1	Skupione	5,7	5,58	11,96
2	Skupione	174,3	7,44	10,45
2	Skupione	174,3	7,44	7,88
2	Skupione	174,3	7,44	5,31
2	Skupione	174,3	7,44	2,73
2	Skupione	174,3	4,09	0,16
3	Skupione	5,7	7,10	0,90
4	Skupione	174,3	5,20	0,90

Grupa: W "wiatr na osłonę"

Zmienne $\gamma_f = 1,00$

5	Liniowe	90,0	2,27	2,27	0,80	2,80
6	Liniowe	90,0	2,27	2,27	0,80	2,80

MOMENIY-OBWIEDNIE:

SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:
1 9,340	211,8*	12,5	-79,5	ABCW
9,340	211,8*	-2,8	-79,5	ABCW
0,000	-304,4*	103,8	-81,0	ABC
0,000	-304,4	103,8*	-81,0	ABC
12,060	52,3	-1,7	-23,2*	AW
0,000	-304,4	103,8	-81,0*	ABC
2 0,000	170,8*	-23,1	-83,6	ABCW
12,060	-342,7*	-68,7	-85,5	ABCW
12,060	-296,7	-80,2*	-77,6	AB
0,000	52,3	0,8	-23,3*	A
12,060	-342,7	-68,7	-85,5*	ABCW
3 0,000	16,7*	-19,2	0,1	ABC
0,904	0,0*	-17,8	0,0	ABC
0,000	16,7	-19,2*	0,1	ABC
0,000	16,7	-19,2	0,1*	ABCW
0,904	0,0	-1,5	0,0*	AW
4 0,000	2,7*	-2,3	0,1	AC
0,000	-10,3*	12,1	0,1	AB
0,000	-10,3	12,1*	0,1	AB
0,000	-10,3	12,1	0,1*	AB
0,904	-0,0	-3,7	-0,0*	AC
5 0,000	287,7*	-68,5	-130,5	ABC
4,200	-0,0*	-68,5	-136,9	ABC
0,000	287,7	-68,5*	-130,5	ABC
4,200	-0,0	-68,5*	-136,9	ABC
0,000	82,7	-22,3	-30,4*	AW
4,200	-0,0	-68,5	-136,9*	ABC
6 4,200	-0,0*	68,2	-106,0	AB

0,000	-337,1*	77,7	-83,7	ABCW
4,200	0,0	82,2*	-90,1	ABCW
2,800	-115,1	82,2*	-88,0	ABCW
0,000	-133,4	31,8	-14,5*	AC
4,200	-0,0	68,2	-106,0*	AB

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
6	68,5*	136,9	153,1		ABC
	17,8*	36,8	40,9		AW
	68,5	136,9*	153,1		ABC
	17,8	36,8*	40,9		AW
	68,5	136,9	153,1*		ABC
7	-22,3*	37,7	43,8		A
	-82,2*	90,1	122,0		ABCW
	-68,2	106,0*	126,0		AB
	-31,8	21,0*	38,1		AC
	-68,2	106,0	126,0*		AB

PRZEMIESZCZENIA - WARTOŚCI EKSTREMALNE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	Ux[m]:	Uy[m]:	Wypadkowe[m]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00861			AC
		0,00015		ABC
			0,00861	AC
2	0,01268			ABCW
		0,05682		ABCW
			0,05822	ABCW
3	0,01807			ABCW
		0,00012		AB
			0,01807	ABCW
4	0,00834			AC
		0,00401		ABCW
			0,00876	AC
5	0,01801			ABCW
		0,00155		AB
			0,01802	ABCW
6	0,00000			ABC
		0,00000		ABC
			0,00000	
7	0,00000			ABCW
		0,00000		AB
			0,00000	

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Przekrój:Pręt:	Warunek:	Wykorzystanie:	Kombinacja obc.
1	1 Śc.zg. (58)	60,1%	ABC
	2 Śc.zg. (58)	67,0%	ABCW
	3 Napręż. (1)	3,9%	ABCW
	4 Napręż. (1)	2,4%	AB
	5 Śc.zg. (58)	53,7%	ABC
	6 Śc.zg. (58)	60,4%	ABCW

Wymiarowanie

Słupy max. mom. zginający - $M_y := 337.7 \text{ kNm}$ cm^3

siła ściskająca - $N_y := 83.7 \text{ kN}$

Przyjęto I HEA 450 $F_y := 178 \text{ cm}^2$ $W_{x_y} := 2896.4$ $I_{x_y} := 63720 \text{ cm}^4$ $i_{x_y} := 18.9$ $i_{y_y} := 7.3 \text{ cm}$

$$\text{Sztywności węzłów} \quad Kc_1 := \frac{Ix_7}{420} \quad Kc_1 = 151.71 \quad Kog_1 := 1.0 \frac{Ix_7}{2400} \quad Kog_1 = 26.55$$

$$Kod_1 := 0.5 \cdot Kog_1 \quad \kappa_1 := \frac{Kc_1}{Kc_1 + Kog_1} \quad \kappa_2 := \frac{Kc_1}{Kc_1 + Kod_1} \quad \kappa_1 = 0.85 \quad \kappa_2 = 0.92 \quad \text{--- wg Z1-3} \quad \mu_1 := 3$$

$$\lambda_{x_7} := \frac{\mu_1 \cdot 420}{ix_7} \quad \lambda_{x_7} = 66.67 \quad \lambda_{y_7} := \frac{1.0 \cdot 420}{iy_7} \quad \lambda_{y_7} = 57.53 \quad \lambda_p := 84 \cdot \sqrt{\frac{215}{205}}$$

$$\frac{\lambda_{x_7}}{\lambda_p} = 0.77 \quad \text{--- wg krzyw. b} \quad \psi_7 := 0.78 \quad \lambda_7 := 0.045 \sqrt{\frac{420 \cdot 44 \cdot 205}{30 \cdot 2.1 \cdot 215}} \quad \lambda_7 = 0.75 \quad \psi_7 := 0.811$$

$$NRc_7 := F_7 \cdot 20.5 \quad NRc_7 = 3.65 \cdot 10^3 \quad \text{kN} \quad MRx_7 := 1.07 \cdot Wx_7 \cdot 0.205 \quad MRx_7 = 635.33 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{N_7}{\psi_7 \cdot NRc_7} + \frac{M_7}{\psi_7 \cdot MRx_7} + 0.1 = 0.78 < 1$$

Rygiel na podporze
przekrój wg słupa

$$\text{max. mom. zginający} - M_8 := 342.7 \quad \text{kNm}$$

$$\text{max. siła ściskająca} - N_8 := 85.5 \quad \text{kN}$$

$$\lambda_{x_8} := \frac{1.0 \cdot 2400}{ix_7} \quad \lambda_{x_8} = 126.98 \quad \frac{\lambda_{x_8}}{\lambda_p} = 1.48 \quad \psi_8 := 0.382$$

$$\lambda_8 := 0.045 \sqrt{\frac{255 \cdot 44 \cdot 205}{30 \cdot 2.1 \cdot 215}} \quad \lambda_8 = 0.59 \quad \psi_8 := 0.895$$

$$\frac{N_8}{\psi_8 \cdot NRc_7} + \frac{M_8}{\psi_8 \cdot MRx_7} + 0.1 = 0.76 < 1$$

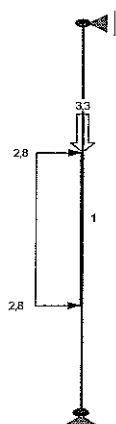
3.2 Słup pośredni w ścianie szczytowej

Obciążenia:

$$\text{A. Obc. wiatrem} \quad w_2 := s_1 \cdot (4.7 + 5.2) \cdot 0.5 \quad w_2 = 2.81 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{B. Obciążenie osłoną z ryglami} \quad Pk_4 := 0.3 \cdot (4.7 + 5.2) \cdot 0.5 \cdot 2.0 \cdot 1.1 \quad Pk_4 = 3.27 \quad \text{kN}$$

Schemat



SIŁY PRZEKROJOWE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,0	3,0	-4,3
	0,48	2,463	5,7*	-0,0	-3,8
	0,27	1,400	4,2	3,0*	-4,0
	0,67	3,400	4,5	-2,6*	-3,6
	1,00	5,100	-0,0	-2,6	0,0

REAKCJE PODPOROWE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-3,0	4,3	5,2	
2	-2,6	0,0	2,6	

DEFORMACJE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,263	0,254	0,0075	681,2

Wymiarowanie max. siła ściskająca - $N_g := 4.3 \quad \text{kN}$ max. mom. zginający - $M_g := 5.7 \quad \text{kNm}$ Przyjęto I 160 $F_g := 22.8 \text{ cm}^2$ $W_{x_g} := 11.7 \text{ cm}^3$ $i_{x_g} := 6.4$ $i_{y_g} := 1.55 \text{ cm}$

$$\lambda_{x_g} := \frac{1.0 \cdot 510}{i_{x_g}} \quad \lambda_{x_g} = 79.69 \quad \lambda_{y_g} := \frac{1.0 \cdot 200}{i_{y_g}} \quad \lambda_{y_g} = 129.03 \quad \lambda_p := 84$$

$$\frac{\lambda_{y_g}}{\lambda_p} = 1.54 \quad - \quad \psi_g := 0.324 \quad \lambda_{1_g} := 0.045 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 16}{7.4 \cdot 0.95}} \cdot 1.0 \quad \lambda_{1_g} = 0.96 \quad \psi_{1_g} := 0.58$$

$$N R c_g := F_g \cdot 21.5 \quad N R c_g = 490.2 \quad \text{kN} \quad M R x_g := 1.07 \cdot W_{x_g} \cdot 0.215 \quad M R x_g = 26.92 \quad \text{kNm}$$

$$\frac{N_g}{\psi_g \cdot N R c_g} + \frac{M_g}{\psi_{1_g} \cdot M R x_g} + 0.1 = 0.49$$

4.0 STĘŻENIA

4.1 Stężenia dachowe - poprzeczne

Stężenia dachowe poprzeczne obliczono jako kratę której pasy stanowią rygle ram, słupki to płatwie, krzyżulce to stężenia. **Wyłączono ciężar własny konstrukcji**

Obciążenie od podparć bocznych dźwigarów dachowych

Max. siła ściskająca w ryglu ramy - (wyznaczona wcześniej bez stężeń)

$$N_{10} := 85.5 \quad N_{10} = 85.5 \quad \text{kN}$$

$$\text{Przekrój rygła podlegający ściskaniu} \quad A c_2 := F_7 \cdot 0.5 \quad A c_2 = 89 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{Wg PN siła} \quad F_o := 0.01 \cdot N_3 \quad F_o = 0 \quad \text{kN} < 0.005 \cdot A c_2 \cdot 10^{-4} \cdot 215 \cdot 10^3 = 9.57 \quad \text{---} \quad F_{o2} := 8.55$$

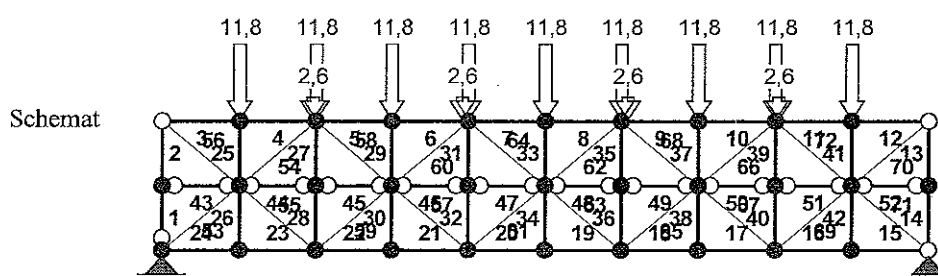
$$\text{Ilość dźwigarów} \quad m_2 := 17$$

$$\text{Wg PN siła od podp} \quad F m_2 := \frac{2}{1 + \sqrt{m_2}} F_{o2} \cdot m_2 \quad F m_2 = 56.74 \quad \text{kN} \quad - \text{współ. obc.} \quad \gamma_g := 1.2$$

$$\text{Ilość stężeń} \quad m s_1 := 4$$

$$\text{Siła przypadająca na jedno stężenie} \quad F m_3 := \frac{F m_2}{m s_1 \cdot \gamma_g} \quad F m_3 = 11.82 \quad \text{kN}$$

$$\text{Obciążenie od słupa pośredniego} \quad R_{10} := 2.6 \quad \text{kN} \quad (\text{poz. 2.2})$$



Pręt:	Iyp:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	10	1	2	0,000	2,000	2,000	1,000	4 I 160
2	01	2	3	0,000	2,000	2,000	1,000	4 I 160
3	10	3	4	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
4	00	4	5	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
5	00	5	6	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
6	00	6	7	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
7	00	7	8	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
8	00	8	9	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
9	00	9	10	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
10	00	10	11	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
11	00	11	12	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
12	01	12	13	2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
13	10	13	14	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
14	01	14	15	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
15	10	15	16	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
16	00	16	17	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
17	00	17	18	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
18	00	18	19	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
19	00	19	20	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
20	00	20	21	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
21	00	21	22	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
22	00	22	23	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
23	00	23	24	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
24	00	24	1	-2,400	0,000	2,400	1,000	5 I 1/2 I 450 HEB
25	00	4	25	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
26	00	25	24	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
27	00	5	26	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
28	00	26	23	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
29	00	6	27	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
30	00	27	22	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
31	00	7	28	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
32	00	28	21	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
33	00	8	29	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
34	00	29	20	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
35	00	9	30	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
36	00	30	19	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
37	00	10	31	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
38	00	31	18	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
39	00	11	32	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
40	00	32	17	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
41	00	12	33	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
42	00	33	16	0,000	-2,000	2,000	1,000	4 I 160
43	11	2	25	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
44	11	25	26	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
45	11	26	27	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
46	11	27	28	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
47	11	28	29	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
48	11	29	30	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
49	11	30	31	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
50	11	31	32	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
51	11	32	33	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
52	11	33	14	2,400	0,000	2,400	1,000	2 R 20x10
53	22	1	25	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
54	22	25	5	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
55	22	23	25	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
56	22	25	3	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
57	22	21	27	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 I 60x60x5
58	22	27	5	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 I 60x60x5
59	22	23	27	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
60	22	27	7	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
61	22	21	29	2,400	2,000	3,124	1,000	3 I 60x60x5
62	22	29	9	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
63	22	19	29	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 I 60x60x5
64	22	29	7	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 I 60x60x5
65	22	19	31	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
66	22	31	11	2,400	2,000	3,124	1,000	3 I 60x60x5
67	22	17	31	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
68	22	31	9	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
69	22	17	33	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
70	22	33	13	2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
71	22	15	33	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5
72	22	33	11	-2,400	2,000	3,124	1,000	3 L 60x60x5

SILY PRZEKROJOWE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,0	-0,3	-54,7
	1,00	2,000	-0,7	-0,3	-54,7
2	0,00	0,000	-0,7	0,3	-54,7

