

# **ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA**

## **I. Część opisowa.**

1. Opis techniczny.

## **II. Część rysunkowa.**

- K-01. Rzut fundamentów - skala 1:50.
- K-02. Rzut parteru - skala 1:50.
- K-03. Rzut piętra - skala 1:50.
- K-04. Rzut więźby dachowej - skala 1:50.
- K-05. Przekrój A-A - skala 1:50.
- K-06. Przekrój B-B - skala 1:50.
- K-07. Zbrojenie łań fundamentowych - skala 1:25.
- K-08. Zbrojenie stóp fundamentowych - skala 1:25.
- K-09. Zbrojenie słupów S1 i S7 - skala 1:25.
- K-10. Zbrojenie słupów S2,S3 - skala 1:25.
- K-11. Zbrojenie słupów S4,S5,S6 - skala 1:25.
- K-12. Zbrojenie słupów S8 i S9 - skala 1:25.
- K-13. Zbrojenie słupów S10 i S11 - skala 1:25.
- K-14. Zbrojenie podciągów monolitycznych B1 i B2 - skala 1:25.
- K-15. Zbrojenie nadproży monolitycznych B3 i B4 - skala 1:25.
- K-16. Zbrojenie dolne płyty stropowej - skala 1:50.
- K-17. Zbrojenie górne płyty stropowej - skala 1:50.
- K-18. Zbrojenie wieńców - skala 1:10.
- K-19. Rama stalowa - skala 1:50,1:25.

## **III. Część obliczeniowa.**

1. Obliczenia statyczne.

## **IV. Część formalno-prawna.**

1. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego.
2. Zaświadczenia o przynależności projektanta do PIIB.
3. Zaświadczenia o przynależności sprawdzającego do PIIB.
4. Uprawnienia budowlane projektanta.
5. Uprawnienia budowlane sprawdzającego.
6. Informacja bioz.

## **OPIS TECHNICZNY**

**do projektu budowlanego branży konstrukcyjnej budowy świetlicy wiejskiej w Starym Folwarku, dz. nr 85/1, Stary Folwark.**

### **1. Podstawa opracowania**

- 1.1 Umowa z inwestorem.
- 1.2 Projekt architektoniczny.
- 1.3 Obowiązując przepisy budowlane.

### **2. Przedmiot i zakres opracowania**

Niniejsze opracowanie zawiera projekt budowlany branży konstrukcyjnej świetlicy wiejskiej w Starym Folwarku, dz. Nr 85/1.

### **3. Normy stosowane przy opracowaniu projektu**

PN-82/B-02001 „Obciążenia stałe.”  
PN-82/B-02002 „Obciążenia technologiczne.”  
PN-EN 1991-1-3:2005 „Obciążenie śniegiem.”  
PN-77/B-02011 „Obciążenie wiatrem.”  
PN-81/B-03020 „Posadowienie bezpośrednie budowli.”  
PN-B-03002:1999 "Konstrukcje murowe."  
PN-B-03264 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.”  
PN-B-03150:2000 "Konstrukcje z drewna."  
PN-90/B-03200 „Konstrukcje stalowe.”

### **4. Warunki gruntowo-wodne**

Parametry geotechniczne gruntu ustalono na podstawie badań geotechnicznych wykonanych w styczniu 2014r.

W podłożu od powierzchni terenu występują nasypy niekontrolowane złożone z piasków gliniastych humusowych z domieszką okruchów ceglanych o miąższości 0,2-0,5m. Poniżej nasypów niekontrolowanych występują grunty rodzime o podobnej genezie, litologii oraz zbliżonych parametrach geotechnicznych. Wartości wyprowadzonych parametrów geotechnicznych wydzielonej warstwy ustalono na podstawie badań makroskopowych, zależności korelacyjnych z literatury, norm i doświadczeń własnych, zgodnie z Eurokodem 7.

Wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

Warstwa geotechniczna Ia

- to lokalnie zalegające piaski gliniaste występujące w stanie plastycznym. Wyprowadzoną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości  $I_L = 0,40$ .

Warstwa geotechniczna Ib

- to gliny piaszczyste i piaski gliniaste występujące w stanie twardoplastycznym. Wyprowadzoną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości  $I_L = 0,2$ .

Zwierciadła wody gruntowej do głębokości 4,0 m p.p.t. tj. do rzędnej  $H = 71,14$  m n.p.m. nie nawiercono. Stwierdzono natomiast intensywne sączenie wody gruntowej w otworze nr 2 na głębokości 2,9 m tj. na rzędnej  $H = 72,24$  m n.p.m.

W wyniku przeprowadzonych badań geotechnicznych stwierdza się, że w podłożu projektowanego budynku świetlicy występują średnio-korzystne warunki gruntowo-wodne dla tego typu inwestycji. Grunty wydzielonych warstw geotechnicznych Ia i Ib są nośne. **Natomiast nasypy niekontrolowane są słabonośne i nie nadają się do posadowienia bezpośredniego.** Należy wybrać warstwę gruntów słabonośnych i posadowić budynek na zalegających poniżej gruntach wydzielonych warstw Ia i Ib.

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dn. 25 kwietnia 2012r. „w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych” analizowany obiekt można zaliczyć do **I kategorii geotechnicznej**.

W istniejących warunkach gruntowo-wodnych, projektowany budynek można posadowić bezpośrednio na stopach i ławach fundamentowych w gruntach nośnych.

Prace ziemne i fundamentowe należy prowadzić starannie tak, aby nie naruszyć struktury gruntu. Grunty spoiste tj. warstw geotechnicznych Ia i Ib są wrażliwe na dodatkowe zawilgocenia oraz przemarzanie, co prowadzi do obniżenia ich własności mechanicznych, a co za tym idzie do obniżenia nośności podłoża gruntowego. Z uwagi na możliwość uplastycznienia tych gruntów należy chronić dno wykopu fundamentowego przed zalewaniem wodami opadowymi.

W przypadku naruszenia naturalnej struktury lub uplastycznienia gruntów, należy je usunąć i zastąpić podsypką piaszczysto-żwirową odpowiednio zagęszczoną (np. do  $I_D=0,6$ ) lub chudym betonem. Aby nie dopuścić do naruszenia naturalnej struktury tych gruntów, ostatnią warstwę należy usunąć ręcznie bezpośrednio przed betonowaniem. Po wykonaniu wykopów fundamentowych powierzchnię należy niezwłocznie stabilizować chudym betonem.

W celu przechwycenia wód infiltracyjnych (opadowych) zaleca się wykonanie drenażu opaskowego w poziomie posadowienia fundamentów wraz z odprowadzeniem wód poza obręb budynku oraz zabezpieczenie części podziemnych budynku odpowiednią hydroizolacją.

Głębokość przemarzania gruntów dla rejonu przeprowadzonych badań wynosi  $h_z = 1,0$  m wg normy PN-81/B-03020.

## **5. Opis projektowanej konstrukcji**

Przedmiotem opracowania jest budynek murowany, wolnostojący, niepodpiwniczony, parterowy z antresolą użytkową. Obiekt projektowany jest na cele świetlicy wiejskiej w tym spotkań kulturalno-społecznych oraz imprez rodzinnych mieszkańców wsi Stary Folwark i okolic.

### **5.1 Fundamenty.**

W budynku zaprojektowano posadowienie bezpośrednie na ławach i stopach fundamentowych. Pod ścianami nośnymi przyjęto ławy fundamentowe betonowe, zbrojone podłużnie pod ścianami przeciw nierównomiernemu osiadaniu. Ławy wykonano z betonu C20/25 na podkładzie grubości 10cm z chudego betonu C8/10. Wysokość ław przyjęto 30cm a szerokość 60cm. Pod słupami ścian zewnętrznych przyjęto stopy fundamentowe z betonu C30/37 na podkładzie grubości 10cm z chudego betonu C8/10. Stopy zaprojektowano o wysokości 40cm, natomiast długość i szerokość jest zmienna. Ze stóp fundamentowych należy wypuścić startery umożliwiające zakotwienie słupów w fundamentach.

Fundamenty zaizolować przeciwwilgociowo dwoma powłokami z emulsji asfaltowej (np. Abizol lub Bitizol R+P).

### **5.2 Ściany.**

Ściany fundamentowe zaprojektowano o grubości 24 cm z bloczków betonowych (błoczki betonowe z betonu zwykłego klasy B-25) na zaprawie cementowej, ocieplone styropianem grubości 12cm (zaleca się zabezpieczenie od zewnątrz warstwą folii kubełkowej).

Ściany nadziemne zewnętrzne i wewnętrzne nośne przyjęto jako murowane o grubości 24 cm z betonu komórkowego na zaprawie cementowo – wapiennej. Ściany ocieplone styropianem grubości od 14-16 cm.

Ściany wewnętrzne działowe parteru zaprojektowano jako murowane z bloczków

komórkowych grubości 11,5cm, tynkowane.

Ściany wewnętrzne piętra zaprojektowano z płyty gipsowo – kartonowej na profilach aluminiowych grubości 12 cm.

### 5.3 Nadproża i wieńce

Nadproża okienne i drzwiowe przyjęto jako żelbetowe, prefabrykowane typu "L-19" odmiana "N". Część nadproży okiennych drzwiowych przyjęto jako żelbetowe monolityczne (B3 i B4) wykonane z betonu C20/25, zbrojone stalą A-III N (strzemiona ze stali A-I). Całość konstrukcji obiektu należy zmonolityzować wieńcami w poziomie stropów-W2 oraz w poziomie pod murlatą-W1. Wieńce zaprojektowano jako żelbetowe, monolityczne z betonu C20/25. Wieńce muszą być ze sobą powiązane, **zwłaszcza w narożach**.

Trzeba zwrócić uwagę na zachowanie odpowiedniej grubości otuliny prętów zbrojeniowych we wszystkich elementach wykonywanych na mokro, zwłaszcza w elementach mających kontakt z atmosferą.

### 5.4 Stropy

Strop zaprojektowano jako żelbetowy, monolityczny o grubości 14cm z betonu C20/25. Zaleca się stosowanie betonu towarowego ze względu na fakt, iż trudno jest uzyskać beton o właściwej wytrzymałości w warunkach polowych (zapiaszczenie, nadmiar wody). Beton należy odpowiednio zagęścić (zawibrować) i pielęgnować.

### 5.5 Słupy i podciąg

Słupy ściany kolankowej S1 zaprojektowano jako żelbetowe, monolityczne z betonu C20/25 o przekroju 24x24 cm.

Słupy w ścianach zewnętrznych od S2 do S6 zaprojektowano jako żelbetowe, monolityczne z **betonu C30/37** o zmiennych przekrojach. Posadowione są na stopach fundamentowych a zwieńczone wieńcem ściany kolankowej W2. Przed betonowaniem słupów S3, S5 i S6 należy zamontować markę M-1.

Słupy wewnętrzne piętra S7 zaprojektowano jako żelbetowe, monolityczne z betonu C20/25 o przekroju 24x32cm. Przed betonowaniem należy zamontować na nich markę M-2. Słupy te są posadowione na stropie międzypiętrowym.

Słupy parteru S8, S9, S10 i S11 zaprojektowano jako żelbetowe, monolityczne z betonu C20/25

o zmiennym przekroju, posadowione na ławach fundamentowych. Przed betonowaniem ław w miejscach wykonania słupów należy wypuścić startery umożliwiające zakotwienie słupów w fundamentach.

Na poziomie parteru zaprojektowano podciągi B1, B2 jako żelbetowe, monolityczne wykonane z betonu C20/25 o przekroju 24x25 cm o zmiennej długości.

### 5.6 Dach

Zaprojektowano dach czterospadowy, drewniany, krokwiowy (krokwie 200x80 mm) z zastosowaniem płatwi z dwuteownika HEB 220. Płatwie stalowe tworzą ramę opierającą się na słupach w ścianach zewnętrznych w osi A i C. Zaprojektowano stężenia płatwi wykonane z profili stalowych HEB 220 i IPE 180. Stal St3S, drewno sosnowe klasy K-30. Murlaty należy zakotwić do wieńców śrubami M16 co ok.100 cm.

W czasie wykonywania dachu trzeba pamiętać o dokładnym spasowaniu poszczególnych elementów, łączeniu na zaciosy i wręby oraz należy zastosować wystarczającą ilość łączników (gwoździe, śruby, klamry). Ocieplenie z wełny mineralnej o grubości 25 cm (izolacja przeciwwilgociowa z folii polietylenowej pod wełną i folii o wysokiej paroprzepuszczalności na wełnie). Wszystkie elementy drewniane muszą być zaimpregnowane przeciwwilgociowo, przeciwogniowo i przeciwbiologicznie preparatem dopuszczonym do stosowania w pomieszczeniach przeznaczonych na stały pobyt ludzi (Fobos-M2 lub Intox lub Incko-Veritas lub inny posiadający atest ITB).

## 6. Wytyczne realizacji robót.

- 1) Zabrania się wprowadzenia rozwiązań odmiennych od projektu bez uprzedniego uzgodnienia z projektantem
- 2) Wszystkie prace budowlane należy prowadzić pod stałym nadzorem osoby uprawnionej
- 3) Prace budowlane należy prowadzić tak, aby nie naruszały interesów osób trzecich.
- 4) W razie powstania zagrożenia należy prace budowlane przerwać, zabezpieczyć i powiadomić projektanta.
- 5) Materiały użyte na budowie winny posiadać świadectwo jakości oraz atest zdrowotny. Wszystkie roboty muszą być wykonywane przez pracowników posiadających odpowiednie kwalifikacje pod stałym nadzorem osoby posiadającej uprawnienia budowlane.

- 6) W czasie prowadzenia prac budowlanych obowiązuje przestrzeganie przepisów zawartych w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 06 lutego 2003r. w sprawie bhp w trakcie prowadzenia robót budowlanych (Dz.U. Nr 47, poz.401).

Sprawdzający:

mgr inż. MAŁGORZATA MUSIELAK

.....

Opracowanie:

mgr inż. AGNIESZKA MAKOWSKA

.....

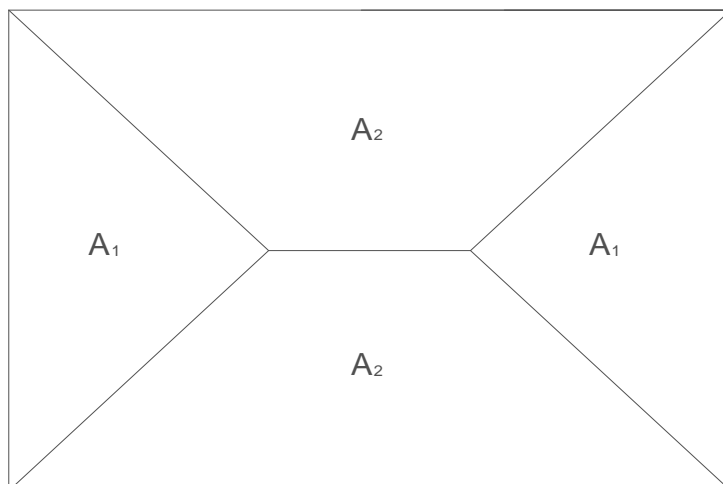
## Budynek świetlicy - Grudziądz Stary Folwark

### 1. Konstrukcja dachu nad budynkiem świetlicy

#### Zebranie obciążeń

Dach nad budynkiem jest czterospadowy (kopertowy), drewniany o konstrukcji krokwiowo-płatwiowej.