	1,00	2,000	0,0	0,3	-54,7
3	0,00	0,000	0,0	1,9	-63,0 Rygiel - podpora
	1,00	2,400	4,7	1,9	-63,0
4	0,00	0,000	2,0	0,0	-63,7
	0,96	2,300	2,1*	-2,6	-63,7
	0,96	2,300	2,1*	0,0	-63,7
	1,00	2,400	1,8	-2,6	-63,7
5	0,00	0,000	-0,0	1,5	-95,5
	1,00	2,400	3,5	1,5	-95,5
6	0,00	0,000	2,5	-0,2	-95,6
	0,92	2,200	2,1	-0,2*	-95,6
	0,92	2,200	2,1	-2,8*	-95,6
	1,00	2,400	1,6	-2,8	-95,6
7	0,00	0,000	1,1	0,4	-100,3
	1,00	2,400	2,1	0,4	-100,3 Rygiel - przesło
8	0,00	0,000	2,1	-0,4	-100,3
	1,00	2,400	1,1	-0,4	-100,3
9	0,00	0,000	1,6	2,8	-95,6
	0,08	0,200	2,1	2,8*	-95,6
	0,08	0,200	2,1	0,2*	-95,6
	1,00	2,400	2,5	0,2	-95,6
10	0,00	0,000	3,5	-1,5	-95,5
	1,00	2,400	-0,0	-1,5	-95,5
11	0,00	0,000	1,8	2,6	-63,7
	0,04	0,100	2,1*	2,6	-63,7
	0,04	0,100	2,1	-0,0*	-63,7
	1,00	2,400	2,0	-0,0	-63,7
12	0,00	0,000	4,7	-1,9	-63,0
	1,00	2,400	0,0	-1,9	-63,0
13	0,00	0,000	0,0	-0,3	-54,7
	1,00	2,000	-0,7	-0,3	-54,7
14	0,00	0,000	-0,7	0,3	-54,7
	1,00	2,000	0,0	0,3	-54,7
15	0,00	0,000	0,0	-3,6	0,3
	1,00	2,400	-8,6	-3,6	0,3
16	0,00	0,000	-3,6	1,6	3,5
	1,00	2,400	0,2	1,6	3,5
17	0,00	0,000	3,9	-4,5	63,5
	1,00	2,400	-6,9	-4,5	63,5
18	0,00	0,000	-4,0	1,3	65,3
	1,00	2,400	-0,8	1,3	65,3
19	0,00	0,000	0,3	-1,6	92,2
	1,00	2,400	-3,5	-1,6	92,2
20	0,00	0,000	-3,5	1,6	92,2
	1,00	2,400	0,3	1,6	92,2
21	0,00	0,000	-0,8	-1,3	65,3
	1,00	2,400	-4,0	-1,3	65,3
22	0,00	0,000	-6,9	4,5	63,5
	1,00	2,400	3,9	4,5	63,5
23	0,00	0,000	0,2	-1,6	3,5
	1,00	2,400	-3,6	-1,6	3,5
24	0,00	0,000	-8,6	3,6	0,3
	1,00	2,400	0,0	3,6	0,3
25	0,00	0,000	2,7	-0,7	-9,9
	1,00	2,000	1,3	-0,7	-9,9
26	0,00	0,000	1,3	-3,1	-5,2
	1,00	2,000	-5,0	-3,1	-5,2
27	0,00	0,000	1,9	-0,5	-41,9 Płatew
	1,00	2,000	1,0	-0,5	-41,9
28	0,00	0,000	1,0	-2,3	-41,9
	1,00	2,000	-3,7	-2,3	-41,9
29	0,00	0,000	1,1	-0,1	-10,2
	1,00	2,000	0,9	-0,1	-10,2
30	0,00	0,000	0,9	-1,9	-5,9
	1,00	2,000	-2,9	-1,9	-5,9
31	0,00	0,000	0,4	-0,0	-18,9
	1,00	2,000	0,4	-0,0	-18,9
32	0,00	0,000	0,4	-0,7	-18,9
	1,00	2,000	-1,1	-0,7	-18,9
33	0,00	0,000	-0,0	0,0	-11,0
	1,00	2,000	0,0	0,0	-11,0
34	0,00	0,000	0,0	-0,0	-3,2
	1,00	2,000	-0,0	-0,0	-3,2
35	0,00	0,000	-0,4	0,0	-18,9
	1,00	2,000	-0,4	0,0	-18,9
36	0,00	0,000	-0,4	0,7	-18,9
	1,00	2,000	1,1	0,7	-18,9
37	0,00	0,000	-1,1	0,1	-10,2
	1,00	2,000	-0,9	0,1	-10,2
38	0,00	0,000	-0,9	1,9	-5,9
	1,00	2,000	2,9	1,9	-5,9
39	0,00	0,000	-1,9	0,5	-41,9
	1,00	2,000	-1,0	0,5	-41,9
40	0,00	0,000	-1,0	0,2	-41,9

	1,00	0,000	3,7	2,3	-41,9
41	0,00	0,000	-2,7	0,7	-9,9
	1,00	2,000	-1,3	0,7	-9,9
42	0,00	0,000	-1,3	3,1	-5,2
	1,00	2,000	5,0	3,1	-5,2
43	0,00	0,000	0,0	0,0	-0,7
	1,00	2,400	0,0	0,0	-0,7
44	0,00	0,000	0,0	0,0	2,6
	1,00	2,400	0,0	0,0	2,6
45	0,00	0,000	0,0	0,0	0,7
	1,00	2,400	0,0	0,0	0,7
46	0,00	0,000	0,0	0,0	4,1
	1,00	2,400	0,0	0,0	4,1
47	0,00	0,000	0,0	0,0	3,4
	1,00	2,400	0,0	0,0	3,4
48	0,00	0,000	0,0	0,0	3,4
	1,00	2,400	0,0	0,0	3,4
49	0,00	0,000	0,0	0,0	4,1
	1,00	2,400	0,0	0,0	4,1
50	0,00	0,000	0,0	0,0	0,7
	1,00	2,400	0,0	0,0	0,7
51	0,00	0,000	0,0	0,0	2,6
	1,00	2,400	0,0	0,0	2,6
52	0,00	0,000	0,0	0,0	-0,7
	1,00	2,400	0,0	0,0	-0,7
53	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
54	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
55	0,00	0,000	0,0	0,0	75,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	75,0
56	0,00	0,000	0,0	0,0	82,4
	1,00	3,124	0,0	0,0	82,4
57	0,00	0,000	0,0	0,0	34,1
	1,00	3,124	0,0	0,0	34,1
58	0,00	0,000	0,0	0,0	40,8
	1,00	3,124	0,0	0,0	40,8
59	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
60	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
61	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
62	0,00	0,000	0,0	0,0	6,1
	1,00	3,124	0,0	0,0	6,1
63	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
64	0,00	0,000	0,0	0,0	6,1
	1,00	3,124	0,0	0,0	6,1
65	0,00	0,000	0,0	0,0	34,1
	1,00	3,124	0,0	0,0	34,1
66	0,00	0,000	0,0	0,0	40,8
	1,00	3,124	0,0	0,0	40,8
67	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
68	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	0,0
69	0,00	0,000	0,0	0,0	75,0
	1,00	3,124	0,0	0,0	75,0
70	0,00	0,000	0,0	0,0	82,4
	1,00	3,124	0,0	0,0	82,4
71	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0

Krzyżulec

REAKCJE PODPOROWE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-0,0	58,3	58,3	
15	0,0	58,3	58,3	

Wymiarowanie - krzyżulec

Max. siła rozciągająca $N_{10} := 82.4 \text{ kN}$ dł. pręta $l_5 := 3.12 \text{ m}$

Minimalny promień bezwładności $i_1 := \frac{I_5}{350} = 0.89 \text{ cm}$

Przyjęto L 60x60x8 (ze względu na połączenie śrubowe) $imn := 1.17 \text{ cm}$ $F_{10} := 5.82 \text{ cm}^2$

$$NRc := F_{10} \cdot 21.5 \quad NRc = 125.13 \quad kN \quad \frac{N_{10}}{NRc} = 0.66 < 1$$

Wymiarowanie - słupki (płatwie)

Płatwi skrajnych nie sprawdza się ze względu na zmniejszone obciążenia od połaci dachu (połowa)

Max. siła ściskająca od podparć bocz. $N_{11} := -41.9 \quad kN$ dł. pręta $L_1 = 4 \quad m$

Przyjęto C 180 p wg pkt. 1.2 $F_{11} := 24.9 \quad cm^2$ $i_{y_{11}} := 2.09 \quad cm$ $i_{x_{11}} := 7.15 \quad cm$

$$NRc := F_{11} \cdot 21.5 \quad NRc = 535.35 \quad kN \quad \text{wg pkt. 1.2 -} \quad MRx := 30.75 \quad MRy := 4.62$$

$$My_1 = 1.1 \quad kNm \quad -Mx_1 = 11 \quad kNm$$

Smukłości pręta (na kierunku Y w połowie rozpiętości przyjęto steżenie)

$$\lambda_{y_{11}} := \frac{0.5 L_1 \cdot 10^2}{i_{y_{11}}} \quad \lambda_{y_{11}} = 95.69 \quad \lambda_{x_{11}} := \frac{L_1 \cdot 10^2}{i_{x_{11}}} \quad \lambda_{x_{11}} = 55.94 \quad \text{Smukłość porównawcza} \quad \lambda_p = 84$$

Smukłość względna $\lambda_{11} := \frac{\lambda_{y_{11}}}{\lambda_p} \quad \lambda_{11} = 1.14$ - współ. wyboczeniowy wg krzywej c $\psi_{11} := 0.502$

Nośność płatwi: $\frac{|N_{11}|}{\psi_{11} NRc} + \frac{Mx_1 + 3.4}{MRx} + \frac{My_1}{MRy} = 0.86 < 1$

Wymiarowanie - sprawdzenie rygli ram

w prześle

Max. siła ściskająca od steżenia $N_{12} := -100.3 \quad kN$

Max. mom. zginający od steżenia $M_{12} := 2.1 \quad kNm$

Wg pkt. 2.1 $M_{13} := 211.8 \quad kNm$ $N_{13} := 79.5 \quad kN$ $\psi_{l_8} = 0.9$ $\psi_8 = 0.38$

Wg pkt. 2.1 dla I HEA 450 $NRc_7 := 3.65 \cdot 10^3 \quad kN$ $MRx_7 := 635.33 \quad kNm$ $Wy_7 := 631 \quad cm^3$

Nośność rygla z uwzględnieniem oddz. steżenia: $-MRy_7 := Wy_7 \cdot 0.205$ $MRy_7 = 129.35 \quad kNm$

$$\frac{|N_{12}| + N_{13}}{\psi_8 NRc_7} + \frac{M_{13}}{\psi_{l_8} MRx_7} + \frac{M_{12}}{MRy_7} + 0.1 = 0.62 < 1$$

na połączeniu ze słupem

Max. siła ściskająca od steżenia $N_{14} := -63.0 \quad kN$

Wg pkt. 2.1 $M_8 = 342.7 \quad kNm$ $N_8 = 85.5 \quad kN$ $\psi_{l_8} = 0.9$ $\psi_8 = 0.38$

$$\frac{|N_{14}| + N_8}{\psi_8 NRc_7} + \frac{M_8}{\psi_{l_8} MRx_7} + 0.1 = 0.81 < 1$$

4.2 Steżenie ścienne podłużne

A Obc. wiatrem ze steżenia dachowego poprzecznego z poz. 3.1

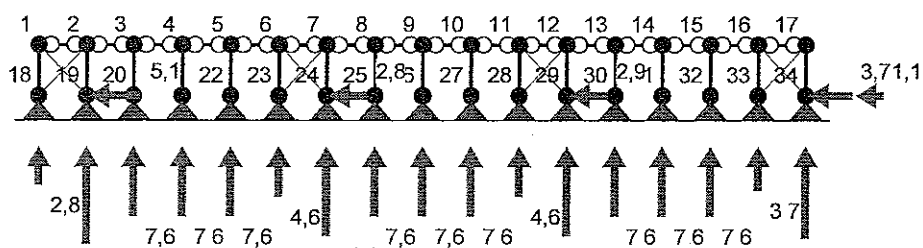
$Hsk_5 := 2 R_{10} \quad kN$ $Hsk_5 = 5.2$ - współ. obc. $\gamma_{10} := 1.24$

B Obc. wiatrem wg poz. 3.1

$$w_3 := s_1 \cdot 4.7 \cdot 0.5 \quad w_3 = 1.33 \quad \frac{kN}{m}$$

	1,00	4,000	0,0	-0,6	-2,2
17	0,00	0,000	-0,0	-1,5	-0,6
	0,47	1,956	-2,1*	0,0	-3,6
	0,67	2,800	-1,6	1,1*	-4,9
	0,19	0,800	-1,2	-1,5*	-1,8
	1,00	4,200	-0,0	1,1	-7,0
18	0,00	0,000	0,0	-0,0	-5,4
	1,00	4,200	-0,0	-0,0	-11,8 Skup
19	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
20	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
21	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
22	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
23	0,00	0,000	-0,0	0,0	-4,1
	1,00	4,200	-0,0	0,0	-10,6
24	0,00	0,000	0,0	-0,0	-1,2
	1,00	4,200	-0,0	-0,0	-7,6
25	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
26	0,00	0,000	0,0	-0,0	-1,2
	1,00	4,200	-0,0	-0,0	-7,6
27	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
28	0,00	0,000	-0,0	0,0	-4,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-10,6
29	0,00	0,000	-0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
30	0,00	0,000	0,0	-0,0	-1,2
	1,00	4,200	-0,0	-0,0	-7,6
31	0,00	0,000	0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
32	0,00	0,000	-0,0	0,0	-1,2
	1,00	4,200	0,0	0,0	-7,6
33	0,00	0,000	0,0	-1,5	-4,5
	0,47	1,956	-2,1*	0,0	-7,5
	0,67	2,800	-1,6	1,1*	-8,8
	0,19	0,800	-1,2	-1,5*	-5,7
	1,00	4,200	0,0	1,1	-11,0
34	0,00	0,000	0,0	0,0	5,8
	1,00	5,800	0,0	0,0	5,8 Krzyżulec
35	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	5,800	0,0	0,0	0,0
36	0,00	0,000	0,0	0,0	4,1
	1,00	5,800	0,0	0,0	4,1
37	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	5,800	0,0	0,0	0,0
38	0,00	0,000	0,0	0,0	4,2
	1,00	5,800	0,0	0,0	4,2
39	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	5,800	0,0	0,0	0,0
40	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	1,00	5,800	0,0	0,0	0,0
41	0,00	0,000	0,0	0,0	5,4
	1,00	5,800	0,0	0,0	5,4

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

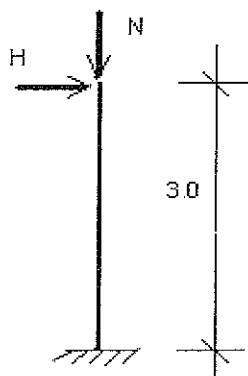
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
18	-5,1	2,8	5,9	
19	0,0	11,8	11,8	
20	0,0	7,6	7,6	
21	0,0	7,6	7,6	
22	0,0	7,6	7,6	
23	-2,8	4,6	5,4	
24	0,0	10,6	10,6	
25	0,0	7,6	7,6	
26	0,0	7,6	7,6	
27	0,0	7,6	7,6	
28	-2,9	4,6	5,4	
29	-0,0	10,6	10,6	
30	-0,0	7,6	7,6	
31	0,0	7,6	7,6	
32	0,0	7,6	7,6	
33	-3,7	3,7	5,3	
34	-1,1	11,0	11,0	

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW: I.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Przekrój:Pręt:	Warunek nośności:	Wykorzystanie:
1	17	Nośność przy ściskaniu ze zgin 1,8%
	18	Nośność na ściskanie (39) 0,4%
	19	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	20	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	21	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	22	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	23	Nośność na ściskanie (39) 0,3%
	24	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	25	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	26	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	27	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	28	Nośność na ściskanie (39) 0,3%
	29	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	30	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	31	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	32	Nośność na ściskanie (39) 0,2%
	33	Nośność przy ściskaniu ze zgin 2,0%
2	34	Nośność na rozciąganie (32) 3,4%
	35	Nie odnaleziono warunku normow 0,0%
	36	Nośność na rozciąganie (32) 2,4%
	37	Nie odnaleziono warunku normow 0,0%
	38	Nośność na rozciąganie (32) 2,4%
	39	Nie odnaleziono warunku normow 0,0%
	40	Nie odnaleziono warunku normow 0,0%
	41	Nośność na rozciąganie (32) 3,1%
3	1	Nośność przy ściskaniu ze zgin 7,5%
	2	Nośność przy ściskaniu ze zgin 3,8%
	3	Nośność przy ściskaniu ze zgin 3,8%
	4	Nośność przy ściskaniu ze zgin 3,8%
	5	Nośność przy ściskaniu ze zgin 3,8%
	6	Nośność przy ściskaniu ze zgin 3,8%
	7	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	8	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	9	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	10	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	11	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	12	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	13	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	14	Stan graniczny użytkowania 1,7%
	15	Stan graniczny użytkowania 1,7%

16 Nośność przy ściskaniu ze zgin 3,3%

5.0 SŁUPY - PILASIRY

SchematObciążenia

kN

- obciążenia od słupa ramy
przy max sile pionowej(wg poz. 3.1) $N_{15} := 136.9 \text{ kN}$ $H_{15} := 68.5 \text{ kN}$

- obciążenia od słupa ramy
przy max sile poziomej(wg poz. 3.1) $N_{16} := 90.1 \text{ kN}$ $H_{16} := 82.2 \text{ kN}$

- oddziaływanie st. podłużnego $N_{17} := 11.8 \text{ kN}$ $H_{17} := 5.1 \text{ kN}$
(wg poz. 4.2)

- c. wł. słupa $G_1 := 0.6 \cdot 0.5 \cdot 3.0 \cdot 25 \cdot 0.1 \cdot 1 \text{ kN}$ $G_1 = 24.75 \text{ kN}$

$$Q_1 := N_{16} + N_{17} + G_1 \quad Q_1 = 126.65$$

Moment zginający od siły poziomej z ramy $h_1 := 3.0$

$$M_{16} := H_{16} \cdot h_1 \quad M_{16} = 246.6 \text{ kNm}$$

Moment zginający od siły poziomej ze stężenia

$$M_{17} := H_{17} \cdot h_1 \quad M_{17} = 15.3 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie dla pilastrów pod stężeniem

```

+-----+
|ZELBEI 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"|
|SCISKANIE - OBLICZANIE ZBROJENIA|
+-----+
Klasa betonu B30.0      Siła osiowa całkowita N= 126.65 [kN]
Wytrzymałość stali Ra= 350 [MPa] Siła osiowa dług. Nd= 52.00 [kN]
Wysokość słupa lx= 3.000 [m] Mom. w płaszczyzn. x Mx= 246.600 [kNm]
Wsp. dla oblicz. PSIx= 1.600 Mom. w płaszczyzn. y My= 15.300 [kNm]
Wysokość słupa ly= 3.000 [m] Wsp. korekc. betonu mb= 1.00
Wsp. dla oblicz. PSIy= 1.600 Wsp. korekc. stali ma= 1.00
Szer. przekroju b= 0.450 [m] Wsp. pełzania Flp= 2.00
Wys. przekroju h= 0.600 [m] monol=1, prefab=2 m/p= 1
Ogr. zbrojenia c= 0.0500 [m] Nr kondygn. od góry = 0

```

$$e_x/e_y \cdot b/h = 10.766$$

Jednokierunkowe mimosrodowe ściskanie w płaszczyźnie osi X

Srednica pretow d[mm] = 20 Nosnosc słupa:
 Całkowita liczba pretow w przekroju = 10 $N_n[kN] = 127.99$
 Liczba pretow na boku b = 4
 Liczba pretow na boku h = 3
 Całkowity przekroj zbrojenia $F_a[cm^2] = 31.42$

Uzupełnienie danych:

Rysa w przerwie technologicznej t/n ? N

Czas działania obciążenia t= 2000 [dni]

Siła od długotrwałego obciążenia charakteryst. $N_{kd} = 52.000 [kN]$

Moment od długotr. obc. charakt. na kierunku X $M_{kd}(x) = 189.000 [kN.m]$

Moment od długotr. obc. charakt. na kierunku Y $M_{kd}(y) = 12.000 [kN.m]$

Szerokość rozwarcia rys af = 0.265 [mm]

Wymiarowanie dla pilastrów poza stężeniem

+Infra-----+
 |ZELBEI 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"
 | SCISKANIE - OBLICZANIE ZBROJENIA |
 +-----+

Klasa betonu B30.0 Siła osiowa całkowita $N = 114,90$ [kN]
 Wytężenie stali $R_a = 350$ [MPa] Siła osiowa dług $N_d = 52,00$ [kN]
 Wysokość słupa $l_x = 3,000$ [m] Mom w płaszczyźnie x $M_x = 246,600$ [kNm]
 Wsp. dla oblicz. $PSL_x = 1,600$ Mom w płaszczyźnie y $M_y = 0,000$ [kNm]
 Wysokość słupa $l_y = 3,000$ [m] Wsp. korekty betonu $m_b = 1,00$
 Wsp. dla oblicz. $PSL_y = 1,600$ Wsp. korekty stali $m_a = 1,00$
 Szer. przekroju $b = 0,450$ [m] Wsp. pełzania $Fl_p = 2,00$
 Wys. przekroju $h = 0,600$ [m] monol=1, prefab=2 m/p=1
 Otul. zbrojenia $c = 0,0500$ [m] Nr kondygn. od góry = 0

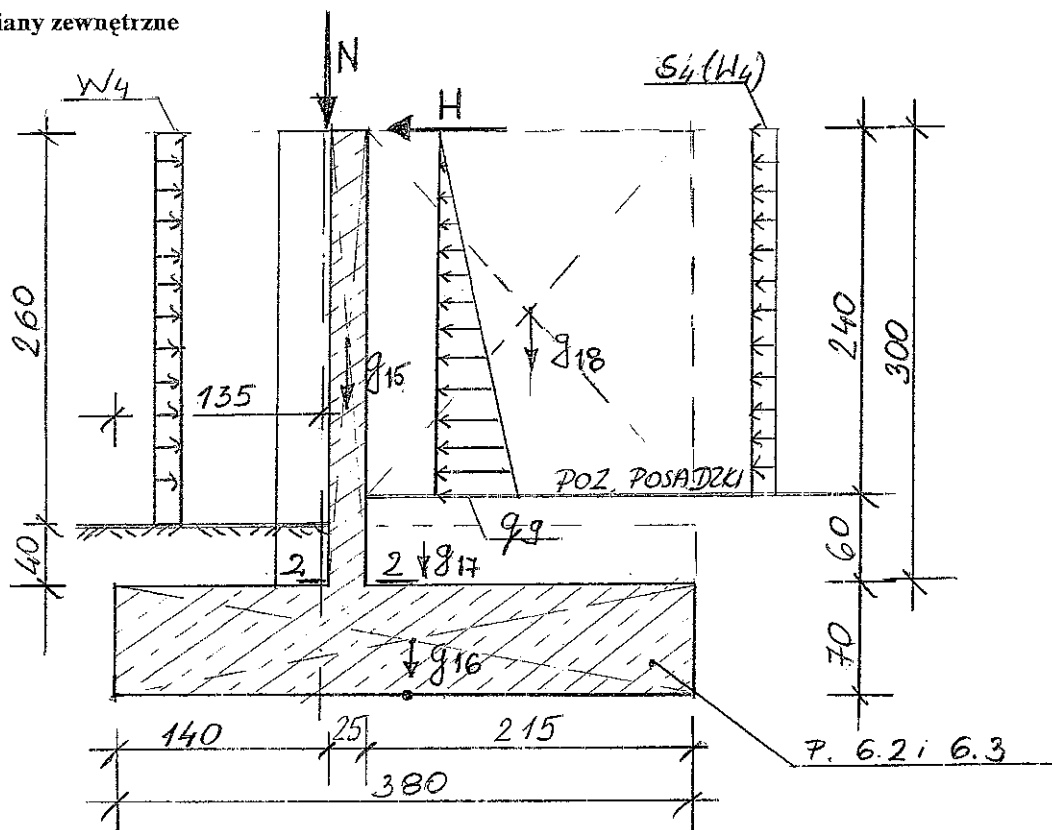
$$e_x/e_y \cdot b/h = 107,474$$

Jednokierunkowe mimosrodowe ściskanie w płaszczyźnie osi X

Srednica prętów $d[\text{mm}] = 20$ Nosność słupa:
 Całkowita liczba prętów w przekroju = 10 $N_n[\text{kN}] = 114,93$
 Liczba prętów na boku $b = 4$
 Liczba prętów na boku $h = 3$
 Całkowity przekrój zbrojenia $F_a[\text{cm}^2] = 31,42$

6.0. ŚCIANY MAGAZYNU

6.1 Ściany zewnętrzne

Obciążenia poziome :

- od osadu odwodnionego : $q_9 := 12,0 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,6$ $q_9 = 20,74$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
 - od wiatru I strefa ssanie współ. aerodynamiczny $C_3 := 0,4$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
 $s_4 := q_k \cdot C_{e1} \cdot C_{e3} \cdot \beta_1 \cdot 1,5$ $s_4 = 0,32$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
 parcie $C_4 := 0,7$ $w_4 := s_4 \cdot \frac{C_4}{C_3}$ $w_4 = 0,57$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Moment zginający w przek. 2-2 od obc. wewnętrznych

$$M_{14} := q_9 \cdot 2.4 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{2.4}{3} + 0.6 \right) + s_4 \cdot 2.4 \cdot (2.4 \cdot 0.5 + 0.6) \quad M_{14} = 36.24 \quad \text{kN/m}$$

Moment zginający w przek. 2-2 od obc. zewnętrznych

$$M_{15} := w_4 \cdot 2.6 \cdot (2.6 \cdot 0.5 + 0.4) \quad M_{15} = 2.51 \quad \text{kN/m}$$

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B30 ; stal AIIIIN ; grubość ściany : $h_1 := 0.25 \quad \text{m} \quad b := 1.0 \quad \text{m}$

+-----+
 | ZELBEI 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA" |
 | Zginanie-przekroj podwójnie zbrojony |
 +-----+

Klasa betonu B30.0 Moment obliczen. $M = 36.400 \quad [\text{kNm}]$
 Wytrzymał. stali $R_a = 350 \quad [\text{MPa}]$ Mom.char.długotr. $M_{kd} = 30.300 \quad [\text{kNm}]$
 Szer. przekroju $b = 1.000 \quad [\text{m}]$ Mom.char.calkow. $M_{kc} = 30.300 \quad [\text{kNm}]$
 Wys. przekroju $h = 0.250 \quad [\text{m}]$ Rozp.obliczen. $l_0 = 3.000 \quad [\text{m}]$
 Szer. g. polki $b_t = 1.000 \quad [\text{m}]$ Wsp.korekc.betonu $m_b = 1.00$
 Grub. g. polki $t = 0.000 \quad [\text{m}]$ Wsp.korekc.stali $m_a = 1.00$
 Szer. d. polki $b_t = 1.000 \quad [\text{m}]$ Wilgotn. srodowiska $= 75.00 \quad [\%]$
 Grub. d. polki $t = 0.000 \quad [\text{m}]$ Wsp. pelzania $F_{lp} = 1.50$
 Odl.zbroj.rozciag. $a = 0.0400 \quad [\text{m}]$ Czas obciazenia $t = 3600 \quad [\text{dni}]$
 Odl.zbroj.scisk. $a' = 0.0400 \quad [\text{m}]$ Wsp. ugiecia $ALFA_k = 1.00$

W Y N I K I : Zbrojenie w $[\text{cm}^2]$:

Obliczone: Przyjete:
 Mom. rys. $[\text{kNm}]$: $F_{ac}(\text{min}) = 2.10$ $F_{ac} = 2.36$
 $M_{fp} = 34.293$ $F_a = 6.12$ $F_a = 6.28$ -ø 10 co 12
 El niezarysowany $M_{\text{max}} [\text{kNm}] = 37.385$
 $af [\text{mm}] = 0.000$ $F_a / (b \cdot h_0) \cdot 100 [\%] = 0.299$

6.2 Ława fundamentowa pod ściany zewnętrzne z pilastrami

Ze względu na występowanie w podłożu obiektu gruntów nienośnych (nasypy niebudowlane , grunty organiczne - torfy i namuły plastyczne) o znacznej miąższości do 4,0 m przyjęto posadowienie konstrukcji obiektu na wspólnej ławie żelbetowej dla rozłożenia nacisków na grunt i wymianę gruntów nienośnych na nasyp z piasku średniego zagęszczonego do $I_d > 0,6$. Przyjmuje się, że dopuszczalne naciski na podłoże będą wynosiły 100 kPa

Przyjmuje się , że obciążenia od pilastra zostaną rozłożone na dł. 4,0 m - rozstaw słupów

Przyjęto szerokość ławy $b_3 := 3.8 \quad \text{m}$

Obciążenia pionowe przy max. sile poziomej

$$\text{Od ramy (poz. 5.0)} \quad N_{18} := \frac{N_{16} + G_1}{4.0} \quad N_{18} = 28.71 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{ściana składowiska} \quad g_{15} := 0.25 \cdot 3.0 \cdot 25 \cdot 1.1 \quad g_{15} = 20.63$$

$$\text{c. ławy fund.} \quad g_{16} := 0.7 \cdot b_3 \cdot 25.0 \cdot 1.1 \quad g_{16} = 73.15$$

$$\text{c. warstw i płyty składowiska} \quad g_{17} := 0.4 \cdot 3.55 \cdot 20.0 \cdot 1.2 \quad g_{17} = 34.08$$

$$Q_3 := N_{18} + g_{15} + g_{16} + g_{17} \quad Q_3 = 156.57$$

Obciążenia poziome

$$\text{od ramy (poz.5)} \quad H_{18} := \frac{H_{16}}{4.0} \quad H_{18} = 20.55 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{wiatr} \quad w_4 = 0.57 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Moment od sił poziomych i pionowych
względem środka ławy

$$M_{18} := N_{18} \cdot 0.55 + g_{15} \cdot 0.375 + H_{18} \cdot 3.7 + w_4 \cdot 2.4 \cdot (2.4 \cdot 0.5 + 1.3) \quad M_{18} = 102.96$$

$$\text{Pole podstawy ławy 1 m} \quad F_1 := b_3 \cdot 1.0 \quad \text{Wskaźnik podstawy} \quad W_1 := \frac{1.0 \cdot (b_3)^2}{6} \quad W_1 = 2.41$$

Naprężenia w gruncie

$$\sigma_1 := \frac{Q_3}{F_1} + \frac{M_{18}}{W_1} \quad \sigma_1 = 83.98 < \sigma_{\text{dop}} := 100 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma_2 := \frac{Q_3}{F_1} - \frac{M_{18}}{W_1} \quad \sigma_2 = -1.58$$

Obciążenia pionowe max. bez osadu

$$\text{Od ramy (poz. 5.0)} \quad N_{19} := \frac{N_{15} + G_1 + N_{17}}{4.0} \quad N_{19} = 43.36 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_4 := N_{19} + g_{15} + g_{16} + g_{17} \quad Q_4 = 171.22$$

Obciążenia poziome przy max sile pionowej

$$\text{od ramy (poz.5)} \quad H_{19} := \frac{H_{15}}{4.0} \quad H_{19} = 17.13 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment od sił poziomych i pionowych
względem środka ławy

$$M_{19} := N_{19} \cdot 0.55 + g_{15} \cdot 0.375 + H_{19} \cdot 3.7 + w_4 \cdot 2.4 \cdot (2.4 \cdot 0.5 + 1.3) \quad M_{19} = 98.35$$

Naprężenia w gruncie

$$\sigma_3 := \frac{Q_4}{F_1} + \frac{M_{19}}{W_1} \quad \sigma_3 = 85.92 < \sigma_{\text{dop}} := 100 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{Q_4}{F_1} - \frac{M_{19}}{W_1} \quad \sigma_4 = 4.19$$

Obc. pionowe z uwzględnieniem osadu

$$\text{c. osadu nad ławą} \quad g_{18} := 12.0 \cdot 2.15 \cdot 2.4 \cdot 1.2 \quad g_{18} = 74.3$$

$$Q_5 := N_{18} + g_{15} + g_{16} + g_{17} + g_{18} \quad Q_5 = 230.87$$

Obc. poziome z uwzględnieniem osadu

$$H_{19} := 12.0 \cdot 2.4 \cdot 0.6 \cdot 1.2 \quad H_{19} = 20.74 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Moment od sił poziomych i pionowych
względem środka ławy

$$M_{20} := N_{18} \cdot 0.55 + g_{15} \cdot 0.375 + H_{18} \cdot 3.7 + w_4 \cdot 2.4 \cdot (2.4 \cdot 0.5 + 1.3) + H_{19} \cdot 2.4 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{2.4}{3} + 1.3 \right) - g_{18} \cdot 0.83$$

$$M_{20} = 93.55$$

Naprężenia w gruncie

$$\sigma_5 := \frac{Q_5}{F_1} + \frac{M_{20}}{W_1} \quad \sigma_5 = 99.63 \quad < \quad \sigma_{\text{dop}} := 100 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma_6 := \frac{Q_5}{F_1} - \frac{M_{20}}{W_1} \quad \sigma_6 = 21.89$$

6.3 Obliczenia dla płyty fundamentowej

Obciążenia poziome :

- średnie obciążenie od odporu gruntu,
wg poz. 6.1 :

$$q_{10} := (\sigma_5 + \sigma_6) \cdot 0.5 \quad q_{10} = 60.76 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

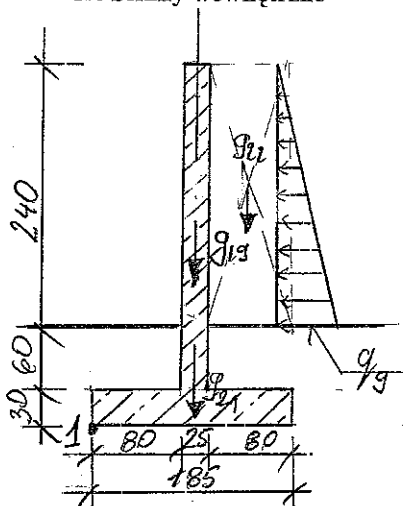
Przyjęto rozpiętość przęsła płyty.
Max moment zginający dla 1 mb

$$I_1 = 4 \quad \text{m} \quad M_{21} := 0.125 \cdot q_{10} \cdot (L_1)^2 \quad M_{21} = 121.51 \quad \text{kNm/m}$$

$$A_{21} := \frac{M_{21}}{1.0 \cdot 0.65^2} \quad A_{21} = 287.6 \quad \mu_{21} := 0.15 \quad Fa_{21} := 1.0 \cdot 65 \mu_{21} \quad Fa_{21} = 9.75 \quad \text{cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie poziome górną i dolną $\phi 12$ co 15 cm