RZUT DACHU ŚWIETLICY



#### Zebranie obciążeń na 1m<sup>2</sup> połaci dachu

##### Połacie A1 i A2

kąt nachylenia połaci:  $\alpha [^\circ] = 34$

$\sin \alpha = 0,559$

$\cos \alpha = 0,829$

**A = 76** m n.p.m.

			wartość charakterystyczna [kN/m²]					wartość obliczeniowa [kN/m²]				
G - STAŁE												
rodzaj obciążenia	grubość [cm]	ciężar [kN/m³]	styczne	normalne	pionowe	poziome	γ <sub>f</sub> [-]	styczne	normalne	pionowe	poziome	
dachówka ceramiczna	1,5	22	0,18	0,27	0,33	-	1,2	0,22	0,33	0,40	-	
deskowanie pełne	2,5	5,5	0,08	0,11	0,14	-	1,2	0,09	0,14	0,17	-	
kontrłata szer 4 cm	3	5,5	0,09	0,14	0,17	-	1,2	0,11	0,16	0,20	-	
wiatroizolacja	-	-	0,01	0,02	0,02	-	1,2	0,01	0,02	0,02	-	
izolacja termiczna	25	1,2	0,17	0,25	0,30	-	1,2	0,20	0,30	0,36	-	
krokwie szer 8 cm	20	5,5	0,05	0,07	0,09	-	1,1	0,05	0,08	0,10	-	
paroizolacja	-	-	0,01	0,02	0,02	-	1,2	0,01	0,02	0,02	-	
plyta gipsowo-kartonowa	1,5	12	0,10	0,15	0,18	-	1,2	0,12	0,18	0,22	-	
SUMA OBCIĄŻEN STAŁYCH			0,69	1,03	1,24	-	-	0,83	1,23	1,48	-	
SUMA OBC. STAŁYCH DLA 1 KROKWI [kN/m]			0,62	0,93	1,12	-	-	0,74	1,10	1,33	-	
S - ŚNIEG - strefa III												
WSPÓŁCZYNNIKI Kształtu Dachu	C [-]	Q <sub>k</sub> [kN/m²]	styczne	normalne	pionowe	poziome	γ <sub>f</sub> [-]	styczne	normalne	pionowe	poziome	
C <sub>1</sub>	0,69333	1,2	0,39	0,57	0,69	-	1,5	0,58	0,86	1,03	-	
C <sub>2</sub>	1,04	1,2	0,58	0,86	1,03	-	1,5	0,87	1,29	1,55	-	
C <sub>1</sub> DLA 1 KROKWI [kN/m]			0,35	0,51	0,62	-	1,5	0,52	0,77	0,93	-	
C <sub>2</sub> DLA 1 KROKWI [kN/m]			0,52	0,77	0,93	-	1,5	0,78	1,16	1,40	-	
W - WIATR - strefa I			teren B oraz z=8m => C <sub>e</sub> = 0,71				dach niepodatny na drgania β= 1,8		H/L ≤ 2			
STRONA	C [-]	q <sub>k</sub> [kN/m²]	styczne	normalne	pionowe	poziome	γ <sub>f</sub> [-]	styczne	normalne	pionowe	poziome	
wariant 1	-0,27	0,3	-	-0,10	-0,09	-0,06	1,5	-	-0,16	-0,13	-0,09	
wariant 2	nawietrzna	0,31	0,3	-	0,12	0,10	0,07	1,5	-	0,18	0,15	0,10
	zawietrzna	-0,4	0,3	-	-0,15	-0,13	-0,09	1,5	-	-0,23	-0,19	-0,13
wariant 1 DLA 1 KROKWI [kN/m]				-0,09	-0,08	-0,05	1,5		-0,14	-0,12	-0,08	
wariant 2 [kN/m]	nawietrzna	DLA 1 KROKWI		0,11	0,09	0,06	1,5		0,16	0,13	0,09	
	zawietrzna	DLA 1 KROKWI		-0,14	-0,11	-0,08	1,5		-0,21	-0,17	-0,12	



1.1 krokiew drewniana K1

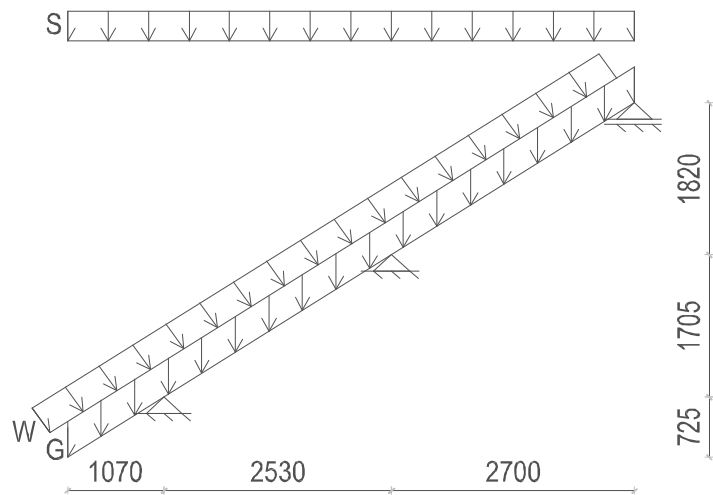
kąt nachylenia połaci:      $\alpha$  [°] =    34

długości:                     $l$  [m] = 6,31

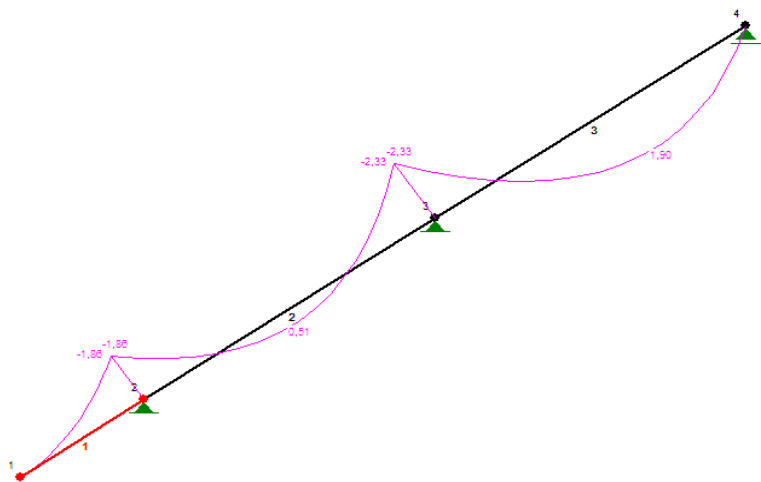
rozstaw krokwi:                  $a$  [m] = 0,9

$\sin \alpha = 0,559$   
 $\cos \alpha = 0,829$   
 $l_d$  [m] = 3,05  
 $l_g$  [m] = 3,26

Schemat statyczny



Wykres momentów zginających



1.1.1. SGN

Maksymalne reakcje na ściany budynku (R - pionowe, H - poziome)

	wartości obliczeniowe		
	podpora A	podpora B	podpora C
G	R [kN/m] = 3,80 H [kN] = 0,04	R [kN/m] = 4,83 H [kN] = 0,04	R [kN/m] = 1,79 H [kN] = 0,00
S	R [kN/m] = 3,21 H [kN] = 0,04	R [kN/m] = 4,09 H [kN] = 0,04	R [kN/m] = 1,52 H [kN] = 0,00
W	R [kN/m] = 0,30 H [kN] = 0,20	R [kN/m] = 0,32 H [kN] = 0,35	R [kN/m] = 0,20 H [kN] = 0,00

Siły przekrojowe:

	PRZYPADK MAX
G	M <sub>max</sub> [kNm] = 0,97 N <sub>odp</sub> [kN] = 1,49
S	M <sub>max</sub> [kNm] = 0,82 N <sub>odp</sub> [kN] = 1,26
W	M <sub>max</sub> [kNm] = 0,11 N <sub>odp</sub> [kN] = 0,11

#### Charakterystyka geometryczna przekroju krokwi

Przekrój poprzeczny krokwi: h [cm] = 20  
b [cm] = 8

#### Przyjęto drewno klasy C30

Pole przekroju poprzecznego: A<sub>d</sub> [cm<sup>2</sup>] = 160  
Wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi X: W<sub>x</sub> [cm<sup>3</sup>] = 533,3  
Wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi Y: W<sub>y</sub> [cm<sup>3</sup>] = 213,3  
Moment bezwładności przekroju względem osi X: I<sub>x</sub> [cm<sup>4</sup>] = 5333,3  
Moment bezwładności przekroju względem osi Y: I<sub>y</sub> [cm<sup>4</sup>] = 853,3  
Promień bezwładności przekroju względem osi X: i<sub>x</sub> [cm] = 5,77  
Promień bezwładności przekroju względem osi Y: i<sub>y</sub> [cm] = 2,31

#### Ustalenie sumkości krokwi w płaszczyźnie wiązara

Długość krokwi liczona między stężeniami: L<sub>d</sub> = l<sub>c,x</sub> [cm] = 326  
Współczynnik długości wybochniowej: μ<sub>x</sub> = 1  
Smukłość krokwi: λ<sub>x</sub> = l<sub>c,x</sub> μ<sub>x</sub> / i<sub>x</sub> = 56,46  
Napężenia krytyczne przy ściskaniu: σ<sub>c,crit,x</sub> = π<sup>2</sup> E<sub>0,05</sub> / λ<sub>x</sub><sup>2</sup> [MPa] = 24,76  
E<sub>0,05</sub> [GPa] = 8  
Smukłość sprowadzona przy ściskaniu: λ<sub>rel,x</sub> = (f<sub>c,0,k</sub> / σ<sub>c,crit,x</sub>)<sup>1/2</sup> = 1,70  
f<sub>c,0,k</sub> [MPa] = 23  
Współczynnik dotyczący prostoliniowości elementów - dla drewna litego: β<sub>c</sub> = 0,2  
Współczynnik wybochniowy krokwi w płaszczyźnie wiązara:  
k<sub>x</sub> = 0,5 · (1 + β<sub>c</sub> (λ<sub>rel,x</sub> - 0,5) + λ<sub>rel,x</sub><sup>2</sup>) = 2,06  
k<sub>c</sub> = k<sub>c,x</sub> = 1 / (k<sub>x</sub> + (k<sub>x</sub><sup>2</sup> - λ<sub>rel,x</sub><sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>) = 0,31

#### Napężenia obliczeniowe dla krokwi

	obc.	PRZYPADK MAX
Napężenia ściskające σ <sub>c,0,d</sub> = N / (k <sub>c</sub> · A <sub>d</sub> ) [MPa] =	G	0,30
	S	0,25
	W	0,02
	E	0,00
napężenia od zginania σ <sub>m,x,d</sub> = M <sub>x</sub> / (W <sub>x</sub> ) [MPa] =	G	1,82
	S	1,54
	W	0,21
	E	0

#### Warunek SGN dla elementów zginanych jednokierunkowo dla PRZYPADKU 1

$$\sigma_{m,x,d} / f_{m,x,d} \leq 1$$

$$\sigma_{m,x,d} / f_{m,x,d} = 0,26 \leq 1$$

warunek spełniony

$$f_{m,x,d} [\text{MPa}] = k_{\text{mod}} \cdot f_{m,x,k} / \gamma_M = \begin{cases} 13,85 \\ 18,46 \\ 20,77 \end{cases}$$

dla obciążeń stałych  
dla obciążeń zmiennych średniotrwiałych (śnieg)  
dla obciążeń zmiennych krótkotrwiałych (wiatr)

Do obliczeń przyjęto f<sub>m,x,d</sub> = 13,85 MPa

$\gamma_M = 1,3$	dla konstrukcji drewnianych w kombinacjach podstawowych
$f_{m,x,k} [\text{MPa}] = 30$	
$k_{\text{mod}} = 0,6$	dla obciążeń stałych
$k_{\text{mod}} = 0,8$	dla obciążeń zmiennych średniotrwących (śnieg)
$k_{\text{mod}} = 0,9$	dla obciążeń zmiennych krótkotrwących (wiatr)

#### Warunek SGN w złożonym stanie naprężeń

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,x,d}/f_{m,x,d} \leq 1$$

#### PRZYPADEK 1

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,x,d}/f_{m,x,d} = 0,26 \leq 1$$

warunek spełniony

$$f_{c,0,d} [\text{MPa}] = k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = \begin{cases} 10,62 & \text{dla obciążeń stałych} \\ 14,15 & \text{dla obciążeń zmiennych średniotrwących (śnieg)} \\ 15,92 & \text{dla obciążeń zmiennych krótkotrwących (wiatr)} \end{cases}$$

Do obliczeń przyjęto  $f_{c,0,d} = 10,62 \text{ MPa}$

$\gamma_M = 1,3$	dla konstrukcji drewnianych w kombinacjach podstawowych
$f_{c,0,k} [\text{MPa}] = 23$	
$k_{\text{mod}} = 0,6$	dla obciążeń stałych
$k_{\text{mod}} = 0,8$	dla obciążeń zmiennych średniotrwących (śnieg)
$k_{\text{mod}} = 0,9$	dla obciążeń zmiennych krótkotrwących (wiatr)

#### Sprawdzenie warunku stateczności giętnej

Smukłość sprowadzona przy zginaniu

$$\lambda_{\text{rel},x,m} = (L \cdot h \cdot f_{m,x,d} / (\pi \cdot b^2 \cdot E_k) \cdot (E_{0,\text{mean}} / G_{\text{mean}})^{1/2})^{1/2} = \begin{matrix} 0,47 & \text{dla G} \\ 0,55 & \text{dla S+E} \\ 0,58 & \text{dla W} \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} E_{0,\text{mean}} [\text{GPa}] &= 12 \\ G_{\text{mean}} [\text{GPa}] &= 0,75 \\ E_k = E_{0,05} [\text{GPa}] &= 8 \end{aligned}$$

Współczynnik stateczności giętnej	$k_{\text{crit},x} = 1$	dla G
	$k_{\text{crit},x} = 1$	dla S+E
	$k_{\text{crit},x} = 1$	dla W
Do obliczeń przyjęto	$k_{\text{crit},x} = 1$	

Warunek stateczności giętnej belek zginanych

$$\sigma_{m,x,d} \leq k_{\text{crit},x} \cdot f_{m,x,d}$$

$$\sigma_{m,x,d} [\text{MPa}] = 3,56 < k_{\text{crit},x} \cdot f_{m,x,d} [\text{MPa}] = 13,8$$

warunek spełniony

#### 1.1.2 SGU

Ugięcia sprężyste:

$G_k$	$U_{1,\text{max}} [\text{m}] =$	0,0039
$S_k$	$U_{2,\text{max}} [\text{m}] =$	0,0011
$W_k$	$U_{3,\text{max}} [\text{m}] =$	0,0004
$E_k$	$U_{4,\text{max}} [\text{m}] =$	0