6.4 Ściany wewnętrzne



Obciążenia poziome :

- od osadu odwodnionego..
wg poz. 6.1 :

$$q_9 = 20.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenia pionowe przy max. sile poziomej

ściana składowiska	$g_{19} := 0.25 \cdot 3.0 \cdot 25 \cdot 1.1$	$g_{19} = 20.63$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$
--------------------	---	------------------	------------------------------

c. lawy fund. $g_{20} := 0.3 \cdot 1.85 \cdot 25.0 \cdot 1.1 \quad g_{20} = 15.26$

c. warstw i płyty składowiska $g_{z1} := 0.5 \cdot 1.6 \cdot 20.0 \cdot 1.2 \quad g_{z1} = 19.2$

c. osadu $g_{22} := 0.8 \cdot 12.0 \cdot 2.4 \cdot 1.2$ $g_{22} = 27.65$

Sprawdzenie stateczności ściany

Moment wywracający wzg. pkt. 1

$$M_{w_{22}} := q_9 \cdot 2.4 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{2.4}{3} + 0.9 \right) \quad M_{w_{22}} = 42.3 \quad \text{kNm/m}$$

Moment utrzymujący wzg. pkt. 1

$$\text{Mu}_{23} := (g_{19} + g_{20} + g_{21}) \cdot 0.925 + g_{22} \cdot 1.45 \quad \text{Mu}_{23} = 91.05 \quad \text{kNm/m}$$

$$\frac{Mu_{23}}{Mw_{22}} = 2.15 > 1$$

Zbrojenie ściany wg poz. 6.1

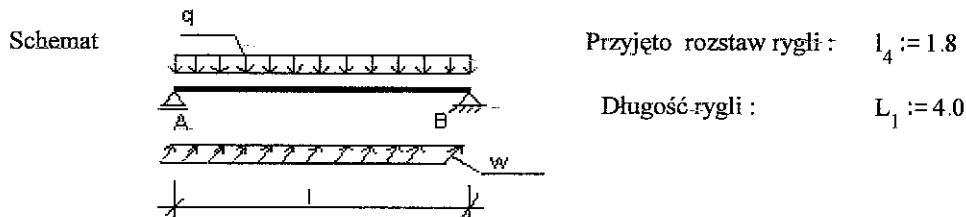
6.5 Ściana osłonowa z blachy

Na wysokości pomostów zaprojektowano pas osłonowy z blachy trapezowej
Przyjęto płyty warstwowe grub. 100 mm (poliuretan)

$$g_{23} := 0.07 \cdot 1.1 \quad g_{23} = 0.08 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie wiatrem - I strefa: parcie- $w_5 := 0.3 \cdot 1.0 \cdot 0.7 \cdot 2.2 \cdot 1.5 \quad w_5 = 0.69 \quad \text{kN/m}^2$

Blacha oparta na ryglach w rozstawie 1,8 m. Przyjęto blachę trapezową IR 35/207 gr. 0,75 mm. Dopuszczalne obciążenie przy rozpiętości przęsła 2,0 m wynosi 0,76 kN/m²

Rygle ściennie**Obciążenia**

- od blachy obudowy : $q_{11} := g_{23} \cdot l_1 \quad q_{11} = 0.14 \quad \text{kN/m}$
- c. wł. rygla : $g_{24} := 0.05 \cdot 1.1 \quad g_{24} = 0.06 \quad \text{kN/m}$
- suma obc. $q_{12} := q_{11} + g_{24} \quad q_{12} = 0.19 \quad \text{kN/m}$
- od wiatru : $w_6 := w_5 \cdot l_1 \cdot 0.5 \quad w_6 = 0.62 \quad \text{kN/m}$

Momenty zginające

$$M_{x_{24}} := 0.125 \cdot q_{12} \cdot (L_1)^2 \quad M_{x_{24}} = 0.39 \quad \text{kNm}$$

$$M_{y_{24}} := 0.125 \cdot w_6 \cdot (L_1)^2 \quad M_{y_{24}} = 1.25 \quad \text{kNm}$$

- przyjęto C 80x45x5 zimnogięty poziomo $W_{y_{24}} := 17.38 \quad \text{cm}^3 \quad W_{x_{24}} := 4.83 \quad \text{cm}^3$

$$MR_x := 1.0 \cdot W_{x_{24}} \cdot 0.215 \quad MR_x = 1.04 \quad \text{kNm} \quad MR_y := 1.0 \cdot W_{y_{24}} \cdot 0.215 \quad MR_y = 3.74$$

$$\frac{M_{x_{24}}}{MR_x} + \frac{M_{y_{24}}}{MR_y} = 0.71 < 1$$

KONIEC OBLICZEŃ DO OB 29

Sprawdził

inż. Jerzy Taracha

uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

Sporządził

mgr inż. Elżbieta Choińska
upr. budowl. nr Wa-165/90
specjalność konstrukcyjno-budowlana
w zakresie projektowania
(Dz.U. Nr 38 poz. 229)

OB.30 KOTŁOWNIA**OBLICZENIA STATYCZNE str. 3****1. ŚCIANA ZEWNĘTRZNA****1.1 Sprawdzenie podwaliny pod ścianę zewnętrzną przy kominach**OBCIĄŻENIA :

$$\begin{aligned}
 \text{- ciężar własny podwaliny} \quad p_1 &:= 0.3 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.1 & p_1 &= 3.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 \text{- ciężar ściany} \quad p_2 &:= 0.38 \text{ m} \cdot 1.7 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.1 & p_2 &= 12.791 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 \text{- ciężar tynku} \quad p_3 &:= 0.04 \text{ m} \cdot 1.7 \text{ m} \cdot 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.1 & p_3 &= 1.421 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$p_4 := p_1 + p_2 + p_3 \quad p_4 = 17.512 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad l_1 := 5 \text{ m}$$

- Moment maksymalny w połowie rozpiętości płyty:

$$M_1 := 0.125 \cdot p_4 \cdot (l_1)^2 \quad M_1 = 54.725 \text{ kN m}$$

Przyjęto beton B17,5 ; stal A0 :

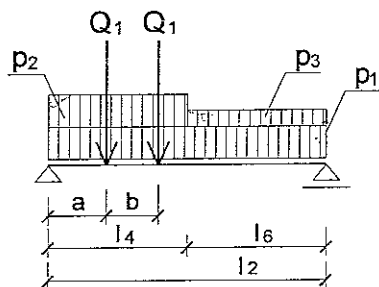
wysokość przekroju : $a_1 := 0.30 \text{ m}$ szerokość przekroju : $b_1 := 0.4 \text{ m}$

$$A_1 := \frac{M_1}{b_1 (a_1 - 0.04 \text{ m})^2} \quad A_1 = 2.024 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \mu_1 := 1.21 \%$$

$$F_1 := \frac{\mu_1 b_1 (a_1 - 0.03 \text{ m})}{100} \quad F_1 = 1.307 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

PRZYJĘTE ZBROJENIE : siatka $\phi 10$ co 15 cm $F_a = 5.23 \text{ cm}^2$

1.2 BELKA POD ŚCIANĘ WYPEŁNIAJĄCĄ



$$l_1 := 5.7 \text{ m} \quad l_2 := 1.05 \cdot l_1 \quad l_2 = 5.985 \cdot \text{m}$$

$$l_3 := 2.66 \text{ m} \quad l_4 := 1.025 \cdot l_3 \quad l_4 = 2.726 \cdot \text{m}$$

$$a := 1.5 \text{ m} \quad b := 0.5 \text{ m}$$

OBCIĄŻENIA :

- ciężar własny belki

$$p_1 := 1.1 \cdot 2 \cdot 0.294 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_1 = 0.647 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- ciężar domurowanej ściany z cegły kratówki grubości 38cm wysokości 3,0m

$$p_2 := 1.1 \cdot 0.38 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad p_2 = 16.302 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- ciężar okna aluminiowego wysokości 3,0m

$$p_3 := 1.1 \cdot 3.0 \text{ m} \cdot 0.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad p_3 = 1.155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- obciążenie od komina

$$Q_1 := 1.1 \cdot 4.0 \text{ kN} \quad Q_1 = 4.4 \cdot \text{kN}$$

OBLICZENIA STATYCZNE PRZEPROWADZONO PROGRAMEM
"PROKOP2000"

Belka jednoprzęsłowa

Obciążenie równomierne $p_1 = 0.647 \text{ kN/m}$ $p_2 = 16.302 \text{ kN/m}$ $p_3 = 1.16 \text{ kN/m}$ obciążenie skupione od kominów $Q_1 = 4.4 \text{ kN}$

Statyka belki ciągłej

Nr przęsła	+---1---
Nr podpory	0 1
Długości przęsła [m]	6.0
Liczba obc. skup. st.	2
ciąg. st.	3

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe

Podpora numer	Reakcja [kN]		Moment [kNm]	
	minimalna	maksymalna	minimalny	maksymalny
(minima i maksima wartości bezwzględnych)				

0	43.511	43.511	0.000	0.000
1	17.381	17.381	-0.000	0.000

MAKSYMALNA REAKCJA :

$$R_3 := 43.511 \text{ kN}$$

Ekstremalne momenty przęsłowe [kNm] i ugięcia sprężyste

Polożenie mierzone od lewego końca przęsła

Przesło numer	Moment		Ugięcie [mm]	Moment		Ugięcie [mm]
	Polożenie			Polożenie		
	minimalny (minima i maksima wartości bezwzględnych)	[m]		maksymalny	[m]	

1	51.049	2.068	17.27	51.049	2.068	17.27
---	---------------	-------	-------	--------	-------	-------

MAKSYMALNE MOMENTY ZGINAJĄCE :

$$M_x := 51.049 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELKI

$$f_d := 215 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{wytrzymałość obliczeniowa stali}$$

$$\alpha_p := 1 \quad \text{obliczeniowy współczynnik rezerwy} \\ \text{plastycznej przekroju w zależności od rodzaju} \\ \text{obciążenia}$$

$$W := \frac{M_x}{\alpha_p f_d} \quad W = 237.437 \text{ cm}^3$$

przyjęto 2C 220 ze stali St3SX

$$W_{x_1} := 490 \text{ cm}^3 \quad W_{y_1} := 1030 \text{ cm}^3 \quad J_{x_1} := 5380 \text{ cm}^4$$

$$h_1 := 0.22 \text{ m} \quad \text{wysokość przekroju}$$

$$b_1 := 0.35 \text{ m} \quad \text{szerokość przekroju}$$

$$t_1 := 0.0125 \text{ m} \quad \text{grubość półki}$$

SPRAWDZENIE UGIĘCIA BELKI

$$E_1 := 2.05 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{współczynnik sprężystości podłużnej}$$

$$\text{Ugięcie dopuszczalne dla } l_2 = 5.985 \text{ m}$$

$$f_{dop} := \frac{l_2}{250} \quad f_{dop} = 2.394 \text{ cm}$$

Ugięcie belki

$$f := 1.72 \text{ cm} \quad f \leq f_{dop}$$

KONIEC OBLICZEŃ DO OB.30

Sprawdził:

inż. J. Taracha

inż. Jerzy Taracha

uprawniony do projektowania
konstrukcji, architektury i kierowania
robotami budowlanymi
Nr ewid. uprawnień 752/64

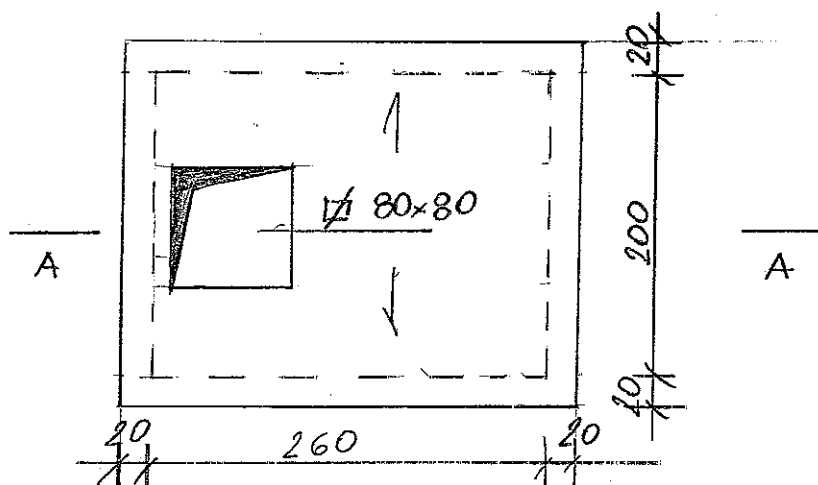
Sporządziła:

mgr inż. G. Rydzewska

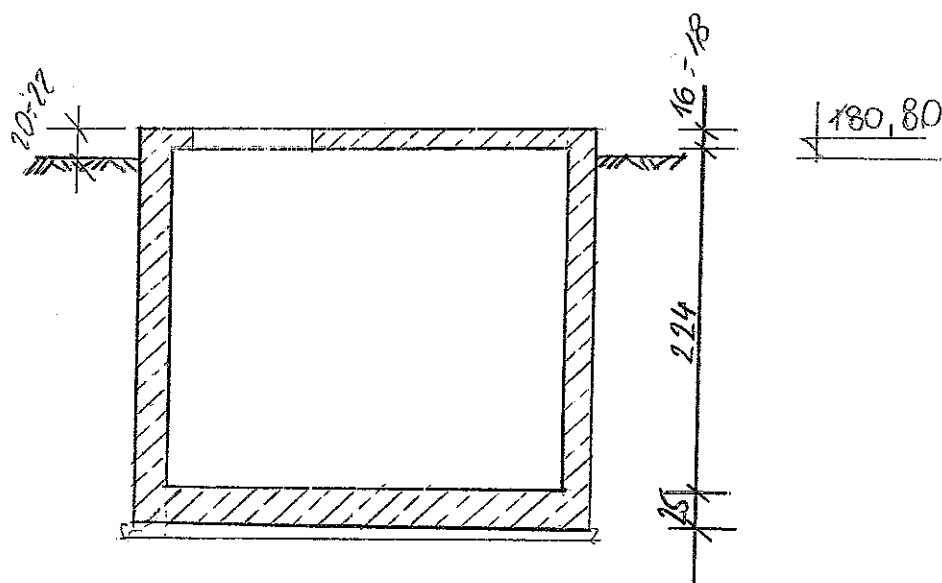
mgr inż. GRAŻYNA RYDZEWSKA
upr. budowl. Nr SUW-22/92 i SOW-22/93
specjalność techn.-budowl. konstrukcje
budowlane, wyznaczenie projektowania
i kierowania robotami budowlanymi
Dz.U. Nr 8 poz. 46

KOMORA ZASUW KZ - 1**OBLICZENIA STATYCZNE str. 3**

RZUT



PRZEKRÓJ

**1. PRZEKRYCIE**Obciążenia :

- płyta stropowa

$$g_1 := 0.16 \cdot 25 \cdot 1.1$$

$$g_1 = 4.4$$

 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- obciążenie technologiczne

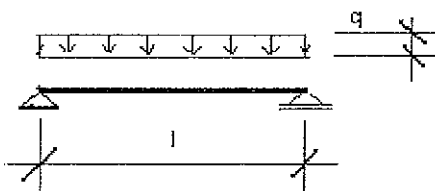
$$p_1 := 5 \cdot 1.3$$

$$p_1 = 6.5$$

- obciążenie sumaryczne

$$q_1 := g_1 + p_1$$

$$q_1 = 10.9$$

Schemat płyty :

$$l_1 := 2.0 \cdot 1.05 \quad l_1 = 2.1 \quad \text{m}$$

Max. moment zginający

$$M_1 := 0.125 \cdot q_1 \cdot (l_1)^2 \quad M_1 = 6.01 \quad \text{kNm/m}$$

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B30 ; stal AIII : $h_1 := 0.16 - 0.04\text{m}$ $b_1 := 1.0 \text{ m}$

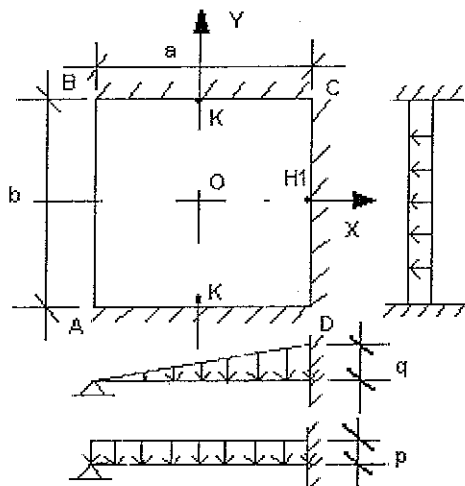
$$A_1 := \frac{M_1}{b_1 \cdot (h_1)^2} \quad A_1 = 417.27 \quad \mu_1 := 0.2 \quad \%$$

$$Fa_1 := \mu_1 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot 100 \quad Fa_1 = 2.4 \quad \text{cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $\phi 8$ co 15 cm siatka górą i dołem (ze względu na różnice temp.).

2.0 ŚCIANY ZEWNĘTRZNE

Schemat



$$a := 2.25 \text{ m}$$

$$b := 3.0 \text{ m}$$

Przyjęto grunt do obsypki - piaszczysty
średniozagęszczony

$$K_1 := 0.5 \quad \gamma_1 := 19.0$$

Obciążenia	charakterystyczne	obliczeniowe	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- naziom	$p_2 := 20 K_1$	$p_{12} := p_2 \cdot 1.2$ $p_{12} = 12$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- grunt	$q_3 := \gamma_1 \cdot 2.2 K_1$	$q_{13} := q_3 \cdot 1.2$ $q_{13} = 25.08$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Momenty zginające od obciążenia zewnętrznego

- naziom

Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 12

Krawędzie BC, CD i AD zamocowane

Krawędź AB swobodna

Obciążenie q równomierne w obu kierunkach

Szerokość płyty $a = 2.250 \text{ m}$

Obciążenie obliczeniowe $q = 12.000 \text{ kN/m}^2$ Długość płyty $b = 3.000 \text{ m}$

----- Wyniki -----

Moment w środku płyty	$M_{x0} = 1.150 \text{ kNm/m}$	$M_{y0} = 2.527 \text{ kNm/m}$
w punkcie H2		$M_{yH2} = 4.327 \text{ kNm/m}$
w punkcie H1	$M_{xH1} = -5.804 \text{ kNm/m}$	
w punkcie K		$M_{yK} = -3.208 \text{ kNm/m}$
w narożach C i D		$M_{yCD} = -5.173 \text{ kNm/m}$

- grunt

Dwukierunkowo zginana płyta prostokątna typu 14

Krawędzie BC, CD i AD zamocowane

Krawędź AB swobodna

Obciążenie równomierne q w kierunku y

Obciążenie trójkątne w kierunku x

malejące od q do zera w stronę krawędzi AB

Szerokość płyty $a = 2.250 \text{ m}$ Obciążenie obliczeniowe $q = 25.100 \text{ kN/m}^2$ Długość płyty $b = 3.000 \text{ m}$

----- Wyniki -----

Moment w środku płyty	$M_{x0} = 1.588 \text{ kNm/m}$	$M_{y0} = 2.101 \text{ kNm/m}$
w punkcie H2		$M_{yH2} = 2.176 \text{ kNm/m}$
w punkcie H1	$M_{xH1} = -6.629 \text{ kNm/m}$	
w punkcie K		$M_{yK} = -2.807 \text{ kNm/m}$
w narożach C i D		$M_{yCD} = -2.062 \text{ kNm/m}$

- suma momentów

- w środku płyty :	$M_{y0} := 2.53 + 2.1$	$M_{y0} = 4.63$	kNm/m
- w pkt. H1 :	$M_{x1} := -(5.8 + 6.6)$	$M_{x1} = -12.4$	kNm/m
- w pkt. H2 :	$M_{y2} := 2.2 + 4.3$	$M_{y2} = 6.5$	kNm/m
- w narożach CD :	$M_{y1} := -(2.1 + 5.2)$	$M_{y1} = -7.3$	kNm/m

WYMIAROWANIE

Przyjęto beton B30 ; stal AIII ; grubość ściany 0.20 m $M_{x1} = -12.4$

+-----+
 | ZELBEI 6.4 "BIPROWOD-WARSZAWA"
 | Zginanie-przekroj podwójnie zbrojony |
 +-----+

Klasa betonu	B30.0	Moment obliczeń	$M = 12.400 \text{ [kNm]}$
Wytrzymał. stali	$R_a = 350 \text{ [MPa]}$	Mom.char.długotr.	$M_{kd} = 10.300 \text{ [kNm]}$
Szer. przekroju	$b = 1.000 \text{ [m]}$	Mom.char.całkow.	$M_{kc} = 10.300 \text{ [kNm]}$
Wys. przekroju	$h = 0.200 \text{ [m]}$	Rozp.obliczeń	$l_0 = 2.250 \text{ [m]}$
Szer. g. polki	$b_t = 1.000 \text{ [m]}$	Wsp.korekc.betonu	$m_b = 1.00$
Grub. g. polki	$t = 0.000 \text{ [m]}$	Wsp.korekc.stali	$m_a = 1.00$
Szer. d. polki	$b_t = 1.000 \text{ [m]}$	Wilgotn. środowiska	$= 75.00 \text{ [%]}$
Grub. d. polki	$t = 0.000 \text{ [m]}$	Wsp. pełzania	$F_{Ip} = 1.20$
Odl.zbroj.rozciąg.	$a = 0.0500 \text{ [m]}$	Czas obciążenia	$t = 3600 \text{ [dni]}$
Odl.zbroj.scisk.	$a = 0.0500 \text{ [m]}$	Wsp. ugięcia	$ALF_{Ak} = 1.00$

W Y N I K I : Zbrojenie w $[\text{cm}^2]$:

Obliczone: Przyjęte:

Mom. rys. $[\text{kNm}]$: $F_{ac}(\text{min}) = 1.50$ $F_{ac} = 3.93$
 $M_{fp} = 22.227$ $F_a = 3.54$ $F_a = 5.65 - \phi 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$
 El.niezarysowany $M_{\text{max}} [\text{kNm}] = 19.792$
 $a_f [\text{mm}] = 0.000$ $F_a/(b \cdot h_0) \cdot 100 [\text{‰}] = 0.377$

Przyjęto zbrojenie pionowe na podporze od strony zewnętrznej - $\phi 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$, $F_a = 5.65 \text{ cm}^2$ Zbrojenie poziome przyjęto $\phi 10 \text{ co } 20 \text{ cm}$ od zewnątrz.

Zbrojenie od wewnątrz ze względu na środowisko przyjęto jak od zewnątrz

Pozostałe ściany przyjęto konstrukcyjnie gr 0.20 i zbrojenie j.w.


3 DNO

Dno przyjęto grubości 0.25 m i zbrojenie górne i dolne siatka $\phi 12 \text{ co } 20 \text{ cm}$

KONIEC OBLICZEŃ DO OB. KZ-1

Sprawdził
 inż. Jerzy Taracha
 uprawniony do projektowania
 konstrukcji, architektury i kierowania
 robotami budowlanymi
 Nr ewid. uprawnień 752/64

Sporządził


 mgr inż. Elżbieta Chojńska
 upr. budowl. nr Wa-165/90
 specjalność konstrukcyjno-budowlana
 w zakresie projektowania
 (Dz U Nr 38 poz 229)

Obciążenia - Przypadki

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura	Typ analizy
1	STA1	STA1	ciężar własny	Statyka liniowa
2	STA2	STA2	stałe	Statyka liniowa
3		KOMB1	ciężar własny	Kombinacja liniowa
4		KOMB2	ciężar własny	Kombinacja liniowa
5	EKSP1	ścieki	eksploatacyjne	Statyka liniowa
6	STA6	od powłoki istniejącej	stałe	Statyka liniowa
7	STA6	śnieg	śnieg	Statyka liniowa
8		KOMB3	ciężar własny	Kombinacja liniowa

Obciążenia - Wartości

	Przypadek	Typ obciążenia	Lista	Wartość obciążenia
	1	ciężar własny	1 2 5 6 9 do 16	PZ Minus Wsp=1,00
	2	(ES) jednorodne	5	PZ=-5,00(kN/m2)
	2	(ES) jednorodne	6	PZ=-5,00(kN/m2)
	2	obciąż. jednorodne	9 do 11	PZ=-6,00(kN/m)
	2	obciąż. jednorodne	12 do 16	PZ=-12,00(kN/m)
	5	(ES) ciśn. hydrostatyczne	1 2 5	Gamma=1050,00(kG/m3) H=16,50(m) Kierunek=Z
	6	(ES) jednorodne	5 6	PZ=-5,50(kN/m2)
	7	(ES) jednorodne	5	PZ=-0,54(kN/m2)
	7	(ES) jednorodne	6	PZ=-0,72(kN/m2)

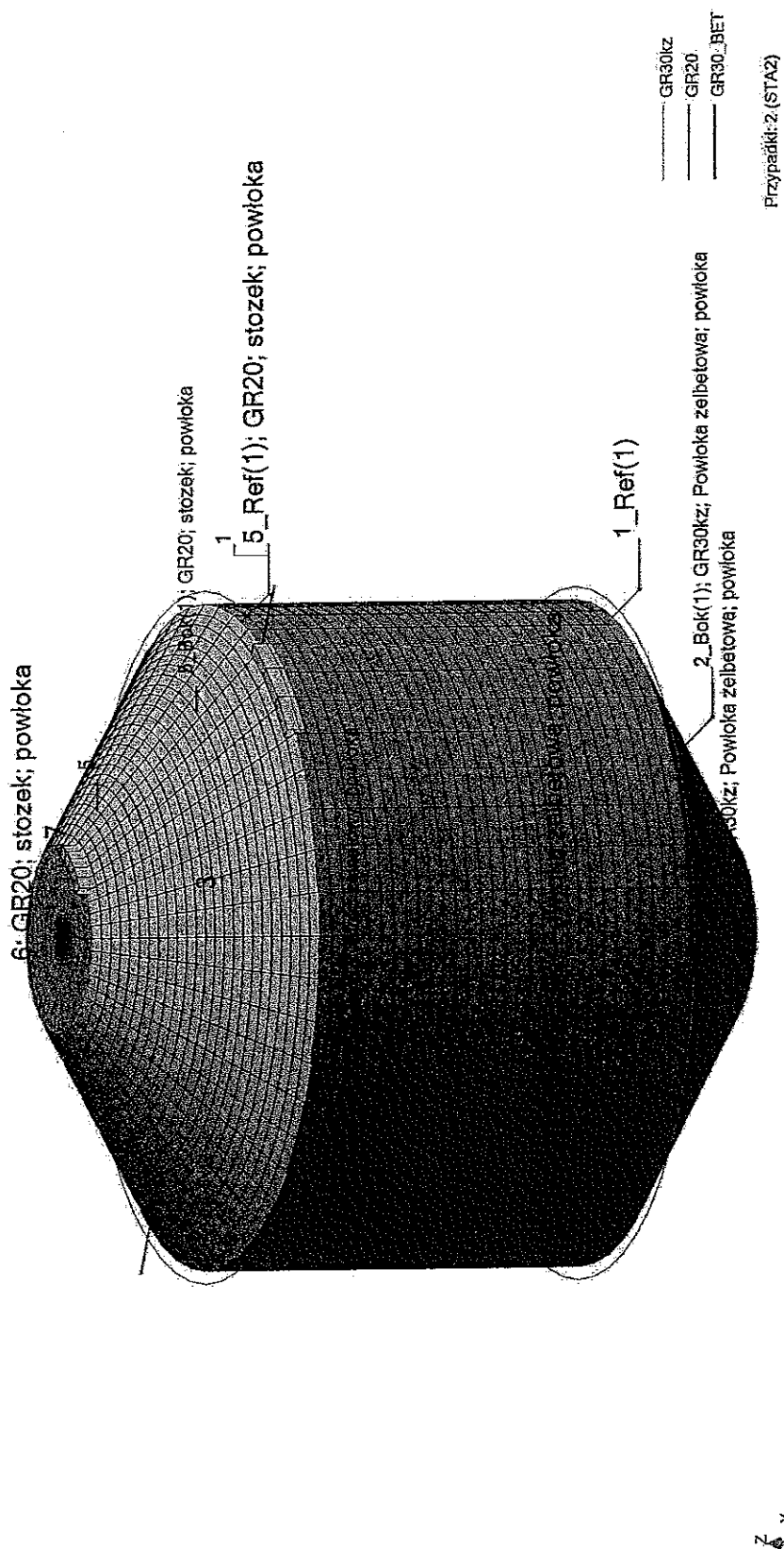
Kombinacje przypadków - Przypadki: 3 4 8 : Wartości: 1

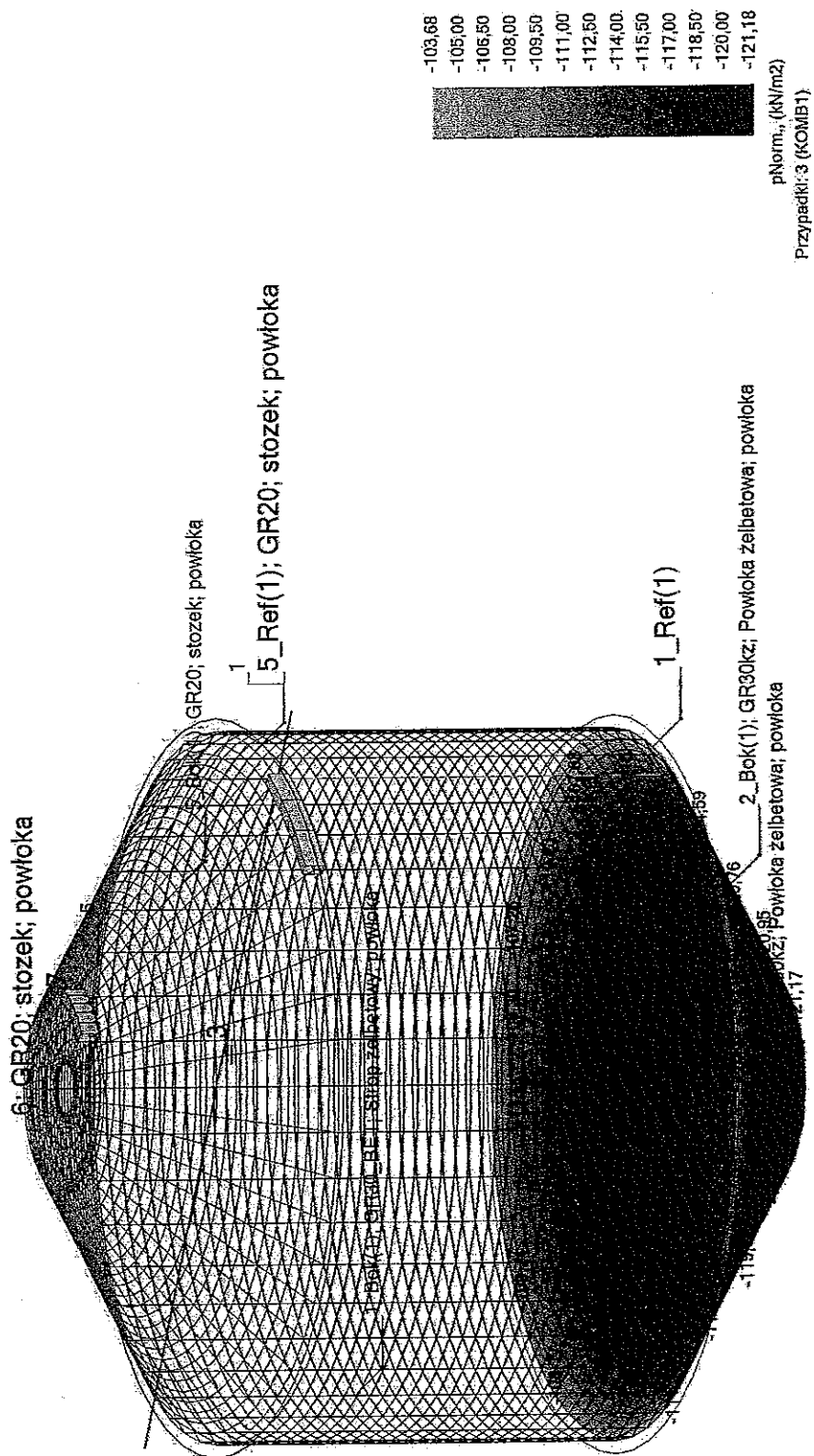
- Przypadki: 3 4 8

Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Natura kombin	Natura przypadku
3 (K)	KOMB1	Kombinacja linio	SGN	ciężar własny
4 (K)	KOMB2	Kombinacja linio	SGU	ciężar własny
8 (K)	KOMB3	Kombinacja linio	SGU	ciężar własny