Współczynniki wpływu pełzania i zmian wilgotności

- Przyjęto klasę 1 użytkowania drewna litego

- Klasy trwania obciążenia:

dla obciążeń stałych - G	$k_{1def} = 0,6$
dla obciążeń średniotrwących - S+E	$k_{2def} = 0,25$
dla obciążeń krótkotrwących - W	$k_{3def} = 0$

#### Ugięcia końcowe

- od obciążeń stałych	$u_{1fin} = u_{1,max}(1+k_{1def})$ [m]= 0,00624	m
- od obc. śniegiem	$u_{2fin} = u_{2,max}(1+k_{2def})$ [m]= 0,001375	m
- od obc. wiatrem	$u_{3fin} = u_{3,max}(1+k_{3def})$ [m]= 0,0004	m
- od obc. eksploatacyjnego	$u_{4fin} = u_{4,max}(1+k_{2def})$ [m]= 0	m

#### Ugięcie wynikowe

$$u_{net} [m] = u_{1fin} + u_{2fin} = 0,007615$$

#### Ugięcie graniczne

$$u_{net,fin} [m] = 0,016$$

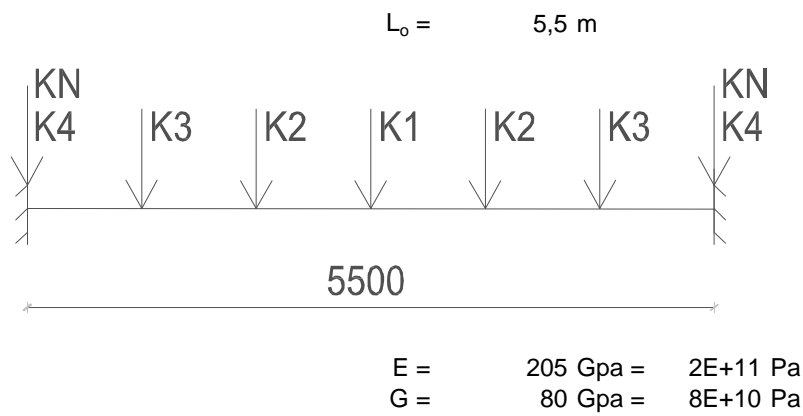
Sprawdzenie warunku

$$u_{net} / u_{net,fin} = 0,5 < 1$$

*warunek spełniony*

1.2 Rama R1 - stężenie płatwi

1.2.1 Schemat statyczny



1.2.2 Zebranie obciążeń przypadających na podciąg  
Schemat statyczny i obciążenia

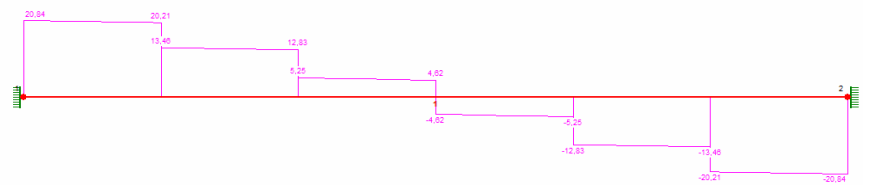
g <sub>p</sub> - STAŁE					
rodzaj obciążenia	długość [m]	ciężar [kg/m]	w.char akt	γ <sub>f</sub> [-]	w.obl [kN]
HEB 220	5,4	71,5	3,79	1,1	4,17
SUMA OBCIĄŻEN STAŁYCH			3,79	-	4,17

1.2.3 Wyznaczanie sił wewnętrznych

Wykres momentów



Wykres sił tnących



$V_{\text{maxo}} = 20,84 \text{ kN}$   
 $M_{\text{maxo}} = 22,1 \text{ kN/m}$

### 1.2.4 Przyjęcie kształtownika

$$\sigma = M_x / W_x$$

$$W_x \geq M_x / f_d$$

$$\begin{array}{llllll} \text{stal St3S} & f_d = & 215 & \text{Mpa} & = & 21,5 \text{ kN/cm}^2 \\ & M_x = & 22,10 & \text{kNm} & & \end{array}$$

$$W_x \geq 102,79 \text{ cm}^3$$

### HEB 200

<b>h</b> =	200	mm	<b>h dla belki</b> =	170
<b>b<sub>f</sub></b> =	200	mm		
<b>t<sub>w</sub></b> =	9	mm		
<b>t<sub>f</sub></b> =	15	mm		
<b>R</b> =	18	mm		

### 1.2.5 Wyznaczenie wielkości geometrycznych

$I_x =$	5700 cm <sup>4</sup>	$I_y =$	2000 cm <sup>4</sup>
$i_x =$	8,54 cm	$i_y =$	5,07 cm
$W_x =$	570 cm <sup>3</sup>	$W_y =$	200 cm <sup>3</sup>
$A =$	78,1 cm <sup>2</sup>		

### 1.2.6 Stan graniczny nośności SGN

#### 1.2.6.1 Klasa półki

$$f_{dpółki} = 205 \text{ MPa} = 21,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = b/t = (b_f - 2 \cdot R - t_w) / (2 \cdot t_f) = 5 \quad \epsilon = (215 / f_d)^{(1/2)} = 1$$

$$\lambda = 5 < 9 \cdot \epsilon = 9$$

Przekrój jest klasy 1

#### 1.2.6.2 Klasa środnika

$$f_{dśrodnika} = 215 \text{ MPa} = 21,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = b/t = (h - 2 \cdot (t_f + R)) / t_w = 14,9 \quad \epsilon = 1$$

$$\lambda = 14,9 < 64 \cdot \epsilon = 64$$

Przekrój jest klasy 1

#### 1.2.6.3 Nośność obliczeniowa przekroju przy jednokierunkowym zginaniu

dla przekrojów klasy 1

$$M_{Rx} = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d$$

$$\alpha_p = 1 \text{ przekrój klasy 1}$$

$$M_{Rx} = 123 \text{ kNm}$$

#### 1.2.6.4 Sprawdzenie warunku nośności przy jednokierunkowym zginaniu

$$M / \varphi_l / M_{Rx} \leq 1,0$$

$\varphi_l$  - współczynnik zwichrzenia u nas = 1,0

dla dwuteowników walcowanych:

$$l_1 \leq 35 i_y / \beta \cdot \text{PIERWIATEK}(215/f_d)$$

$$l_1 = 5,5 \text{ m}$$

$$i_y = 5,07 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

$$l_1 = 550 \text{ cm} \leq 177,45 \text{ cm}$$

warunek niespełniony

$\varphi_L$  - współczynnik zwichrzenia

$$\lambda^* L = 1,15 \cdot \sqrt{(M_{rx}/M_{cr})}$$

$$M_{cr} = +A_0 \cdot N_y + \sqrt{((A_0 \cdot N_y)^2 + B^2 \cdot I_s^2 \cdot N_y \cdot N_z)}$$

$$A_0 = A_1 \cdot b_y + A_2 \cdot a_2$$

$$\mu_y = \mu_w = 0,5 \text{ dla belki jednoprzęsłowej utwierdzonej}$$

$$A_1 = 0,27 \text{ dla belki jednoprzęsłowej utwierdzonej}$$

$$r_x = 0 \text{ ramię asymetrii}$$

$$b_y = 0 \text{ parametr zginania}$$

$$a_0 = h/2 = 10 \text{ cm} \quad \text{wsp. pkt. przyłożenia obciążenia względem środka ciężkości}$$

$$a_s = y_s - a_0 = -10 \text{ cm}$$

$$i_o = \sqrt{(i_x^2 + i_y^2)} \quad \text{biegunowy promień bezwładności względem środka ciężkości}$$

$$i_x = 8,54 \text{ cm}$$

$$i_y = 5,07 \text{ cm}$$

$$i_o = 9,932 \text{ cm} = 0,0993 \text{ m}$$

$$i_s = \sqrt{(i_o^2 + y_s^2)}$$

$$i_s = 9,932 \text{ cm} = 0,0993 \text{ m}$$

Wyboczenie giętne względem osi Y

$$N_y = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (\mu_y \cdot l)^2$$

$$N_y = 5350,79 \text{ kN}$$

Wyboczenie skrętne

$$N_z = 1/i_s^2 [\pi^2 E_{iw} / (\mu_w \cdot l)^2 + G \cdot I_T]$$

$$I_w = I_y \cdot h^2 / 4 \quad \text{wycinkowy moment bezwładności}$$

$$I_w = 200000 \text{ cm}^4 = 0,002 \text{ m}^4$$

$$I_T = 1/3 (2 \cdot b \cdot t^3 + b_3 \cdot t_3) \quad \text{moment bezwładności przy skręcaniu}$$

$$b = b_f = 20 \text{ cm}$$

$$t = t_f = 1,5 \text{ cm}$$

$$b_3 = h - 2 \cdot t_f = 17 \text{ cm}$$

$$t_3 = t_w = 0,9 \text{ cm}$$

$$I_T = 49,131 \text{ cm}^4 = 5E-07 \text{ m}^4$$

$$N_z = 3984,87 \text{ kN}$$

$$A_2 = 1,61 \text{ z tabl. Z1-2 dla belki jednoprzęsłowej utwierdzonej}$$

$$B = 1,88 \text{ z tabl. Z1-2 dla belki jednoprzęsłowej utwierdzonej}$$

$$A_0 = -1,61$$

$$M_{cr} = 43,04 \text{ kNm}$$

$$\lambda^* L = 1,15 \cdot \sqrt{(M_{rx} / M_{cr})}$$

$$\lambda^* L = 1,94$$

$$\varphi_l = 0,259 \text{ odczytano z tabl. 11}$$

$$M / \varphi_l M_{Rx} = 0,70 < 1 \quad \text{warunek nośności jest spełniony}$$

#### 1.2.6.5 Nośność obliczeniowa przekroju przy ściskaniu siłą poprzeczną

$$V_R = 0,58 \cdot \varphi_{pv} \cdot A_v \cdot f_d$$

$$A_v = h \cdot t_w = 18 \text{ cm}^2$$

$\varphi_{pv}$  - współczynnik niestateczności miejscowej przy ścinaniu

$$h/t_w = (h - 2 \cdot t_f) / t_w = 19 < 70 \quad \rightarrow \quad \text{warunek smukłości spełniony}$$

$$\varphi_{pv} = 1,00 \text{ wg tabl.7}$$

$$V_R = 0,58 \cdot \varphi_{pv} \cdot A_v \cdot f_d = 224,46 \text{ kN}$$



#### 1.2.6.6 Sprawdzenie warunku nośności przekroju przy ściskaniu sił poprzeczną

$$V/V_R = 0,09 < 1 \quad \text{warunek spełniony}$$

#### 1.2.6.7 Sprawdzenie stateczności słupnika

$$\sigma_c/\varphi_p/f_d \leq 1,0$$

$\sigma_c$  - największe naprężenia ściskające w rozpatrywanej ścianie

$$\sigma_c = M_x/I_x \cdot h_w/2 = 3,88 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$\lambda_p = b/t \cdot K/56 \cdot \sqrt{(f_d/215)}$$

$$b = 200,00 \text{ mm}$$

$$t = 9,00 \text{ mm}$$

$$K = 0,4 + 0,6v = 0,40$$

$v$  - stosunek naprężeń średnich do największych naprężeń ściskających w rozpatrywanej ścianie

$$v = 0,00$$

$$\lambda_p = 0,16$$

Odczytano z tablicy 9

$$\varphi_p = 1,00$$

$$\sigma_c/\varphi_p/f_d = 0,18 < 1 \quad \text{warunek spełniony}$$

#### 1.2.6.8 Sprawdzenie warunku nośności przy zginaniu ze ścinaniem

$$V_{(x)} < V_o = 0,6 \cdot V_R$$

$$V_o = 134,68 \text{ kN}$$

warunek spełniony

warunek nośności:

$$M_{(x)}/M_{Rx1}/\varphi = 0,7 < 1 \quad \text{warunek spełniony}$$

#### 1.2.7 Stan graniczny użytkowości

##### 1.2.7.1 Maksymalne ugięcie podciągu

$$f = 0,6 \text{ cm} \quad \text{odczyt z programu}$$

##### 1.2.7.2 Dopuszczalne ugięcie podciągu

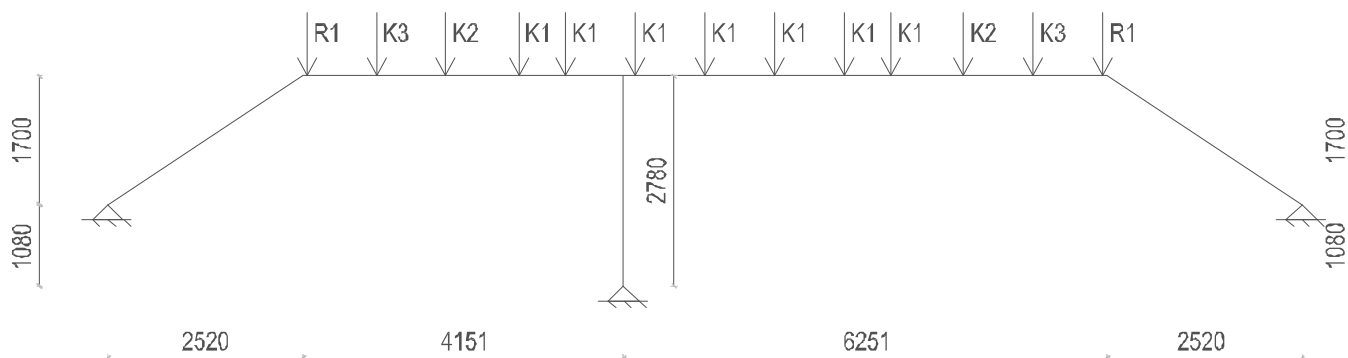
$$f_{dop} = L_o/200 = 2,8 \text{ cm}$$

##### 1.2.7.3 Sprawdzenie warunku stanu granicznego użytkowania

$$f = 0,6 < f_{dop} = 2,8 \text{ cm} \quad \text{warunek spełniony}$$

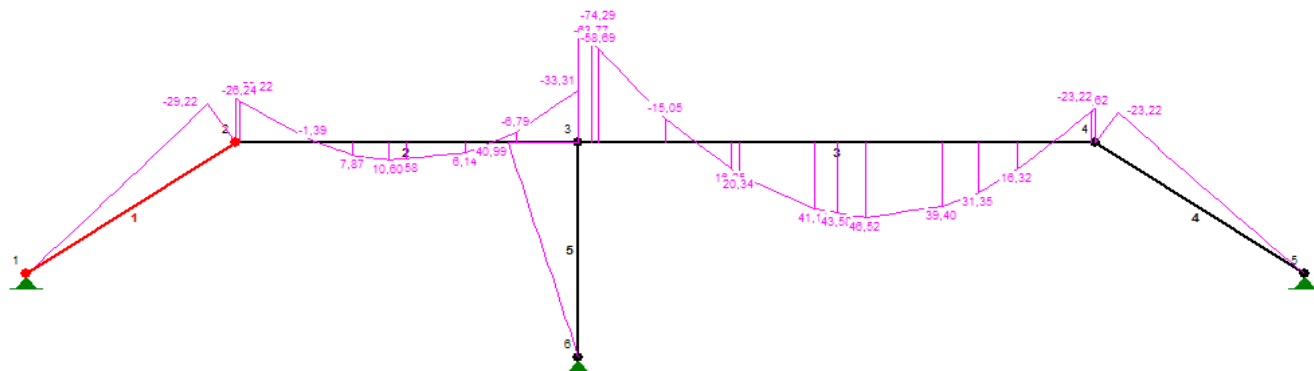
### 1.3. Rama stalowa R3 - płatew

#### 1.3.1 Schemat statyczny i zebranie obciążeń

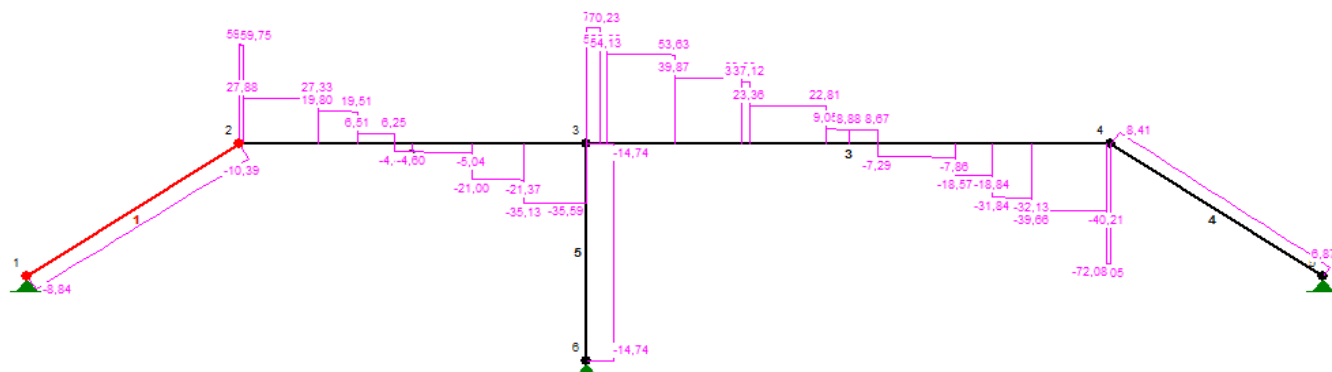


#### 1.3.2 Wyznaczanie sił wewnętrznych

Wykres momentów zginających  $M_y$  [kNm]



Wykres sił tnących  $V$  [kN]



$V_{\max} = 72,23 \text{ kN}$   
 $M_{\max,x} = 74,29 \text{ kNm}$   
 $M_{\max,y} = 22,00 \text{ kNm}$

### 1.3.3 Przyjęcie kształtownika

$$\sigma = M_x / W_x$$

$$W_x \geq M_x / f_d$$

stal St3S

$$\begin{aligned} f_d &= 215 \text{ MPa} = 21,5 \text{ kN/cm}^2 \\ E &= 205 \text{ GPa} = 2E+11 \text{ Pa} \\ G &= 80 \text{ GPa} = 8E+10 \text{ Pa} \end{aligned}$$

$$M_x = 74,29 \text{ kNm}$$

$$W_x \geq M_x / f_d \quad 345,53 \text{ cm}^3$$

Przyjęto:

**HEB 220**

$$\begin{aligned} h &= 220 \text{ mm} \\ b_f &= 220 \text{ mm} \\ t_w &= 9,5 \text{ mm} \\ t_f &= 16 \text{ mm} \\ R &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= 8090 \text{ cm}^4 & I_y &= 2840 \text{ cm}^4 \\ i_x &= 9,43 \text{ cm} & i_y &= 5,59 \text{ cm} \\ W_x &= 736 \text{ cm}^3 & W_y &= 258 \text{ cm}^3 \\ A &= 91 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

### 1.3.4 Stan graniczny nośności SGN

#### 1.3.4.1 Klasa półki

$$f_{dpółki} = 205 \text{ MPa} = 20,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = b/t = (b_f - 2 \cdot R - t_w) / (2 \cdot t_f) = 5 \quad \epsilon = (215/f_d)^{(1/2)} = 1,024$$

$$\lambda = 5 < 9 \cdot \epsilon = 9,22$$

Przekrój klasy 1

#### 1.3.4.2 Klasa środnika

$$f_{dśrodnika} = 215 \text{ MPa} = 21,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = b/t = (h - 2 \cdot (t_f + R)) / t_w = 16 \quad \epsilon = 1,0$$

$$\lambda = 16 < 64 \cdot \epsilon = 64$$

Przekrój klasy 1

#### 1.3.4.3 Nośność obliczeniowa przekroju przy jednokierunkowym zginaniu

dla przekrojów klasy 1

$$M_{Rx} = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d \quad M_{Ry} = \alpha_p \cdot W_y \cdot f_d$$

$$\alpha_p = 1 \quad \text{przekrój klasy 1} \quad \alpha_p = 1 \quad \text{przekrój klasy 1}$$

$$M_{Rx} = 151 \text{ kNm} \quad M_{Ry} = 53 \text{ kNm}$$

#### 1.3.4.4 Sprawdzenie warunku nośności przy jednokierunkowym zginaniu

$$M/\varphi_l/M_{Rx} \leq 1,0$$

$\varphi_l$  - współczynnik zwichrzenia

dla dwuteowników walcowanych:

$$l_1 \leq 35i_y/\beta \cdot \sqrt{(215/f_d)}$$

$$l_1 = 1,75 \text{ m}$$

$$i_y = 5,59 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

$$l_1 = 175 \text{ cm} \leq 195,65 \text{ cm}$$

warunek spełniony

$\varphi_L$  - współczynnik zwichrzenia

$$\varphi_l = 1 \text{ odczytano z tabl. 11}$$

$$M/\varphi_l/M_{Rx} = 0,49 < 1 \quad \text{warunek nośności jest spełniony}$$

$$M/\varphi_l/M_{Ry} = 0,42 < 1 \quad \text{warunek nośności jest spełniony}$$

#### 1.3.4.5 Nośność obliczeniowa przekroju przy ściskaniu siłą poprzeczną

$$V_R = 0,58 \cdot \varphi_{pv} \cdot A_v \cdot f_d$$

$$A_v = h \cdot t_w = 20,9 \text{ cm}^2$$

$\varphi_{pv}$  - współczynnik niestateczności miejscowej przy ścinaniu

$$h/t_w = (h - 2 \cdot t_f)/t_w = 20 < 71,687 \rightarrow \text{warunek smukłości spełniony}$$

$\varphi_{pv} = 1,00 \text{ wg tabl. 7}$

$$V_R = 0,58 \cdot \varphi_{pv} \cdot A_v \cdot f_d = 248,85 \text{ kN}$$

#### 1.3.4.6 Sprawdzenie warunku nośności przekroju przy ściskaniu siłą poprzeczną

$$V/V_R = 0,29 < 1,0 \quad \text{warunek spełniony}$$

#### 1.3.4.7 Sprawdzenie stateczności środka

$$\sigma_c/\varphi_p/f_d \leq 1,0$$

$\sigma_c$  - największe naprężenia ściskające w rozpatrywanej ścianie

$$\sigma_c = M_x/I_x \cdot h_w/2 = 10,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_p = b/t \cdot K/56 \cdot \sqrt{(f_d/215)}$$

$$b = 220,00 \text{ mm}$$

$$t = 9,50 \text{ mm}$$

$$K = 0,4 + 0,6v = 0,40$$

$v$  - stosunek naprężeń średnich do największych naprężeń ściskających w rozpatrywanej ścianie

$$v = 0,00$$

$$\lambda_p = 0,17$$

Odczytano z tablicy 9

$$\varphi_p = 1,00$$

$$\sigma_c / \varphi_p / f_d = 0,47 < 1 \quad \text{warunek spełniony}$$

#### 1.3.4.8 Sprawdzenie warunku nośności przy zginaniu ze ścinaniem

$$V_{(x)} < V_o = 0,6 \cdot V_R$$

$$V_o = 149,10 \text{ kN} \quad \text{warunek spełniony}$$

warunek nośności:

$$M_{(x)} / M_{Rx1} / \varphi_1 + M_{(y)} / M_{Ry1} = 0,91 < 1,0 \quad \text{warunek spełniony}$$

#### 1.3.4.9 Sprawdzenie warunku nośności przy zginaniu ze skręcaniem

$$M_{zg} = 74,29 \text{ kNm}$$

$$M_{skr} = 23 \text{ kNm}$$

$$M_{red} = \sqrt{(M_{zg}^2 + 0,75 M_{skr}^2)}$$

$$M_{red} = 76,91 \text{ kNm} = 7691,4 \text{ kNcm}$$

$$W = 8 \text{ cm}^3 = 8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{red} = M_{red} / W = 1001,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{dop} = f_d = 20,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{red} = 1001,48 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{dop} = 20,5 \text{ kN/cm}^2$$

#### 1.3.5 Stan graniczny użytkowości SGU

##### 1.3.5.1 Maksymalne ugięcie belki ramy

$$f = 1,5 \text{ cm} \quad \text{odczyt z programu}$$

##### 1.3.5.2 Dopuszczalne ugięcie belki ramy

$$f_{dop} = L_o / 200 = 3,1 \text{ cm}$$

##### 1.3.5.3 Sprawdzenie warunku stanu granicznego użytkowania

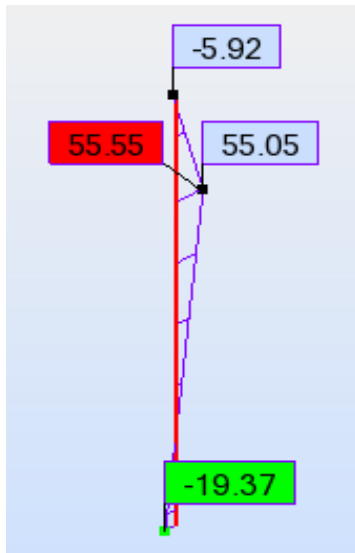
$$f = 1,5 < f_{dop} = 3,1 \text{ cm} \quad \text{warunek spełniony}$$

## 2. Wymiarowanie słupów żelbetowych

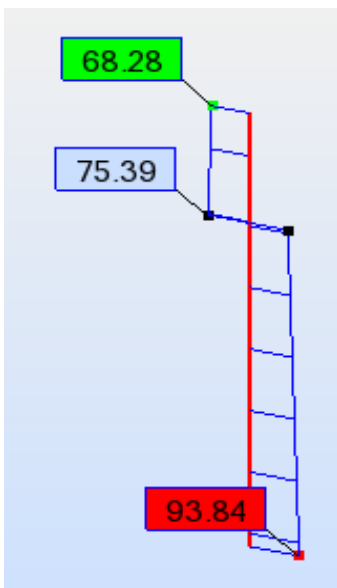
### 2.1 Słup S3

► Słup uznaje się za wspornikowy utwierdzony w stopie fundamentowej

Wykres momentów  $M_y$



Wykres sił normalnych  $F_z$



Dane wstępne:

Siła normalna w przekroju:

$F_x$  [kN] = 75,39

Maksymalny moment:

$M_y$  [kNm] = 55,55

### Wymiary słupa

$c_y$  [cm] = 24  
 $c_z$  [cm] = 90  
wysokość słupa  
 $l_{col}$  [cm] = 500

### Właściwości betonu

klasa betonu: **C30/37**

$f_{cd}$  = 20000 kPa  
 $f_{ctm}$  = 2900 kPa  
 $f_{ck}$  = 30000 kPa  
 $f_{ctd}$  = 1330 kPa  
 $E_{cm}$  = 32 GPa

### Właściwości stali

**A-III N RB 500 W**

$f_{yk}$  = 500 MPa  
 $f_{yd}$  = 420 MPa  
 $f_{tk}$  = 550 MPa  
 $E_s$  = 200 GPa  
 $\xi_{eff,lim}$  = 0,5

#### **2.1.1 Wyznaczenie mimośródów**

mimośród konstrukcyjny

$e_e$  [cm] =  $M_y / F_x$  = 73,68

mimośród niezamierzony

$e_a$  [cm] =  $\max(1; c_y / 30; l_{col} / 600)$  = 1

mimośród sumaryczny

$e_o$  [cm] = 74,68

mimośród całkowity

$e_y = e_{tot}$  [cm] =  $\eta \cdot e_o$  = 354

Przyjęto:

$\eta$  = 4,74

#### **2.1.2 Wyznaczenie długości obliczeniowej słupa i określenie smukłości słupa:**

$l_o$  [cm] =  $2l_{col}$  = 1000

gdyż smukłość słupa

$\lambda = l_o / h$  = 41,67 > 7

$h$  [cm] =  $\min(c_y, c_z)$  = 24

**Należy uwzględnić wpływ wyboczenia**

#### **2.1.3 Wymiarowanie**

Założenia wstępne do wymiarowania:

**założone średnice:**

pręty główne

$\emptyset$  [mm] = 25

pole poj. pręta:

$a_s$  [cm<sup>2</sup>] = 4,91

strzemiona

$$\varnothing_s [\text{mm}] = 6$$

**otulina**

$$c [\text{cm}] = 3$$

$$a_1 [\text{cm}] = 4,85$$

$$a_2 [\text{cm}] = 4,85$$

**wymiary słupa**

$$h [\text{cm}] = 24$$

$$b [\text{cm}] = 80$$

**wysokość efektywna:**

$$d [\text{cm}] = 19,15$$

**zbrojenie minimalne**

$$A_{s,\min} [\text{cm}^2] = \max (0,15 F_x/f_{yd} ; 0,003A_c) = 5,76$$

$$A_c [\text{cm}^2] = b \cdot h = 1920$$

### Wymiarowanie przekroju mimośrodowo ściskanego wg SCHEMATU 0

**Założenie przypadku dużego mimośrod:**

$$\xi_{\text{eff}} = \xi_{\text{eff,lim}} = 0,5 \quad \text{czyli} \quad x_{\text{eff}} [\text{cm}] = x_{\text{eff,lim}} = 9,575$$

$$e_{s1} [\text{cm}] = 361,1$$

$$A_{s2} [\text{cm}^2] = 14,2$$

**Sprawdzenie warunku:**

$$A_{s2} \leq 0,5 A_{s,\min} \longrightarrow \text{NIE}$$

patrz poniżej

$$A_{s1} [\text{cm}^2] = 43,40$$

**Sprawdzenie warunku:**

$$A_{s1} \geq 0 \longrightarrow \text{TAK}$$

patrz poniżej

**Duży mimośród**

Przyjęto:  $A_{s1}$

**sztuk: 9**

**$\varnothing$  25**

$$A_{s1,\text{prov}} [\text{cm}^2] = 44,18$$

Przyjęto:  $A_{s2}$

**sztuk: 3**

**$\varnothing$  25**

$$A_{s2,\text{prov}} [\text{cm}^2] = 14,73$$

Sprawdzenie, czy założone w pkt. 2.1.1  $\eta$  jest poprawne

Pole przyjętego zbrojenia:

$$A_{s1,\text{prov}} [\text{cm}^2] = 44,18$$

$$A_{s2,\text{prov}} [\text{cm}^2] = 19,63$$

Sumaryczne pole przyjętego zbrojenia:

$$A_{s,\text{prov,z}} [\text{cm}^2] = 63,81$$

$$\rho [-] = 0,042$$



Moment bezwładności przekroju:

$$I_c [\text{cm}^4] = b \cdot h^3 / 12 = 92160$$

Pole powierzchni przekroju betonowego:

$$A_c [\text{cm}^2] = b \cdot h = 1920$$

Moment bezwładności stali:

$$I_s [\text{cm}^4] = \rho \cdot A_c (0,5h - a_1) = 571,82$$

Stosunek:

$$e_o/h = \max(0,5 - 0,01l_o/h - 0,01f_{cd}; 0,05; e_o/h) = 3,11$$

Obliczenie parametru uwzględniający wpływ pełzania betonu:

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot N_{sd,lt} / N_{sd} \cdot \varnothing(\infty; t_0) = 1,865$$

$$N_{sd,lt} = N_{sd} = F_x = 75,39$$

wg tab. A.1. PN-B-03264:2002

$$\varnothing(\infty; t_0) = 1,73$$

$$h_0 [\text{cm}] = 2A_c/u = 18,46$$

$$A_c [\text{cm}^2] = b \cdot h = 1920$$

$$u [\text{cm}] = 2b + 2h = 208$$

$$RH [\%] = 50$$

$$\text{wiek w chwili obciążania} = 90$$

Siła krytyczna:

$$N_{crit} [\text{kN}] = 9/l_o^2 \cdot [E_{cm} \cdot I_c / 2k_{lt} \cdot (0,11 / (0,1 + e_o/h) + 0,1) + E_s/E_{cm} \cdot I_s] = 95,5$$

Nowa wartość współczynnika zwiększającego sumaryczny mimośród siły ściskającej w elemencie:

$$\eta^* = 1 / (1 - F_x / N_{crit}) = 4,74$$

Wartość tego współczynnika przyjęta do obliczeń w pkt. 2.1.1

$$\eta = 4,74$$

$$\eta^* / \eta = 1,00$$

**Wartości obu współczynników są zbliżone, zatem można uznać, że obliczone pole zbrojenia jest poprawne**

## **Sprawdzenie nośności przekroju mimośrodowo ściskanego wg SCHEMATU 2**

**Obliczenie wysokości efektywnej ściskanej strefy przekroju**

$$|e_{s2}| [\text{cm}] = 346,8$$

$$e_{s1} [\text{cm}] = 361,1 \quad (d - a_2) [\text{cm}] = 14,3$$

**Sprawdzenie warunku:**

$$e_{s1} \geq d - a_2 \quad \longrightarrow \quad \text{TAK}$$

patrz poniżej

$$x_{eff,lim} [\text{cm}] = 9,575$$

$$x_{eff} [\text{cm}] = 8,2$$

**Sprawdzenie warunku:**

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim} \quad \longrightarrow \quad \text{TAK}$$

patrz poniżej

Obliczone  $x_{\text{eff}}$  jest poprawne

#### Obliczenie nośności przekroju mimośrodowo ściskanego

$$\begin{aligned} x_{\text{eff}} [\text{cm}] &= 8,2 & 2a_2 [\text{cm}] &= 9,7 \\ \xi_{\text{eff}} [-] &= 0,426 \end{aligned}$$

#### Sprawdzenie warunku:

$$x_{\text{eff}} > 2a_2 \quad \longrightarrow \quad \text{NIE}$$

patrz poniżej

$$N_{\text{Rd}} [\text{kN}] = 76,5$$

#### Sprawdzenie warunku nośności dla zginania jednokierunkowego

$$F_x [\text{kN}] = 75,39 \leq N_{\text{Rd},y} [\text{kN}] = 76,5$$

**warunek spełniony**

#### 2.1.4 Wyznaczenie maksymalnego podstawowego rozstawu strzemion

Sumaryczny stopień zbrojenia słupa:

$$\rho [\%] = 0,04 \leq 3$$

Najmniejszy wymiar poprzeczny słupa:

$$c = \min (c_y; c_z) = 24$$

Podstawowy rozstaw strzemion musi być nie większy niż:

$$s [\text{cm}] = \min (15\varnothing; c; 40\text{cm}) = 24$$

### 3. Płyta stropowa żelbetowa

#### 3.1 Wymiarowanie płyty stropowej w przekroju A-A

##### Właściwości betonu

klasa betonu: **B 25**

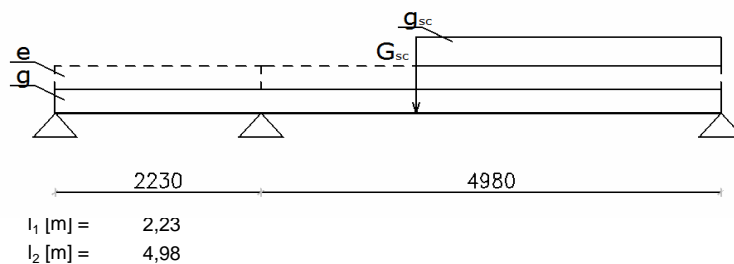
$f_{cd} =$	13300 kPa
$f_{ctm} =$	2200 kPa
$f_{ck} =$	20000 kPa
$f_{ctd} =$	1000 kPa
$E_{cm} =$	30 GPa

##### Właściwości stali

**A-III N RB 500 W**

$f_{yk} =$	500 MPa
$f_{yd} =$	420 MPa
$f_{tk} =$	550 MPa
$E_s =$	200 GPa
$\xi_{eff,lim} =$	0,5

##### 3.1.1 Schemat statyczny



##### 3.1.2 Zebranie obciążeń

<b>g - STAŁE</b>					
rodzaj obciążenia	grubość [cm]	ciężar [kN/m <sup>3</sup> ]	w.charakt [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f [-]$	w.obl [kN/m <sup>2</sup> ]
panele drewniane	2	15	0,30	1,2	0,36
wylewka cementowa	2	21	0,42	1,3	0,55
styropian	4	0,45	0,02	1,2	0,02
płyta żelbetowa	14	25	3,50	1,1	3,85
tynk cem-wap	1,5	19	0,29	1,3	0,37
<b>SUMA OBCIĄŻEN STAŁYCH</b>			4,52	-	5,15

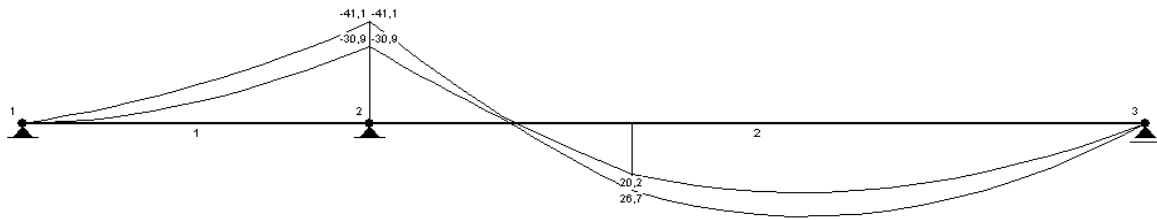
<b>e - eksploatacyjne</b>					
rodzaj obciążenia	grubość [cm]	ciężar [kN/m <sup>3</sup> ]	w.charakt [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f [-]$	w.obl [kN/m <sup>2</sup> ]
obciążenie użytkowe			2,50	1,3	3,25
<b>SUMA OBCIĄŻEN ZMIENNYCH</b>			2,50	-	3,25

<b>g<sub>sc</sub> - STAŁE - ciężar ścianki działowej równoległej h = 2,8 m</b>					
rodzaj obciążenia	grubość [cm]	ciężar [kN/m <sup>3</sup> ]	w.charakt [kN/m]	$\gamma_f [-]$	w.obl [kN/m]
Ytong	12	7	2,35	1,1	2,59
tynk cem-wap	3	19	1,60	1,3	2,07
<b>SUMA OBCIĄŻEN STAŁYCH</b>			3,95	-	4,66

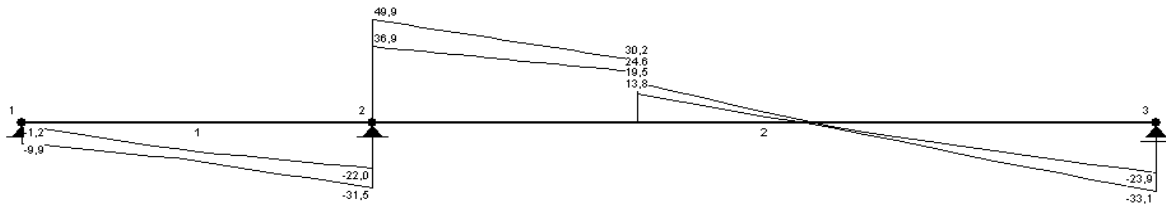
<b>G<sub>sc</sub> - STAŁE - ciężar ścianki działowej prostopadłej h = 4,79 m b = 1,35 m</b>					
rodzaj obciążenia	grubość [cm]	ciężar [kN/m <sup>3</sup> ]	w.charakt [kN]	$\gamma_f [-]$	w.obl [kN]
Ytong	12	7	5,43	1,1	5,98
tynk cem-wap	3	19	3,69	1,3	4,79
<b>SUMA OBCIĄŻEN STAŁYCH</b>			9,12	-	10,77

### 3.1.3 Maksymalne siły przekrojowe

Obwiednia momentów zginających [kNm]



Obwiednia sił tnących [kN]



Maksymalne reakcje od obciążeń obliczeniowych

$R_A$  [kN] = -1,20       $R_B$  [kN] = 81,40       $R_C$  [kN] = 33,10

Maksymalne reakcje od obciążeń charakterystycznych długotrwałych

$R_{A,k,d}$  [kN] = -2,90       $R_{B,k,d}$  [kN] = 62,10       $R_{C,k,d}$  [kN] = 25,30

Współczynnik części długotrwałej obciążenia eksploatacyjnego

$\Psi_{di}$  [-] = 0,6

Maksymalne momenty od obciążenia obliczeniowego:

$M_{max,AB}$  [kNm] = 0,00       $M_{max,B}$  [kNm] = 41,10       $M_{max,BC}$  [kNm] = 37,20

Maksymalne momenty od obciążenia charakterystycznego długotrwałego:

$M_{max,AB,k,d}$  [kNm] = 0,00       $M_{max,B,k,d}$  [kNm] = 31,80       $M_{max,BC,k,d}$  [kNm] = 28,90

### 3.1.4 Założenia wstępne do wymiarowania

**założone średnice:**

pręty główne

$\varnothing$  [mm] = 10

pole poj. pręta:

$a_s$  [cm<sup>2</sup>] = 0,79

**otulina**

$c$  [cm] = 2

$a_i$  [cm] = 2,5

**wymiary płyty**

$h$  [cm] = 14

$b$  [cm] = 135

**wysokość efektywna:**

$d$  [cm] = 11,5

### 3.1.5 Wymiarowanie na zginanie

$M_{sd}$  [kNm] = 41,10

$\mu_{eff}$  [-] =  $M_{sd} / b \cdot d^2 / f_{cd}$  = 0,1731

$\xi_{eff}$  [-] =  $1 - (1 - 2 \cdot \mu_{eff})^{1/2}$  = 0,1914      <       $\xi_{eff,lim}$  = 0,5

*warunek spełniony*

$A_{s1}$  [cm<sup>2</sup>] = 9,41

$A_{s1,min}$  [cm<sup>2</sup>] =  $\max(0,26 f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d ; 0,0013 b \cdot d)$  = 2,02

$A_{s1,req}$  [cm<sup>2</sup>] =  $\max(A_{s1} ; A_{s1,min})$  = 9,41

<b>Przyjęto:</b>	$A_{s1,prov}$ [cm <sup>2</sup> ] =	9,42
tj.	12	$\varnothing$ 10
w rozstawie co	12,3	cm

### 3.1.6 SGU - przemieszczenie

Maksymalny moment zginający dla długotrwałej części obciążenia charakterystycznego:

$M_{sd}$  [kNm] = 28,90

Maksymalne ugięcie dla długotrwałej części obciążenia charakterystycznego:

$$f [m] = 0,0070$$

Obliczenie przemieszczeń pod obciążeniem długotrwałym

Położenie osi obojętnej przekroju przed zarysowaniem:

$$x_o [cm] = (0,5bh^2 + E_s/E_{cm} \cdot A_{s1} \cdot d)/(bh + E_s/E_{cm} \cdot A_{s1}) = 7,14$$

$$b [cm] = 135$$

$$h [cm] = 14$$

$$E_s [kN/cm^2] = 20000$$

$$E_{cm} [kN/cm^2] = 3000$$

$$A_{s1} [cm^2] = 9,42$$

$$d [cm] = 11,5$$

Sztywność przekroju w fazie sprężystej:

$$B_o [kNcm^2] = E_{cm} [bh^3/12 + bh(x_o - h/2)^2] + E_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x_o)^2 = 96304222,97$$

Efektywny moduł sprężystości betonu:

$$E_{c,eff} = E_{cm}/[1 + \phi(\infty, t_o)] = 882,4 \quad kN/cm^2$$

$$E_{cm} = 3000 \quad kN/cm^2$$

$$\phi_{\infty, t_o} = 2,40 \quad [-]$$

$$h_o [cm] = 2Ac/u = 14,00$$

$$A_c [cm^2] = b \cdot h = 1890$$

$$u [cm] = 2b + h = 270$$

$$RH [\%] = 50 \quad \text{wewnątrz}$$

$$\text{wiek w chwili obciążania} = 90$$

Położenie osi obojętnej przekroju przed zarysowaniem z uwzględnieniem pełzania:

$$x_i [cm] = (0,5bh^2 + \alpha_{e,i} \cdot A_{s1} \cdot d)/(bh + \alpha_{e,i} \cdot A_{s1}) = 7,46$$

Współczynnik redukcji  $\alpha_{et}$

$$\alpha_{et} [-] = E_s/E_{cm} (1 + \phi_{\infty, t_o}) = 22,67$$

$$E_s [kN/cm^2] = 20000$$

$$E_{cm} [kN/cm^2] = 3000$$

Moment bezwładności przekroju z uwzględnieniem pełzania:

$$I_1 = bh^3/12 + bh(x_i - h/2)^2 + \alpha_{e,i} \cdot A_{s1} \cdot (d - x_i)^2 = 34756,66 \quad cm^4$$

$$b [cm] = 135$$

$$h [cm] = 14$$

$$d [cm] = 11,5$$

$$A_{s1} [cm^2] = 9,42$$

$$\alpha_{et} [-] = 22,67$$

Położenie osi obojętnej przekroju po zarysowaniu:

$$x_{II} [cm] = d \{ [\rho_1 \cdot \alpha_{e,t} (2 + \rho_1 \cdot \alpha_{e,t})]^{1/2} - \rho_1 \cdot \alpha_{e,t} \} = 4,320$$

$$\rho_1 [-] = 0,005$$

Moment bezwładności przekroju po zarysowaniu:

$$I_2 = bh^3/12 + bh(x_{II} - h/2)^2 + \alpha_{e,t} \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{II})^2 = 55453,66 \quad cm^4$$