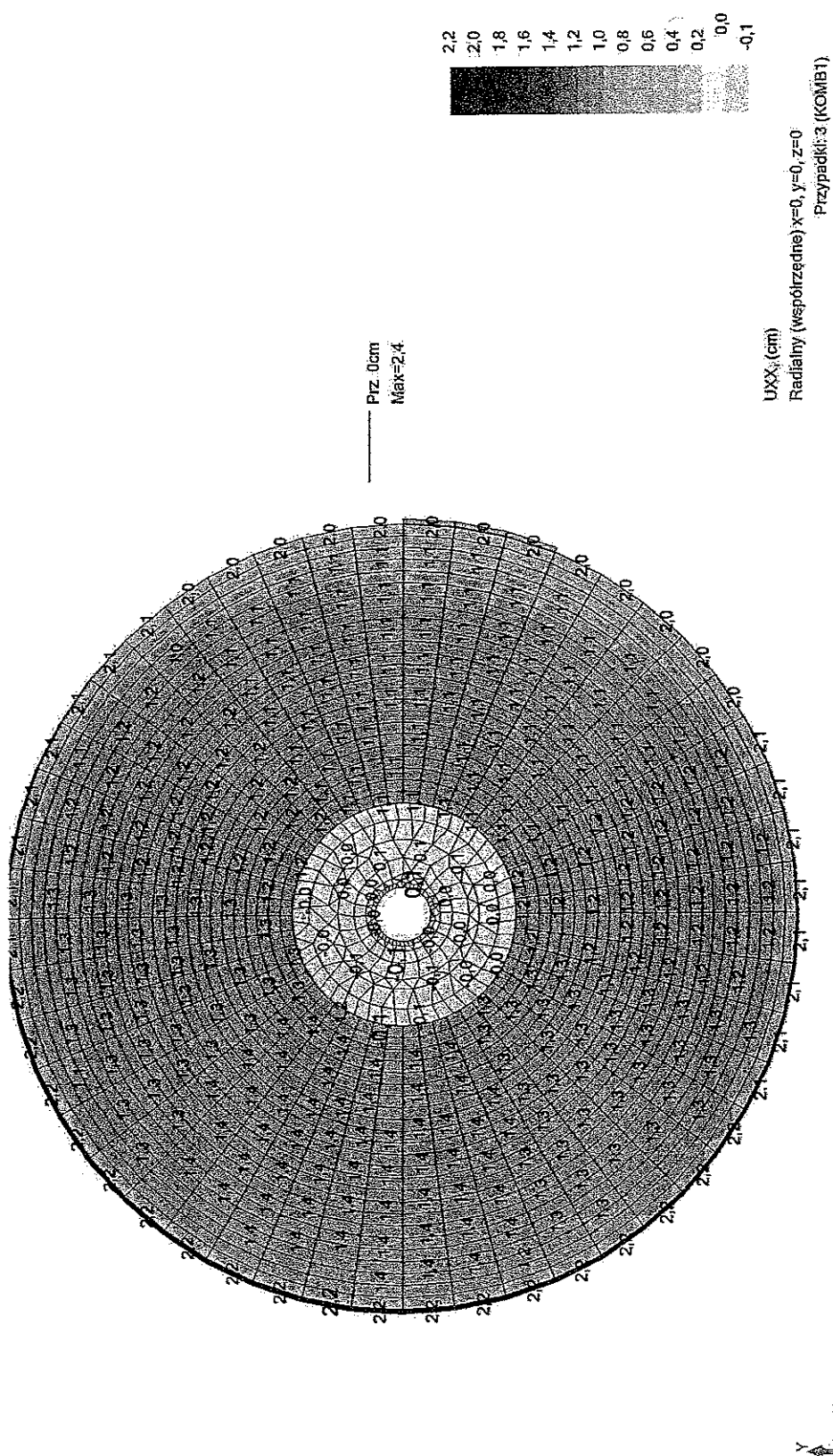
Kombinacja	Definicja
3 (K)	(1+2+5+6)*1.10+7*1.50
4 (K)	(1+2+5)*1.00
8 (K)	(1+2+5+6+7)*1.00

schemat zbiornika

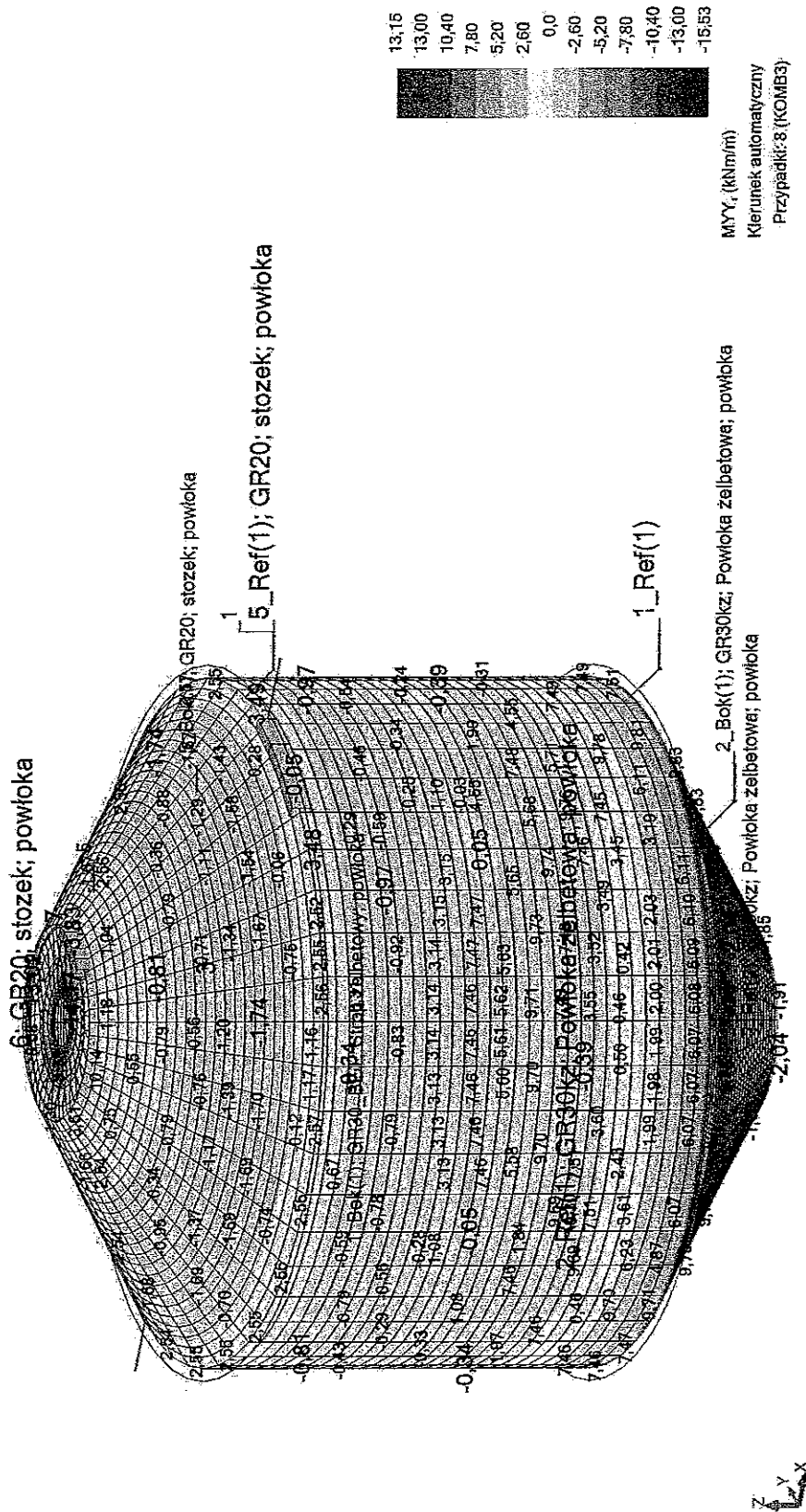




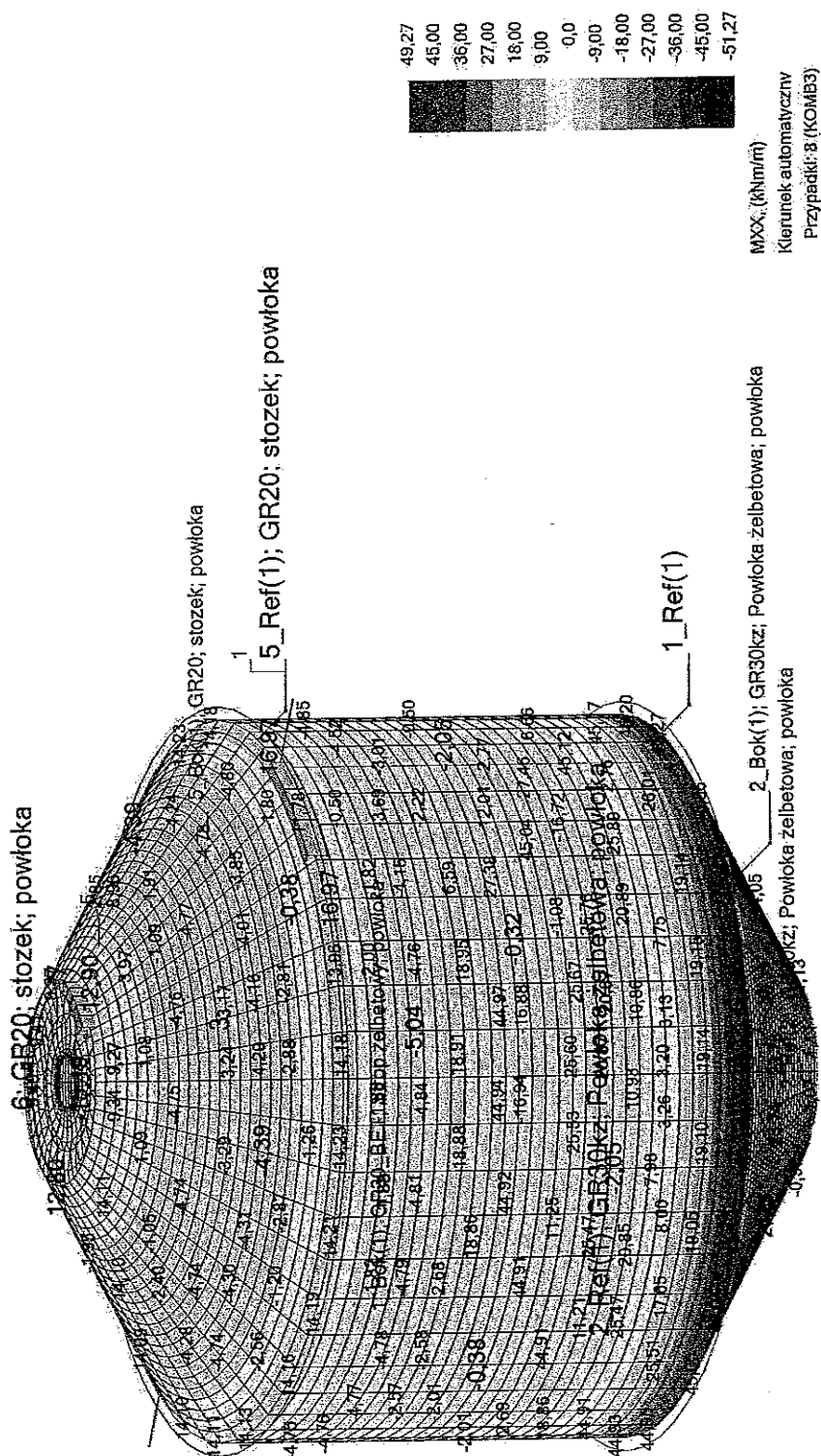
Widok - Deformacja; UXX (cm) Radialny (współrzędne) $x=0, y=0, z=0$ Przypadki: 3 (KOMB1)



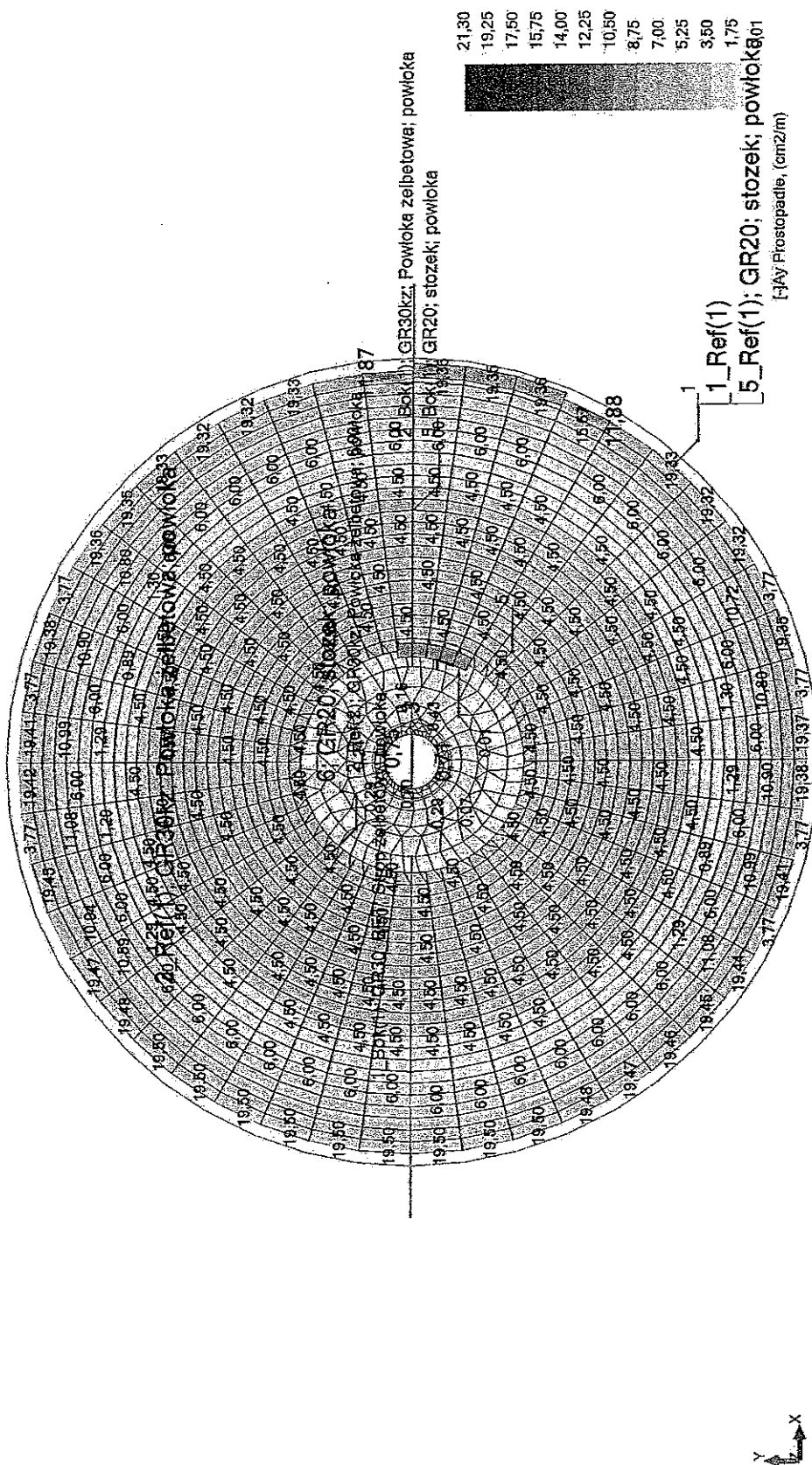
Widok - MYY (kNm/m) Kierunek automatyczny Przypadki: 8 (KOMB3)