Sztywność z uwzględnieniem zarysowania i pełzania

$$B_{\infty} [kNcm^2] = \begin{cases} E_{c,eff} \cdot I_2 / [1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr}/M_{sd})^2 \cdot (1 - I_2/I_1)] & \text{dla } M_{sd} \geq M_{cr} \\ B_o [kNcm^2] = E_{c,eff} \cdot I_1 & \text{dla } M_{sd} < M_{cr} \end{cases} = 47341137$$

$$\beta_1 = 1 \quad \text{- dla prętów żebrowanych}$$

$$\beta_2 = 0,5 \quad \text{- dla obciążeń długotrwałych}$$

$$M_{cr} [kNcm] = f_{ctm} \cdot bh^2/6 = 970,20$$

$$f_{ctm} [kN/cm^2] = 0,22$$

$$M_{sd} [kNcm] = 2890$$

Przemieszczenie rzeczywiste::

$$a_{RZECZ,max} = a_{max} \cdot B_o / B_{\infty} = 1,424 \quad cm$$

$$B_o / B_{\infty} = 2,034$$

$$a_{RZECZ,max} [cm] \leq a_{lim} [cm] = l_{eff}/200 = 2,49$$

$$1,424 \leq 2,49$$

**warunek spełniony**

### 3.1.7 SGU - zarysowanie

Maksymalny moment zginający dla długotrwałej części obciążenia charakterystycznego:

$$M_{sd} [kNm] = 31,80$$

$$M_{cr} [kNm] = 9,70$$

$$M_{cr} < M_{sd}$$

przekrój zarysowany

Obliczenie szerokości rys:

$$b [cm] = 135$$

$$h [cm] = 14$$

$$d [cm] = 11,5$$

$$\rho_1 [-] = \rho_{L,prov} = 0,005$$

$$x_{II} [cm] = 4,32$$

Napężenia w stali:

$$\sigma_s [kN/cm^2] = M_{sd} / (A_{sI} \cdot (d - x_{II}/3)) = 33,54$$

Pole zbrojenia w przekroju z p 5.0.1.1.5

$$A_{sI} [cm^2] = A_{sI,prov} = 9,42$$

Pole efektywne przekroju:

$$A_{ct,eff} [cm^2] = b \cdot \min[2,5(h - d) ; (h - x_{II})/3] = 435,59$$

Stopień zbrojenia odniesiony do efektywnego pola betonu rozciąganego:

$$\rho_r [-] = A_{sI} / A_{ct,eff} = 0,022$$

Średni rozstaw rys:

$$s_{rm} [mm] = 50 + 0,25 k_1 k_2 \cdot \varnothing_{max} / \rho_r = 96,22$$

$$k_1 = 0,8 \quad - \text{ dla prętów żebrowanych}$$

$$k_2 = 0,5 \quad - \text{ dla zginania}$$

$$\varnothing_{max} [mm] = 10$$

Średnia szerokość rys:

$$w_m [mm] = s_{rm} \cdot \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr} / M_{sd})^2] = 0,15$$

$$\beta_1 = 1 \quad - \text{ dla prętów żebrowanych}$$

$$\beta_2 = 0,5 \quad - \text{ dla obciążeń długotrwałych}$$

Obliczeniowa szerokość rys:

$$w_k [mm] = \beta \cdot w_m = 0,20$$

$$\beta = 1,3 \quad - \text{ dla przekrojów o mniejszym wymiarze boku nie przekraczającym 30cm}$$

$$w_k [mm] \leq w_{lim} [mm] 0,3$$

$$0,200 \leq 0,3$$

**warunek spełniony**

### 3.2 Wymiarowanie belki stropowej B1

#### Właściwości betonu

klasa betonu: **B 25**

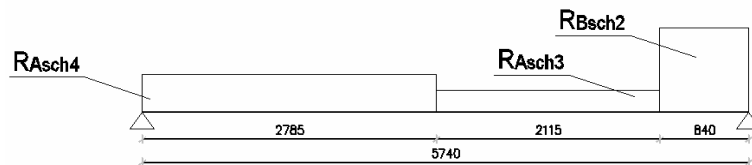
$f_{cd} =$	13300 kPa
$f_{ctm} =$	2200 kPa
$f_{ck} =$	20000 kPa
$f_{ctd} =$	1000 kPa
$E_{cm} =$	30 GPa

#### Właściwości stali

**A-III N RB 500 W**

$f_{yk} =$	500 MPa
$f_{yd} =$	420 MPa
$f_{tk} =$	550 MPa
$E_s =$	200 GPa
$\xi_{eff,lim} =$	0,5

#### 3.2.1 Schemat statyczny



$$l_1 [m] = 5,74$$

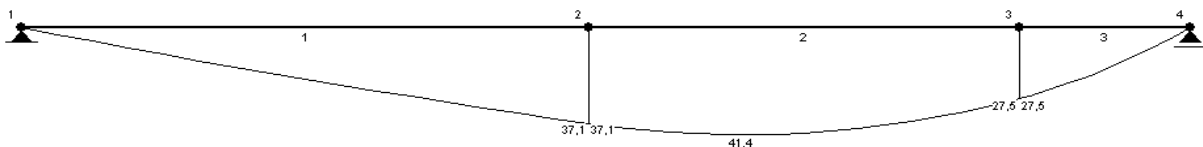
#### 3.2.2 Zebranie obciążeń

g - STAŁE					
rodzaj obciążenia	wysokość [cm]	ciężar [kN/m³]	w.charakt [kN/m²]	$\gamma_f [-]$	w.obl [kN/m²]
belka żelbetowa b=0,24m	25	25	1,50	1,1	1,65
<b>SUMA OBCIĄŻEN STAŁYCH</b>			1,50	-	1,65

Reakcje z płyty żelbetowej			
Reakcje charakterystyczne		Reakcje obliczeniowe	
$R_{Ak,sch4} [kN/m] =$	-2,15	$R_{A,sch4} [kN/m] =$	-0,889
$R_{Ak,sch3} [kN/m] =$	9,7	$R_{A,sch3} [kN/m] =$	13,6
$R_{Bk,sch2} [kN/m] =$	19,6	$R_{B,sch2} [kN/m] =$	27,9

#### 3.2.3 Maksymalne siły przekrojowe

Momenty zginające [kNm]



Maksymalne reakcje od obciążeń obliczeniowych

$$R_A [kN] = 15,90 \quad R_B [kN] = 46,50$$

Maksymalne reakcje od obciążeń charakterystycznych długotrwałych

$$R_{A,k,d} [kN] = 12,30 \quad R_{B,k,d} [kN] = 33,30$$

Współczynnik części długotrwałej obciążenia eksploatacyjnego

$$\Psi_{di} [-] = 0,6$$

Maksymalne momenty od obciążenia obliczeniowego:

$$M_{max,AB} [kNm] = 42,20$$

Maksymalne momenty od obciążenia charakterystycznego długotrwałego:

$$M_{max,AB,k,d} [kNm] = 31,30$$

### 3.2.4 Założenia wstępne do wymiarowania

#### założone średnice:

pręty główne

$\emptyset$  [mm] = 12

pole poj. pręta:

$a_s$  [cm<sup>2</sup>] = 1,13

#### otulina

c [cm] = 2

$a_t$  [cm] = 2,6

#### wymiary płyty

h [cm] = 25

b [cm] = 24

#### wysokość efektywna:

d [cm] = 22,4

### 3.2.5 Wymiarowanie na zginanie

$M_{sd}$  [kNm] = 42,20

$\mu_{eff}$  [-] =  $M_{sd} / b \cdot d^2 / f_{cd}$  = 0,2635

$\xi_{eff}$  [-] =  $1 - (1 - 2 \mu_{eff})^{1/2}$  = 0,3122 <  $\xi_{eff,lim}$  = 0,5

warunek spełniony

$A_{s1}$  [cm<sup>2</sup>] = 5,32

$A_{s1,min}$  [cm<sup>2</sup>] =  $\max(0,26 f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d ; 0,0013 b \cdot d)$  = 0,70

$A_{s1,req}$  [cm<sup>2</sup>] =  $\max(A_{s1} ; A_{s1,min})$  = 5,32

Przyjęto:	$A_{s1,prov}$ [cm <sup>2</sup> ] =	5,65
tj.	5	$\emptyset$ 12
w rozstawie co	6,0	cm

### 3.2.6 Wymiarowanie na ścinanie

Maksymalna siła tnąca:

$V_{sd}$  [kN] = 47

Wymiary przekroju:

b [cm] = 24

d [cm] = 22,4

z [cm] = 0,9d = 20,16

Współczynnik efektywności wytrzymałości betonu na ściskanie:

$\nu$  [-] =  $0,6(1 - f_{ck}/250)$  = 0,552

$f_{ck}$  [MPa] = 20

Współczynnik

k [-] =  $\max(1,6 - d; 1)$  = 1,38

Stopień zbrojenia przekroju prętami podłużnymi:

$\rho_L$  [-] =  $\min(A_{sL}/b \cdot d; 0,01)$  = 0,009

Nośność na ścinanie w elementach bez zbrojenia poprzecznego z uwagi na rozciąganie betonu

bez uwzględnienia ściskania:

$V_{Rd1}$  [kN] =  $0,35 k f_{ctd} (1,2 + 40 \rho_L) b \cdot d$  = 40,83

$f_{ctd}$  [kPa] = 1000

$V_{sd}$  [kN] = 47 >  $V_{Rd1}$  [kN] = 40,83

#### odcinek ścinania drugiego rodzaju

$V_{sd}$  [kN] = 47 <  $V_{Rd2}$  [kN] =  $0,5 \nu f_{cd} b \cdot z$  = 177,6

$f_{cd}$  [kPa] = 13300

o zasięgu x od osi podpory A:

x [m] = 0,50

$V_{sd}^d$  [kN] = 36,90

Założono strzemiona:		
$\Phi_s$ [mm] =	6	ze stali: A-I
liczba gałęzi:		
m [-] =	2	
w rozstawie co:	15	cm
przy podporze		
zagęszczony do:	8	cm

<  $\min(0,75d; 40cm)$  = 16,8 ok.!

$A_{sw}$  [cm<sup>2</sup>] = 0,57

$f_{ywd}$  [kPa] = 210000



$$k_t = A_{sw} f_{ywd} / V_{sd}^d = 0,32$$

Przyjęto:

$$\theta [^\circ] = 40$$

$$s_i / 0,9d = k_t \cdot \operatorname{ctg} \theta = 0,38$$

$$s_i [\text{cm}] = 7,7$$

### 3.2.7 SGU - przemieszczenie

Maksymalny moment zginający dla długotrwałej części obciążenia charakterystycznego:

$$M_{sd} [\text{kNm}] = 31,30$$

Maksymalne ugięcie dla długotrwałej części obciążenia charakterystycznego:

$$f [\text{m}] = 0,0107$$

Obliczenie przemieszczeń pod obciążeniem długotrwałym

Położenie osi obojętnej przekroju przed zarysowaniem:

$$x_o [\text{cm}] = (0,5bh^2 + E_s/E_{cm} \cdot A_{s1} \cdot d) / (bh + E_s/E_{cm} \cdot A_{s1}) = 13,09$$

$$b [\text{cm}] = 24$$

$$h [\text{cm}] = 25$$

$$E_s [\text{kN/cm}^2] = 20000$$

$$E_{cm} [\text{kN/cm}^2] = 3000$$

$$A_{s1} [\text{cm}^2] = 5,65$$

$$d [\text{cm}] = 22,4$$

Sztywność przekroju w fazie sprężystej:

$$B_o [\text{kNcm}^2] = E_{cm} [bh^3/12 + bh(x_o - h/2)^2] + E_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x_o)^2 = 104179373,02$$

Efektywny moduł sprężystości betonu:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \phi(\infty, t_o)] = 882,4 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 3000 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$\phi_{\infty, t_o} = 2,40 \quad [-]$$

$$h_o [\text{cm}] = 2Ac/u = 16,44$$

$$A_c [\text{cm}^2] = b \cdot h = 600$$

$$u [\text{cm}] = 2b + h = 73$$

$$RH [\%] = 50 \quad \text{wewnątrz}$$

wiek w chwili obciążania 90

Położenie osi obojętnej przekroju przed zarysowaniem z uwzględnieniem pełzania:

$$x_i [\text{cm}] = (0,5bh^2 + \alpha_{e,i} \cdot A_{s1} \cdot d) / (bh + \alpha_{e,i} \cdot A_{s1}) = 14,24$$

Współczynnik redukcji  $\alpha_{et}$

$$\alpha_{et} [-] = E_s/E_{cm} (1 + \phi_{\infty, t_o}) = 22,67$$

$$E_s [\text{kN/cm}^2] = 20000$$

$$E_{cm} [\text{kN/cm}^2] = 3000$$

Moment bezwładności przekroju z uwzględnieniem pełzania:

$$I_1 = bh^3/12 + bh(x_i - h/2)^2 + \alpha_{e,i} \cdot A_{s1} \cdot (d - x_i)^2 = 41601,30 \quad \text{cm}^4$$

$$b [\text{cm}] = 24$$

$$h [\text{cm}] = 25$$

$$d [\text{cm}] = 22,4$$

$$A_{s1} [\text{cm}^2] = 5,65$$

$$\alpha_{et} [-] = 22,67$$

Położenie osi obojętnej przekroju po zarysowaniu:

$$x_{II} [\text{cm}] = d \{ [\rho_1 \cdot \alpha_{e,t} (2 + \rho_1 \cdot \alpha_{e,t})]^{1/2} - \rho_1 \cdot \alpha_{e,t} \} = 10,619$$

$$\rho_1 [-] = 0,009$$

Moment bezwładności przekroju po zarysowaniu:

$$I_2 = bh^3/12 + bh(x_{II} - h/2)^2 + \alpha_{e,t} \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{II})^2 = 51164,98 \quad \text{cm}^4$$

Sztywność z uwzględnieniem zarysowania i pełzania

$$B_{\infty} [\text{kNcm}^2] = \begin{cases} E_{c,eff} \cdot I_2 / [1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr}/M_{sd})^2 \cdot (1 - I_2/I_1)] & \text{dla } M_{sd} \geq M_{cr} \\ B_o [\text{kNcm}^2] = E_{c,eff} \cdot I_1 & \text{dla } M_{sd} < M_{cr} \end{cases} = 44985907$$

$$\beta_1 = 1 \quad \text{- dla prętów żebrowanych}$$

$$\beta_2 = 0,5 \quad \text{- dla obciążeń długotrwałych}$$

$$M_{cr} [\text{kNcm}] = f_{ctm} \cdot bh^2/6 = 550,00$$

$$f_{ctm} [\text{kN/cm}^2] = 0,22$$

$$M_{sd} [\text{kNcm}] = 3130$$

Premieszczenie rzeczywiste::

$$a_{RZECZ,max} = a_{max} \cdot B_0 / B_{\infty} = 2,478 \quad \text{cm}$$

$$B_0 / B_{\infty} = 2,316$$

$a_{RZECZ,max} [\text{cm}]$	$\leq$	$a_{lim} [\text{cm}] = l_{eff}/200 = 2,87$
2,478	$\leq$	2,87
<b>warunek spełniony</b>		

### 3.2.8 SGU - zarysowanie

Maksymalny moment zginający dla długotrwałej części obciążenia charakterystycznego:

$$M_{sd} [\text{kNm}] = 31,30$$

$$M_{cr} [\text{kNm}] = 5,50$$

$$M_{cr} < M_{sd}$$

*przekrój zarysowany*

Obliczenie szerokości rys:

$$b [\text{cm}] = 24$$

$$h [\text{cm}] = 25$$

$$d [\text{cm}] = 22,4$$

$$\rho_1 [-] = \rho_{L,prov} = 0,009$$

$$x_{il} [\text{cm}] = 10,62$$

Naprężenia w stali:

$$\sigma_s [\text{kN/cm}^2] = M_{sd} / (A_{S1} \cdot (d - x_{il}/3)) = 29,35$$

Pole zbrojenia w przekroju z p 5.0.1.1.5

$$A_{s1} [\text{cm}^2] = A_{s1,prov} = 5,65$$

Pole efektywne przekroju:

$$A_{ct,eff} [\text{cm}^2] = b \cdot \min[2,5(h - d); (h - x_{il})/3] = 115,05$$

Stożek zbrojenia odniesiony do efektywnego pola betonu rozciąganego:

$$\rho_r [-] = A_{s1} / A_{ct,eff} = 0,049$$

Średni rozstaw rys:

$$s_{rm} [\text{mm}] = 50 + 0,25 k_1 k_2 \cdot \varnothing_{max} / \rho_r = 74,41$$

$$k_1 = 0,8 \quad \text{- dla prętów żebrowanych}$$

$$k_2 = 0,5 \quad \text{- dla zginania}$$

$$\varnothing_{max} [\text{mm}] = 12$$

Średnia szerokość rys:

$$w_m [\text{mm}] = s_{rm} \cdot \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr} / M_{sd})^2] = 0,11$$

$$\beta_1 = 1 \quad \text{- dla prętów żebrowanych}$$

$$\beta_2 = 0,5 \quad \text{- dla obciążeń długotrwałych}$$

Obliczeniowa szerokość rys:

$$w_k [\text{mm}] = \beta \cdot w_m = 0,14$$

$$\beta = 1,3 \quad \text{- dla przekrojów o mniejszym wymiarze boku nie przekraczającym 30cm}$$

$w_k [\text{mm}]$	$\leq$	$w_{lim} [\text{mm}] 0,3$
0,140	$\leq$	0,3
<b>warunek spełniony</b>		

## 4. Fundamenty budynku

### 4.1 Ława fundamentowa F6

Parametry podłoża gruntowego - wartości charakterystyczne na podstawie otrzymanych badań geotechnicznych:

Stopień plastyczności gruntu:

$$I_L [-] = 0,4$$

Gęstość objętościowa gruntu:

$$\rho [t / m^3] = 2,05$$

Charakterystyczny ciężar gruntu:

$$\gamma^{(n)} = \gamma_B^{(n)} = \gamma_L^{(n)} = \gamma_D^{(n)} [kN/m^3] = 20,1105$$

Charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego:

$$\Phi^{(n)} [^\circ] = 14,5$$

Obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego:

$$\Phi^{(r)} [rad] = 0,227765$$

Wartość charakterystyczna spójności gruntu:

$$C_u^{(n)} [MPa] = 0,024$$

Wartość obliczeniowa spójności gruntu:

$$C_u^{(r)} [MPa] = 0,0216$$

#### 4.1.1 Siły przekrojowe i geometria

Maksymalna siła podłużna ze słupa S8

$$F_x [kN] = 52,8$$

#### Wymiary stopy

Długość:

$$L [cm] = 60$$

Szerokość

$$B [cm] = 60$$

Wysokość ławy:

$$h [cm] = 30$$

Głębokość posadowienia stopy:

$$D_{min} [cm] = 100$$

#### Wymiary słupa

$$c_y [cm] = 24$$

$$c_z [cm] = 24$$

#### Właściwości betonu

klasa betonu: **B 25**

$$f_{cd} = 13300 \text{ kPa}$$

$$f_{ctm} = 2200 \text{ kPa}$$

$$f_{ck} = 20000 \text{ kPa}$$

$$f_{ctd} = 1000 \text{ kPa}$$

$$E_{cm} = 30 \text{ GPa}$$

#### Właściwości stali

**A-I RB 500W**

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 550 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\xi_{eff,lim} = 0,5$$

#### 4.1.2 Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

Wartości pomocnicze:

Obliczeniowy ciężar ławy wraz z gruntem nad nią:

$$G [kN] = L \cdot B \cdot h \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,1 + (D_{min} - h) \cdot (b \cdot h \cdot c_y \cdot c_z) \cdot \gamma^{(n)} \cdot 1,1 = 7,65$$

Mimośrod:

$$e_L [cm] = 0,00$$

$$e_B [cm] = 1,34$$

Efektywne wymiary stopy:

$$L [m] = L - 2e_L = 0,60$$

$$B [m] = L - 2e_B = 0,57$$

Tangensy nachylenia wypadkowych:

$$\operatorname{tg}(\delta_L) = F_z / (F_x + G) = 0,0$$

$$\operatorname{tg}(\delta_B) = F_y / (F_x + G) = 0,0$$

Współczynniki

$$N_D = 3,28$$

$$N_C = 9,83$$

$$N_B = 0,396$$

$$i_{D,B} = 1,000$$

$$i_{C,B} = 1,000$$

$$i_{B,B} = 1,000$$

#### 4.1.3 Obliczenie nośności podłoża gruntowego:

$$Q_{FNB} = L \cdot B \cdot \{ (1 + 0,3 E / C) N_C C_u^{(r)} i_{C,B} + (1 + 1,5 B / L) N_D \gamma_D^{(r)} D_{min} i_{D,B} + (1 - 0,25 B / L) N_B \gamma_B^{(r)} B i_{B,B} \} = 144,7 \text{ kN}$$

obliczeniowy ciężar gruntu:

$$\gamma_B^{(r)} = \gamma_L^{(r)} = \gamma_D^{(r)} = \gamma^{(n)} \cdot 0,9 \text{ [kN/m}^3] = 18,10$$

$N_r = F_x + G [\text{kN}]$	$\leq$	$m \cdot Q_{FNB} [\text{kN}]$	$m = 0,9$
60,49	$\leq$	130,27	
<b>warunek spełniony</b>			

#### 4.1.4 Sprawdzenie naprężeń w betonie



$$\sigma_{zg} [\text{kPa}] = N_r / BL = 168,0$$

Długość odsadzki:

$$l_o [\text{m}] = 0,18$$

$$M_{max} [\text{kNm}] = \sigma_{zg} \cdot L \cdot l_o^2 / 2 = 1,63$$

Wskaźnik wytrzymałości ławy:

$$W [\text{cm}^3] = L \cdot h^2 / 6 = 9000$$

Naprężenia w przekroju:

$$\sigma_b [\text{kPa}] = M_{max} / W = 181,5$$

$\sigma_b [\text{kPa}]$	$\leq$	$f_{ctm} [\text{kPa}]$
181,47	$\leq$	2200
<b>warunek spełniony</b>		

## 4.2 Fundament F3 pod słup 24x90cm

### 4.2.1 Parametry gruntu

Parametry gruntu określone na podstawie relacji sąsiadów.

Podłoże gruntowe jest jednorodne

Jest w całości zbudowane z  $P_s / P_r$  ( piasek średni / piasek gruby).

Stopień zagęszczenia gruntu:

$$I_L [-] = 0,2$$

Gęstość objętościowa gruntu:

$$\rho [t / m^3] = 2,1$$

Charakterystyczny ciężar gruntu:

$$\gamma^{(n)} = \gamma_B^{(n)} = \gamma_L^{(n)} = \gamma_D^{(n)} [kN/m^3] = 20,60$$

Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej:

$$M_o [MPa] = 37$$

Charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego:

$$\Phi^{(n)} [^\circ] = 18,30$$

Obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego:

$$\Phi^{(r)} [rad] = 0,29$$

Spójność gruntu:

$$c_u [Mpa] = 0,027$$

### 4.2.2 Stopa fundamentowa

Dane wstępne:

Maksymalna siła podłużna w słupie:

$$F_x [kN] = 93,84$$

Maksymalny moment w kierunku równoległym do osi D

$$M_y [kNm] = 19,37$$

Maksymalna siła tnąca na dole słupa w kierunku równoległym do osi D

$$F_z [kN] = 20,81$$

Wymiary stopy

Wymiar długości

$$L [cm] = 120$$

Wymiar szerokości

$$B [cm] = 130$$

Wysokość stopy :

$$h [cm] = 40$$

Głębokość posadowienia stopy:

$$D_{min} [cm] = 100$$

Wymiary słupa

$$c_y [cm] = 24$$

$$c_z [cm] = 90$$

### Właściwości betonu

beton: **C30/37**

$$f_{cd} = 20000 \text{ kPa}$$

$$f_{ctm} = 2900 \text{ kPa}$$

$$f_{ck} = 30000 \text{ kPa}$$

$$f_{ctd} = 1330 \text{ kPa}$$

$$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$$

### Właściwości stali

**A-IIIN**

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 550 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\xi_{eff,lim} = 0,5$$

### **4.2.3 Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego**

#### **4.2.3.1 Wartości pomocnicze:**

Obliczeniowy ciężar stopy wraz z gruntem nad nią:

$$G \text{ [kN]} = L \cdot B \cdot h \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,1 + (D_{min} - h) \cdot \gamma^{(n)} \cdot 1,2 = 31,99$$

ek - różnica między środkiem ciężkości słupa a środkiem fundamentu

$$ek = -18 \text{ cm}$$

Mimośrodody:

$$e_L \text{ [cm]} = (M_y + F_z \cdot h) / (F_x + G) + ek = 4,01$$

$$e_B \text{ [cm]} = (M_z + F_y \cdot h) / (F_x + G) = 0,000$$

Efektywne wymiary stopy:

$$\tilde{L} \text{ [m]} = L - 2e_L = 1,120$$

$$\tilde{B} \text{ [m]} = B - 2e_B = 1,200$$

Tangensy nachylenia wypadkowych:

$$\text{tg}(\delta_L) = F_z / (F_x + G) = 0,165$$

$$\text{tg}(\delta_B) = F_y / (F_x + G) = 0,000$$

Współczynniki

$$N_D = 4,535$$

$$N_C = 11,956$$

$$N_B = 0,784$$

$$i_{D,L} = 0,697$$

$$i_{C,L} = 0,611$$

$$i_{B,L} = 0,581$$

$$i_{D,B} = 1,000$$

$$i_{C,B} = 1,000$$

$$i_{B,B} = 1,000$$

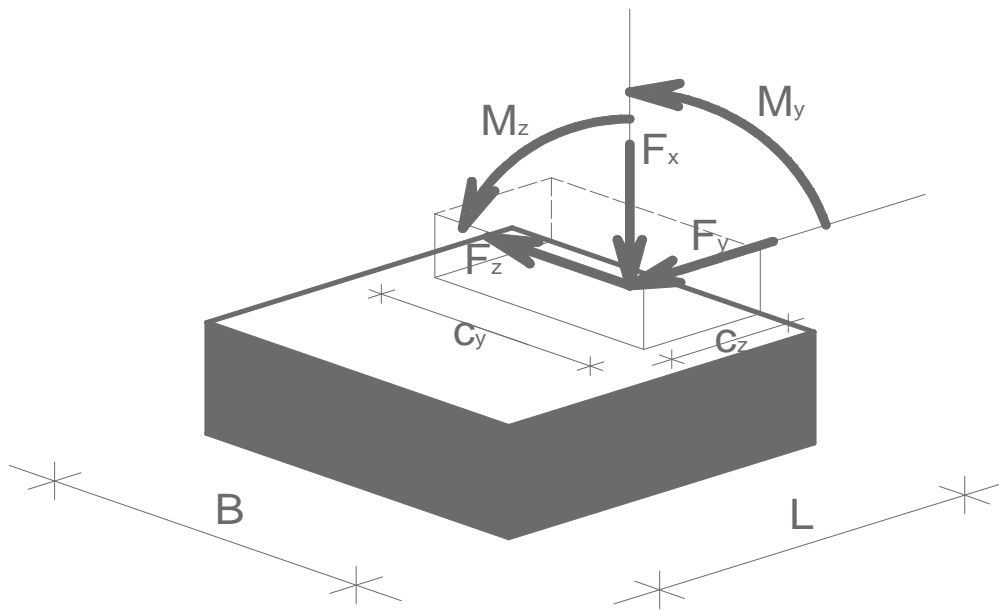
#### **4.2.3.2 Obliczenie nośności podłoża gruntowego**

$$q_{FNL} = (1 + 0,3 \tilde{B} / \tilde{L}) N_C C_u^{(r)} i_{C,L} + (1 + 1,5 \tilde{B} / \tilde{L}) N_D \gamma_D^{(r)} D_{min} i_{D,L} + \\ + (1 - 0,25 \tilde{B} / \tilde{L}) N_B \gamma_B^{(r)} \tilde{L} i_{B,L} = 420,689 \text{ kPa}$$

$$q_{FNB} = (1 + 0,3 \tilde{B} / \tilde{L}) N_C C_u^{(r)} i_{C,B} + (1 + 1,5 \tilde{B} / \tilde{L}) N_D \gamma_D^{(r)} D_{min} i_{D,B} + \\ + (1 - 0,25 \tilde{B} / \tilde{L}) N_B \gamma_B^{(r)} \tilde{B} i_{B,B} = 658,6 \text{ kPa}$$

obliczeniowy ciężar gruntu:

$$\gamma_B^{(r)} = \gamma_L^{(r)} = \gamma_D^{(r)} = \gamma^{(n)} \cdot 0,9 \text{ [kN/m}^3\text{]} = 18,54$$