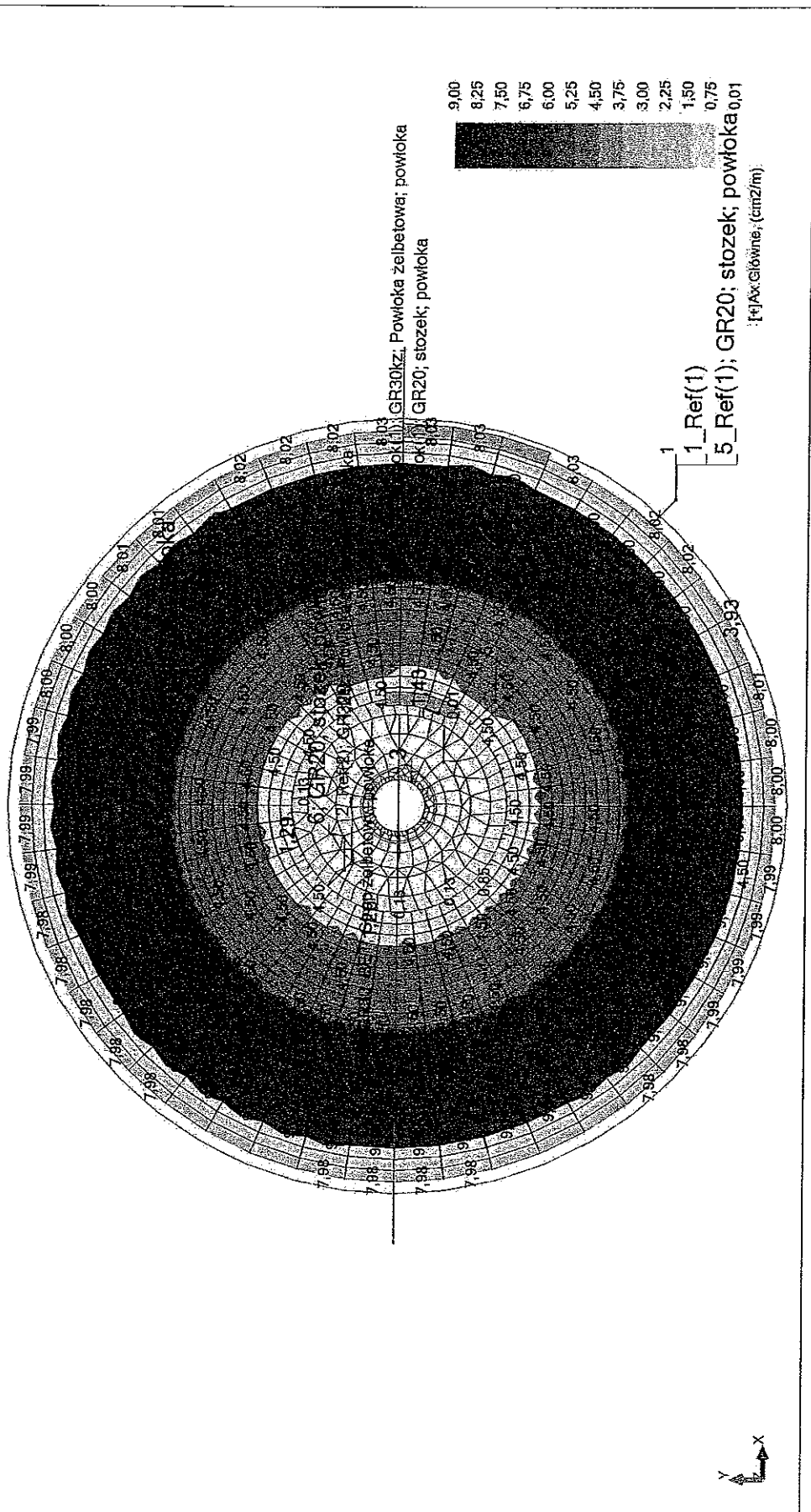
Widok - MXX (kNm/m) Kierunek automatyczny Przypadki: 8 (KOMB3)



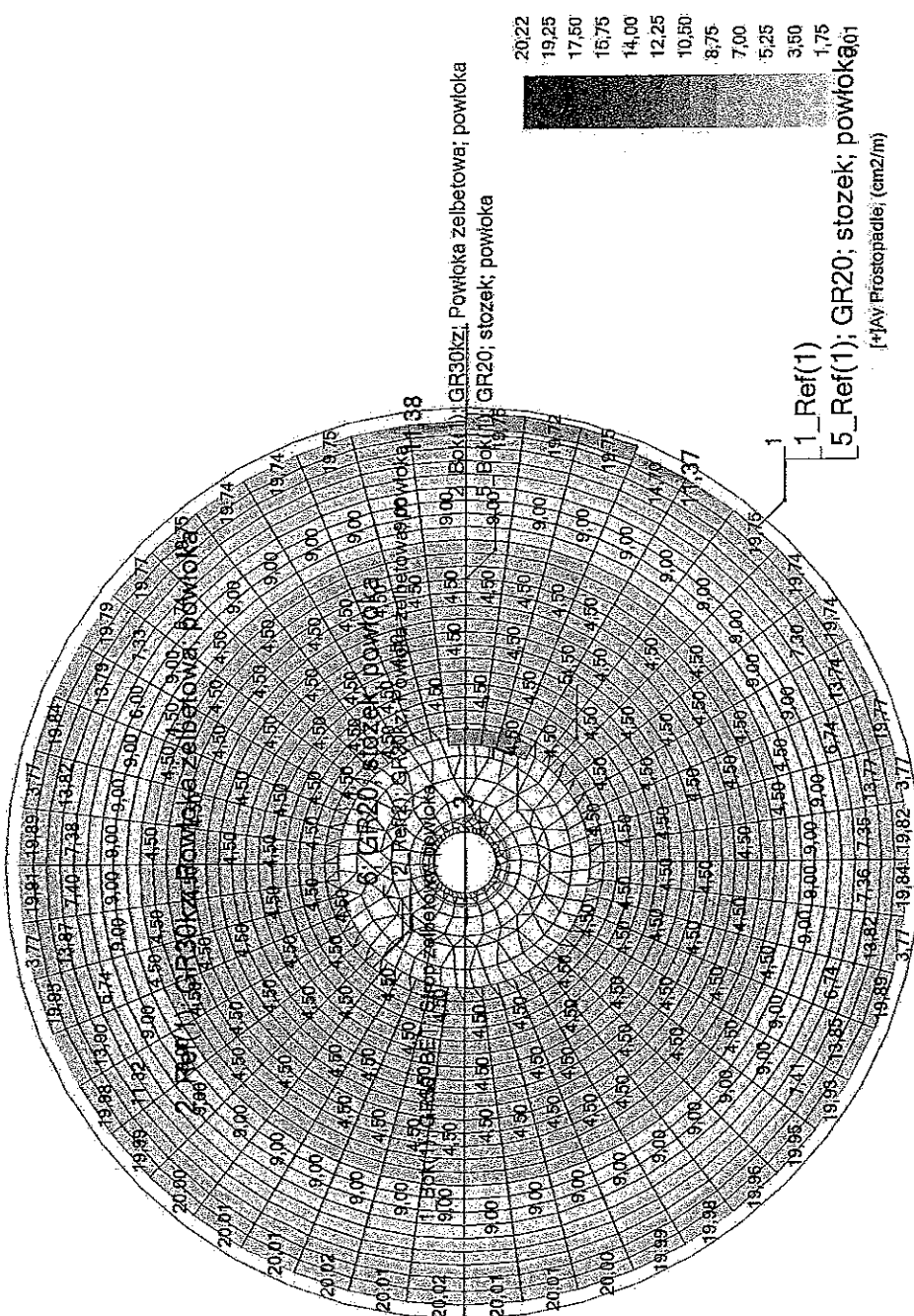
Widok - [-]Ay Prostopadłe (cm2/m) 2



Widok - [±]Ax Głównie (cm²/m) 1



Widok - [±]Ay Prostopadłe (cm²/m) 1



Obciążenia - Wartości

	Przypadek	Typ obciążenia	Lista	Wartość obciążenia
	1	ciężar własny	1 2 5 6 9 do 16	PZ Minus Wsp=1,00
	2	(ES) jednorodne	5	PZ=-5,00(kN/m ²)
	2	(ES) jednorodne	6	PZ=-5,00(kN/m ²)
	2	obciąż. jednorodne	9 do 11	PZ=-6,00(kN/m)
	2	obciąż. jednorodne	12 do 16	PZ=-12,00(kN/m)
	5	(ES) ciśn. hydrostatyczne	1 2 5	Gamma=1050,00(kG/m ³) H=16,50(m) Kierunek=-Z
	7	(ES) jednorodne	5	PZ=-0,54(kN/m ²)
	7	(ES) jednorodne	6	PZ=-0,72(kN/m ²)

Obciążenia - Przypadki

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura	Typ analizy
1	STA1	STA1	ciężar własny	Statyka liniowa
2	STA2	STA2	stałe	Statyka liniowa
3		KOMB1	ciężar własny	Kombinacja liniowa
4		KOMB2	ciężar własny	Kombinacja liniowa
5	EKSP1	ścieki	eksploatacyjne	Statyka liniowa
7	STA6	śnieg	śnieg	Statyka liniowa
8		KOMB3	ciężar własny	Kombinacja liniowa

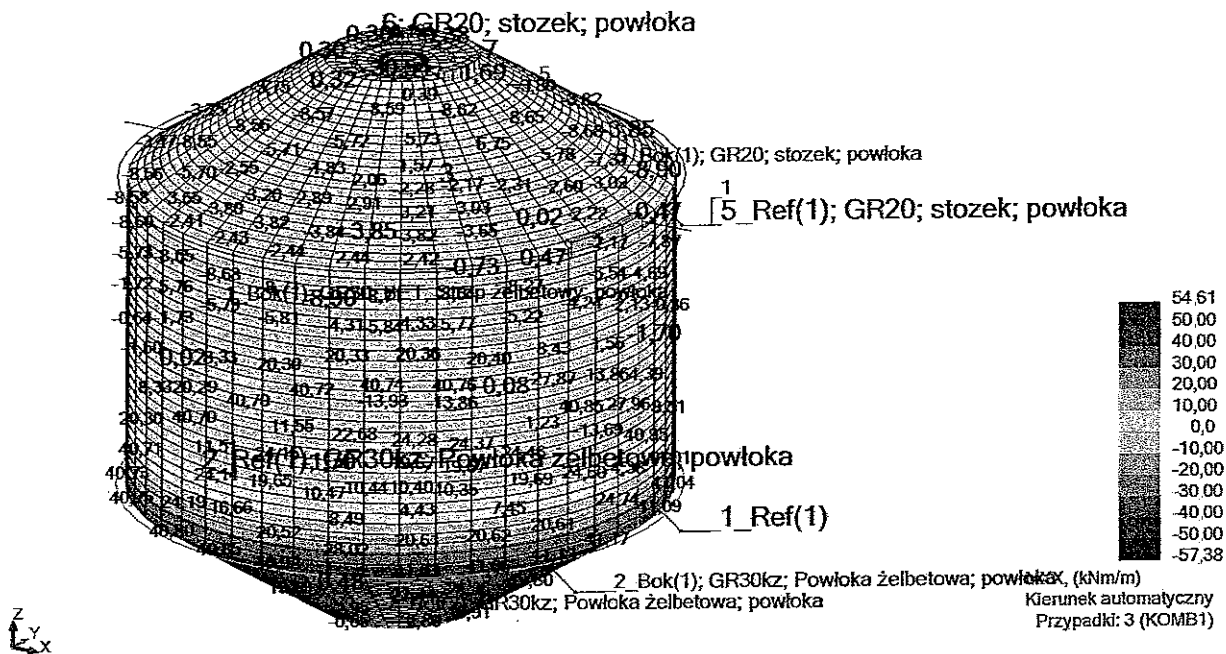
Kombinacje przypadków - Przypadki: 3 4 8 : Wartości: 1

- Przypadki: 3 4 8

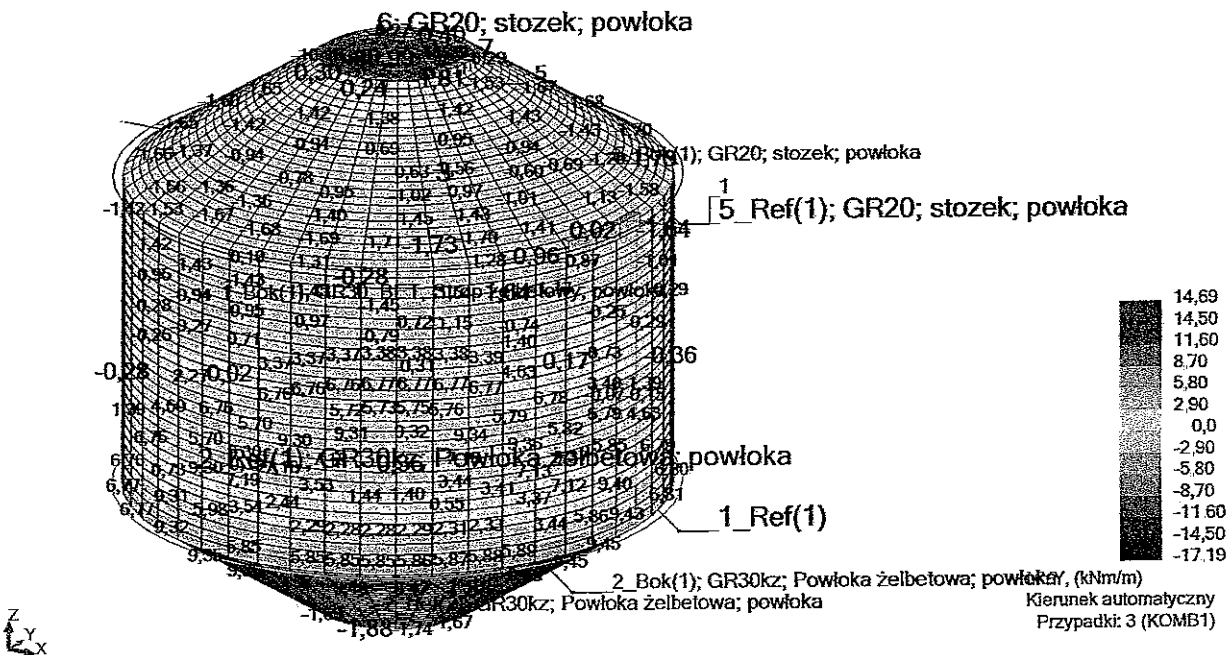
Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Natura kombin	Natura przypadku
3 (K)	KOMB1	Kombinacja linio	SGN	ciężar własny
4 (K)	KOMB2	Kombinacja linio	SGU	ciężar własny
8 (K)	KOMB3	Kombinacja linio	SGU	ciężar własny

Kombinacja	Definicja
3 (K)	(1+2+5)*1.10+7*1.50
4 (K)	(1+2+5)*1.00
8 (K)	(1+2+5+7)*1.00

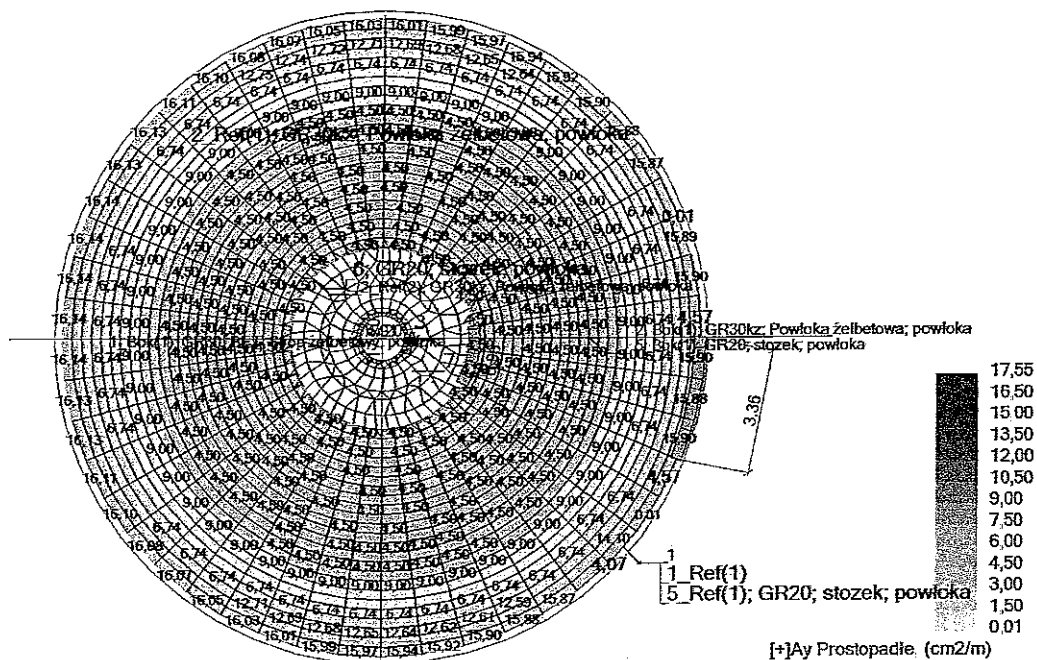
Widok - MXX (kNm/m) Kierunek automatyczny Przypadki: 3 (KOMB1)



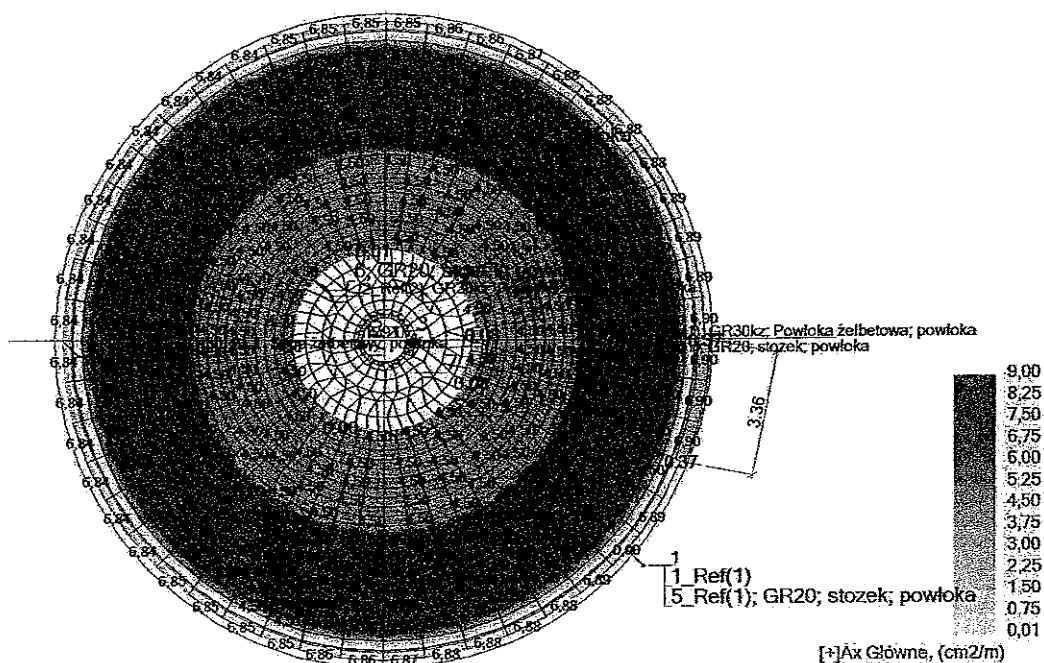
Widok - MYY (kNm/m) Kierunek automatyczny Przypadki: 3 (KOMB1)



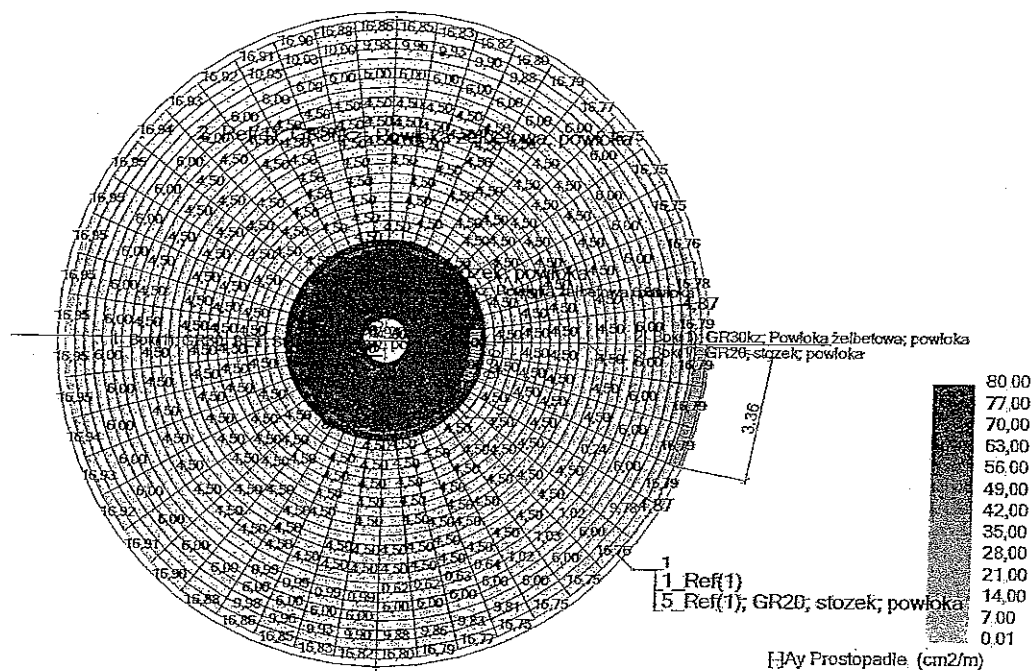
Widok - [+]Ay Prostopadłe (cm2/m) 2



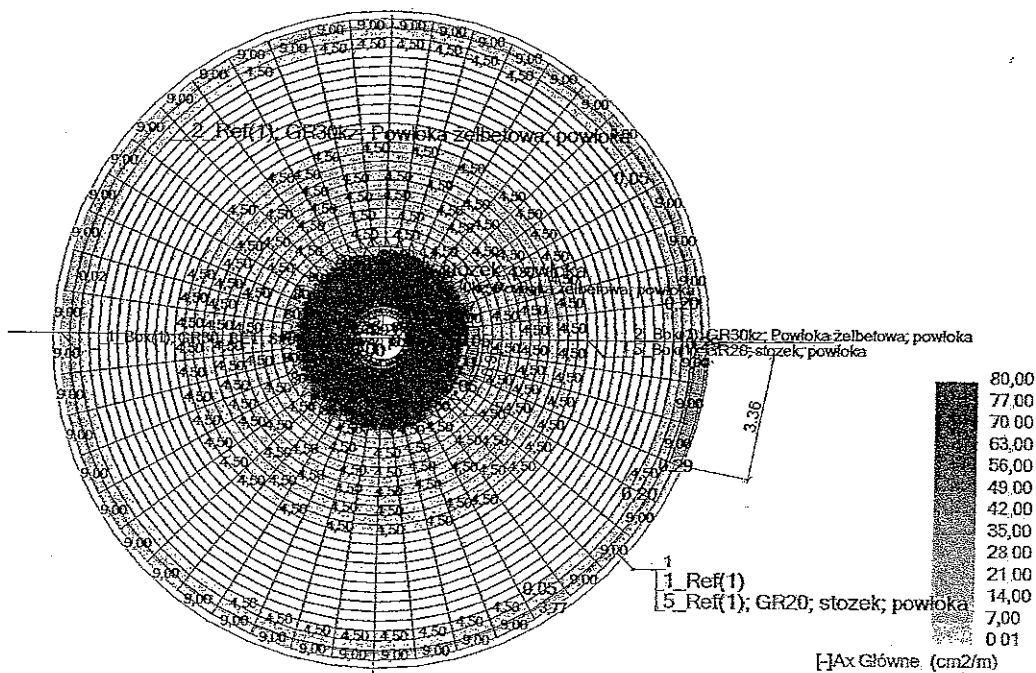
Widok - [+]Ax Głównie (cm2/m) 2



Widok - [-]Ay Prostopadłe (cm²/m) 3



Widok - [-]Ax Główne (cm²/m) 2



Poruszył Smeem
wpr bnd 12/83 Sk-ce

[Signature]

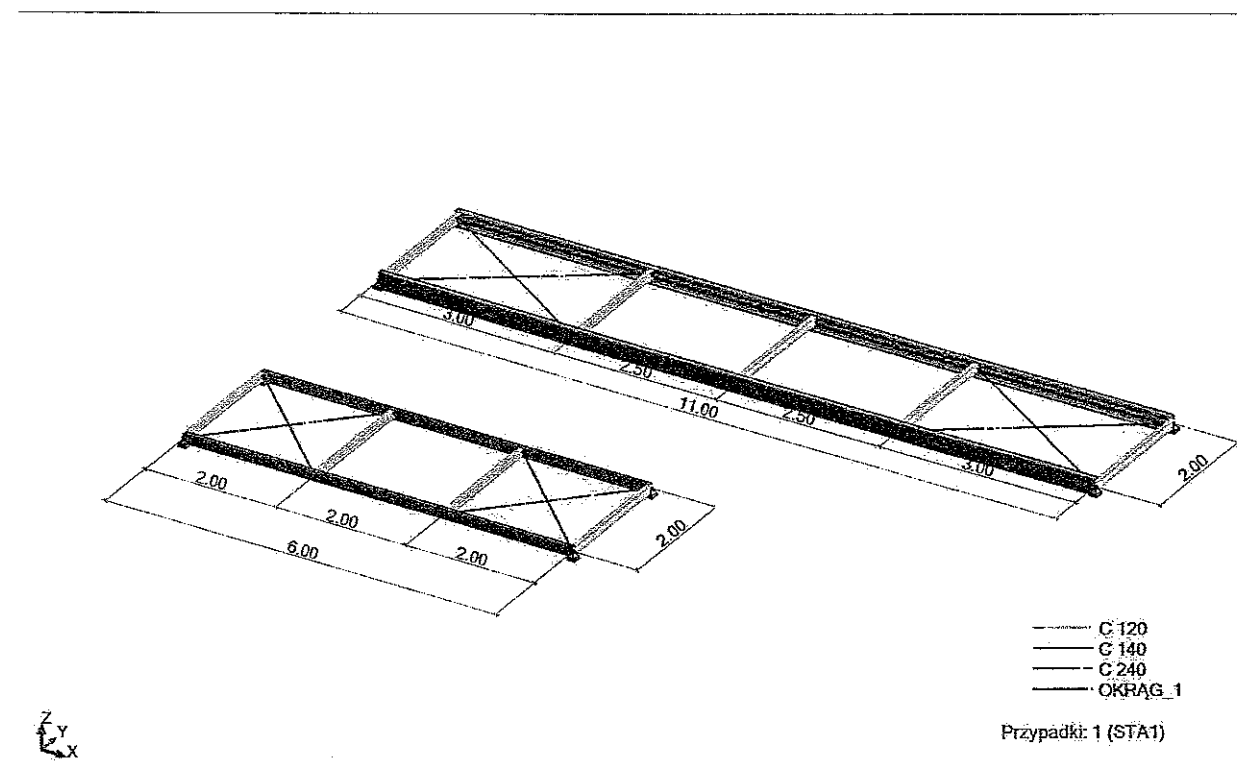
Obciążenia - Przypadki

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura	Typ analizy
1	STA1	STA1	ciężar własny	Statyka liniowa
2	MOD2	Modalna		Modalna

Obciążenia - Wartości

	Przypadek	Typ obciążenia	Lista	Wartość obciążenia
	1	ciężar własny	1 do 21	PZ Minus Wsp=1,00
	1	obciąż. jednorodne	1 2 5 6	PZ=-1,00(kN/m)

schemat pomostów



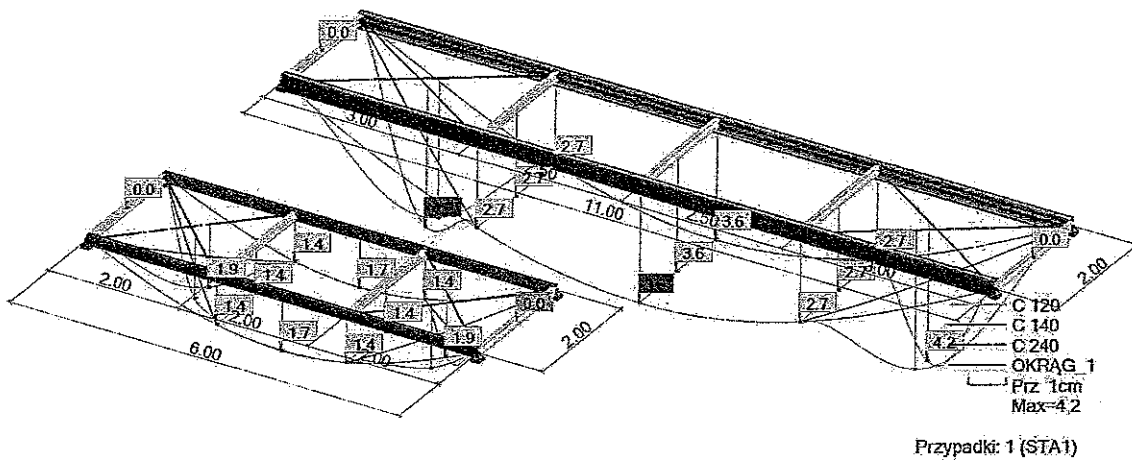
Widok - Przypadki: 1 (STA1) obciążenia



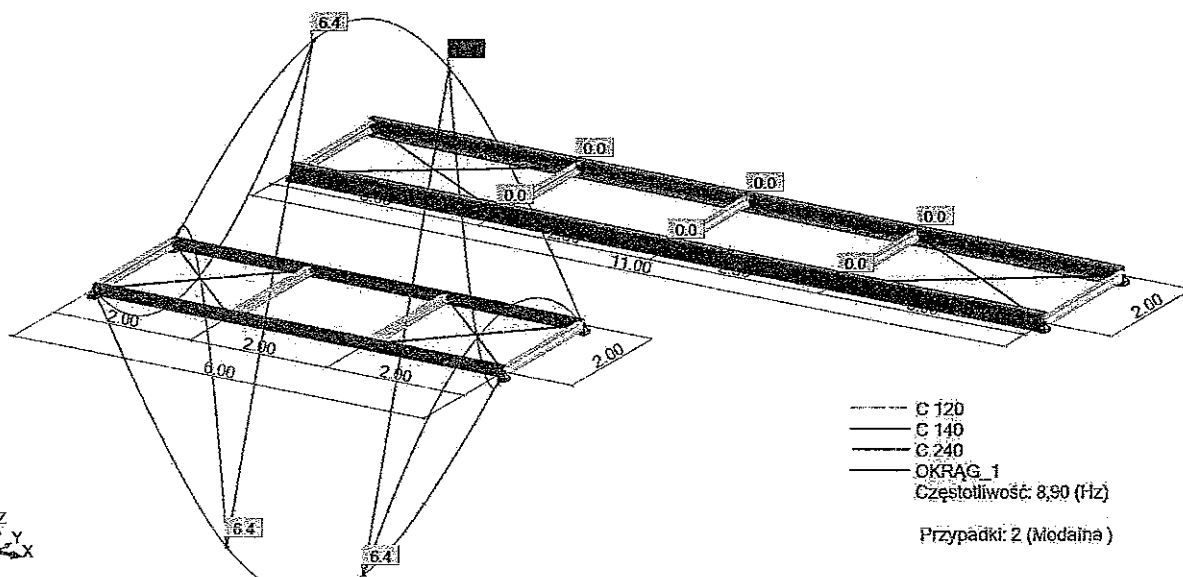
Widok - S max; Przypadki: 1 (STA1)



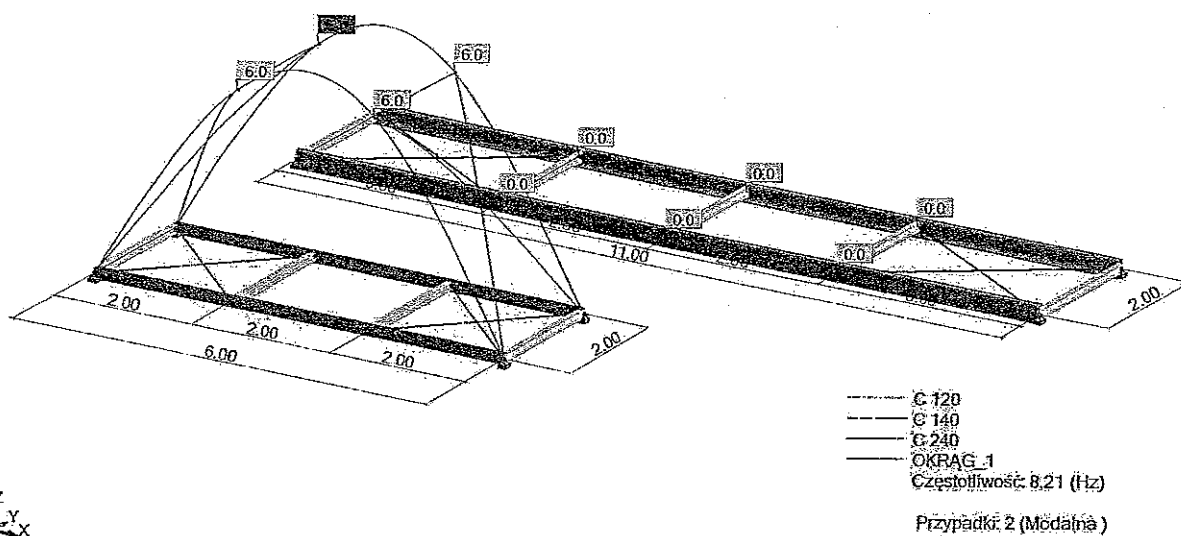
Widok - Deformacja; Def.dokładna; Przypadki: 1 (STA1)



Widok - Deformacja; Przypadki: 2 (Modalna) Postacie: 4



Widok - Deformacja; Przypadki: 2 (Modalna) Postacie: 3



Widok - Deformacja; Przypadki: 2 (Modalna) Postacie: 1