Wyznaczenie naprężeń pod stopą:

$$q_{\max} [\text{kPa}] = (F_x + G)/(L \cdot B) + (M_y + F_z \cdot H + F_x \cdot e_k)/W_B = 115,29$$

$$W_B [\text{m}^3] = B \cdot L^2/6 = 0,312$$

$$q_{\min} [\text{kPa}] = (F_x + G)/(L \cdot B) - (M_y + F_z \cdot H + F_x \cdot e_k)/W_B = 46,04$$

$$q_{\text{śr}} [\text{kPa}] = (F_x + G)/(L \cdot B) = 80,66$$

Sprawdzenie warunków:

$$\min(q_{\text{FNB}}, q_{\text{FNL}}) = 420,7 \text{ kPa} \quad m [-] = 0,81$$

$$q_{\max} [\text{kPa}] \leq 1,2 \cdot m \cdot \min(q_{\text{FNB}}, q_{\text{FNL}}) [\text{kPa}]$$

$$115,29 \leq 408,91$$

**warunek spełniony**

$$q_{\min} [\text{kPa}] \geq 0$$

$$46,04 \geq 0$$

**warunek spełniony**

$$q_{\text{śr}} [\text{kPa}] \leq m \cdot \min(q_{\text{FNB}}, q_{\text{FNL}}) [\text{kPa}]$$

$$80,66 \leq 340,76$$

**warunek spełniony**

#### 4.2.3.3 Wymiarowanie na zginanie

Maksymalne momenty zginające w przekrojach przechodzących przez krawędzie słupa:

$$W_B [\text{m}^3] = B \cdot h^2/6 = 0,0347$$

$$W_L [\text{m}^3] = L \cdot h^2/6 = 0,032$$

$$M_L = q_{\max} (L - c_y)^2 (2B + c_z) / 24 = 15,4945 \text{ kNm}$$

$$M_B = q_{\max} (B - c_z)^2 (2L + c_y) / 24 = 2,02904 \text{ kNm}$$

Makymalne naprężenia pod stopą bez uwzględnienia ciężaru stopy i gruntu nad nią:

$$q_{\max} [\text{kPa}] = F_x / (L \cdot B) + (M_y + F_z \cdot H + F_x \cdot e_k) / W_B = 94,78$$

Założenia wstępne do wymiarowania:

**założone średnice:**

pręty główne

$$\varnothing [\text{mm}] = 12$$

pole poj. pręta:

$$a_s [\text{cm}^2] = 1,13$$

**otulina**

$$c [\text{cm}] = 5$$

$$a_{1L} [\text{cm}] = 5,6$$

$$c [\text{cm}] = 6,2$$

$$a_{1B} [\text{cm}] = 6,8$$

**wysokość przekroju**

$$h [\text{cm}] = 40$$

**wysokość efektywna:**

w kierunku równoległym do osi D

$$d_L [\text{cm}] = 34,4$$

w kierunku równoległym do osi 6

$$d_B [\text{cm}] = 33,2$$

Potrzebne pole zbrojenia

$$A_{sL, \text{req}} = M_L / (0,9 d_L f_{yd}) = 1,19 \quad \text{cm}^2$$

$$n_{L, \text{req}} = 2$$

$$A_{sB, \text{req}} = M_B / (0,9 d_B f_{yd}) = 0,16 \quad \text{cm}^2$$

$$n_{B, \text{req}} = 1$$

Zbrojenia minimalne:

$$A_{s1} [\text{cm}^2] = \xi_{\text{eff}} \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} / f_{yd} = 1,39$$

$$A_{s1, \text{min}} [\text{cm}^2] = \max (0,26 f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d ; 0,0013 \cdot b \cdot d) = 6,51$$

$$A_{s1, \text{req}} [\text{cm}^2] = \max (A_{s1} ; A_{s1, \text{min}}) = 6,51$$

Przyjęto  $\varnothing 12$  co 20cm.



Gdańsk, 31.01.2014 r.

## **OŚWIADCZENIE**

dotyczące projektu:

**„Projekt Budowlany  
branży konstrukcyjnej  
budowy świetlicy wiejskiej w Starym Folwarku,  
dz. nr 85/1, Stary Folwark.”**

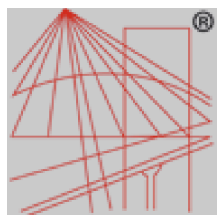
Oświadczam, że niniejszy projekt sporządzono zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

### **SPRAWDZAJĄCY**

mgr inż. Małgorzata Musielak  
upr. bud. nr POM/0344/POOK/12

### **PROJEKTANT**

mgr inż. Agnieszka Makowska  
upr. bud. nr POM/0342/POOK/12



P O L S K A  
I Z B A  
I N Ż Y N I E R Ó W  
B U D O W N I C T W A

## Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

**POM-UGS-IMQ-ZPW \***

Pani Agnieszka Anna Makowska o numerze ewidencyjnym POM/BO/0031/13

adres zamieszkania ul. Kamienna Grobla 7/23, 80-763 Gdańsk

jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2015-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2014-01-14 roku przez:

Ryszard Kolasa, Przewodniczący Rady Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piib.org.pl](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

**POMORSKA OKRĘGOWA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA**

**Z A Ś W I A D C Z E N I E**

Pan(i) **Małgorzata Henryka Musielak**

80-809 Gdańsk ul. Bitwy pod Lenino 10/5

jest członkiem

**Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa**

o numerze ewidencyjnym POM/BO/0130/13

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne

od dnia 2013-04-01 do 2014-03-31

Gdańsk 2013-03-28 r.

POMORSKA OKRĘGOWA  
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
80-840 Gdańsk, ul. Świętojańska 4-244  
(3) Tel. (0-58) 324-89-77  
Fax (0-58) 301-44-93

PRZEWODNICZĄCY RADY

*Ryszard Kolasa*

Gdańsk, 27 grudnia 2012 r.

syg. akt. 382/POM/OKK/12

## DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów /Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, ze zm./, art. 12 ust. 3, **art.13 ust.1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2** ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /tekst jednolity Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 ze zm./, **§ 6 pkt 1 i 2, § 11 ust.1 pkt 1, § 15, § 17 ust. 1 pkt 1** rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r.w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego /t.j. Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz.1071 ze zm./

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna  
Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa**  
stwierdza, że:

Pani **AGNIESZKA ANNA MAKOWSKA**  
magister inżynier  
urodzona dnia 09.09.1984 r. w Gdańsku

uzyskała  
**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
numer ewidencyjny: **POM/0342/POOK/12**

**do projektowania bez ograniczeń  
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

## UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Szczegółowy zakres prac projektowych objętych uprawnieniami budowlanymi został określony na drugiej stronie decyzji i stanowi jej integralną część.

**Pani Agnieszka Anna Makowska upoważniona jest do:**

**I.** Na podstawie art.12 ust.1 pkt 1, art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, bez ograniczeń do:

- a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- b) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

**II.** Na podstawie § 15 i 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ uprawnienia niniejsze uprawniają do :

- 1) sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności niniejszych uprawnień,
- 2) projektowania obiektu budowlanego w zakresie sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu.

#### **Pouczenie**

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

**Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:**



**PRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

*[Signature]*  
**dr inż. Leszek Niedostatkiwicz**

**WICEPRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

*[Signature]*  
**mgr inż. Zbigniew Drewnowski**

**CZŁONEK**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

*[Signature]*  
**dr inż. Marek Wesółowski**

#### **Otrzymują:**

- 1. Pani Agnieszka Anna Makowska
- 80-763 Gdańsk, ul. Kamienna Grobla 7/23
- 2. Okręgowa Rada Izby
- 3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
- 4. aa



Gdańsk, 27 grudnia 2012 r.

syg. akt. 384/POM/OKK/12

## DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów /Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, ze zm./, art. 12 ust. 3, **art.13 ust.1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2** ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /tekst jednolity Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 ze zm./, **§ 6 pkt 1 i 2, § 11 ust.1 pkt 1, § 15, § 17 ust. 1 pkt 1** rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r.w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego /t.j. Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz.1071 ze zm./

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna  
Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa**  
stwierdza, że:

**Pani MAŁGORZATA HENRYKA MUSIELAK**  
magister inżynier  
urodzona dnia 29.06.1984 r. w Gdańsku

uzyskała  
**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
numer ewidencyjny: **POM/0344/POOK/12**

**do projektowania bez ograniczeń  
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

## UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Szczegółowy zakres prac projektowych objętych uprawnieniami budowlanymi został określony na drugiej stronie decyzji i stanowi jej integralną część.

**Pani Małgorzata Henryka Musielak upoważniona jest do:**

**I.** Na podstawie art.12 ust.1 pkt 1, art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, bez ograniczeń do:

- a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- b) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

**II.** Na podstawie § 15 i 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ uprawnienia niniejsze uprawnniają do :

- 1) sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności niniejszych uprawnień,
- 2) projektowania obiektu budowlanego w zakresie sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu.

**Pouczenie**

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

**Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:**



**PRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

*Niedostatki*  
**dr inż. Leszek Niedostatki**

**WICEPRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

*Drewnowski*  
**mgr inż. Zbigniew Drewnowski**

**CZŁONEK**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

*Wesołowski*  
**dr inż. Marek Wesołowski**

**Otrzymują:**

- 1. Pani Małgorzata Henryka Musielak
- 80-809 Gdańsk, ul. Bitwy pod Lenino 10/5
- 2. Okręgowa Rada Izby
- 3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
- 4. aa

**INFORMACJA DOTYCZĄCA  
BEZPIECZEŃSTWA i OCHRONY ZDROWIA**

**OBIEKT :**

ŚWIETLICA WIEJSKA W STARYM FOLWARKU

**PROJEKT BUDOWLANY :**

PROJEKT BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ BUDOWY ŚWIETLICY  
WIEJSKIEJ W STARYM FOLWARKU

**ADRES:**

DZ. NR 85/1, STARY FOLWARK

Informację BiOZ opracowała:

mgr inż. AGNIESZKA MAKOWSKA  
nr upr. POM/0342/POOK/12  
80-763 GDAŃSK  
ul. Kamienna Grobla 7/23

STYCZEŃ 2014



## INFORMACJA DOTYCZĄCA PLANU BIOZ

### **I. Dane ogólne inwestycji:**

Obiekt budowlany:   światlica wiejska  
Adres inwestycji:   dz. Nr 85/1, Stary Folwark  
Inwestor:           Gmina Grudziądz  
                          Ul. Wybickiego 38, 86-300 Grudziądz  
Projektant:          mgr inż. Agnieszka Makowska  
                          Ul. Kamienna Grobla 7/23, 80-763 Gdańsk

### **II. Zakres robót w kolejności wykonywania zgodnie z wytycznymi projektu budowlanego w głównych elementach.**

1. Wykonanie wykopów pod fundamenty.
2. Wykonanie fundamentów i ścian fundamentowych.
3. Wykonanie ścian i stropów nadziemnych.
4. Wykonanie więźby dachowej wraz z ramą stalową.
5. Wykonanie pokrycia dachu.
6. Wykonanie robót wykończeniowych.
7. Uporządkowanie terenu.

Ostateczną kolejność wykonywania robót ustali Kierownik Budowy w uzgodnieniu z inwestorem.

### **III. Wykaz istniejących obiektów budowlanych.**

Na podmiotowej działce obecnie znajduje się budynek przeznaczony do rozbiórki, który rozstanie rozebrany zgodnie z odrębną dokumentacją.

### **IV. Wskazanie elementów zagospodarowania działki lub terenu, które mogą stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi.**

1. Na terenie działki znajduje się zieleń niska;
2. Na teren działki prowadzi droga dojazdowa.
3. Wszelkie prace budowlane związane z wykonaniem budynku nie wykraczają za teren działki;
4. Strefę prowadzenia robót budowlanych należy wygrodzić po linii stanowiącej granice działki;
5. Strefę prowadzenia robót budowlanych należy zabezpieczyć zgodnie o obowiązującymi przepisami BHiP.

### **V. Wskazanie dotyczące przewidywanych zagrożeń występujących podczas realizacji robót budowlanych, określające skalę i rodzaje zagrożeń oraz miejsce i czas ich występowania.**

- Upadek pracownika z wysokości (dach, rusztowania)

- Niebezpieczeństwo spowodowane spadającymi elementami rozbieranego budynku, lub narzędzi
- Upadek materiałów budowlanych z wyższych kondygnacji
- Podrażnienie błon śluzowych(zapylenie)-przy pracach rozbiórkowych
- Potknięcie lub poślizgnięcie się na obiekcie lub na zgruzowanym terenie
- Uszkodzenie głowy
- Uszkodzenie rąk i nóg
- Przygnięcie elementem zdemontowanym
- Uderzenie elementem zdemontowanym
- Poparzenie, porażenie prądem
- Podrażnienia i uszkodzenia oczu od spawania
- Pożar, awaria sprzętu budowlanego
- Przebywanie osób postronnych, niezwiązanych z przedsięwzięciem budowlanym, na terenie budowy

Skala zagrożenia: małe, przy dobrej organizacji robót i przestrzeganiu zasad BHP

Zakłada się likwidację zagrożeń poprzez wcześniejsze przeszkolenia, instruktaże, stosowanie odpowiedniego sprzętu ochrony osobistej, oraz sprzętu do rozbiórki, wygrodzeń, oznaczeń miejsc niebezpiecznych.

#### **VI. Wskazanie sposobu prowadzenia instruktażu pracowników przed przystąpieniem do realizacji robót szczególnie niebezpiecznych.**

Przed przystąpieniem do realizacji szczególnie niebezpiecznych robót każdy z pracowników powinien zostać ustnie przeszkolony na miejscu w zakresie:

- Określenia zasad postępowania w przypadku wystąpienia zagrożenia,
- Konieczności stosowania przez pracowników środków ochrony indywidualnej, zabezpieczającej przed skutkami zagrożeń,
- Zasady bezpośredniego nadzoru nad pracami szczególnie niebezpiecznymi przez wyznaczone w tym celu osoby.

#### **VII. Wskazanie środków technicznych i organizacyjnych, zapobiegających niebezpieczeństwom wynikającym z wykonywania robót budowlanych w strefach szczególnego zagrożenia zdrowia lub w ich sąsiedztwie, w tym zapewniających bezpieczną i sprawną komunikację, umożliwiającą szybką ewakuację na wypadek pożaru, awarii i innych zagrożeń.**

**Przed przystąpieniem do wykonywanych prac należy:**

- Oznaczyć trasę przejść i ewakuacji, określić ewentualne zagrożenia podczas określonych robót,
- Przeszkolić pracowników, poinformować ich o zagrożeniach i wyznaczyć osoby odpowiedzialne za kontrolę nad ich przestrzeganiem,
- Zabezpieczyć dla pracowników środki ochrony indywidualnej, wyznaczyć zadania przygotować front robót.

**Podczas wykonywania prac należy:**

- Na bieżąco sprawdzając jakość prowadzonych prac kontrolować przestrzeganie instrukcji oraz odpowiednich przepisów BHP,
- Zachowywać porządek i czystość na miejscu pracy,
- Prace na wysokości powinny być prowadzone z zachowaniem środków bezpieczeństwa tj. użycie kasków i pasów zabezpieczających.

**Po zakończeniu prowadzonych prac należy:**

- Zabezpieczyć miejsce,
- Złożyć odpowiednie materiały i narzędzia,
- Doprowadzić miejsce do stanu porządku i czystości.

**VIII. Określenie sposobu przechowywania i przemieszczania materiałów.**

W związku z charakterem prac budowlanych przewiduje się składowanie podstawowych materiałów na terenie placu budowy wyгородzonego z działki na której znajduje się przedmiotowy budynek.

Materiały takie jak beton towarowy oraz inne niezbędne do wykonania konstrukcji stalowych i żelbetowych zostaną dostarczone na plac budowy jako gotowe wyroby do natychmiastowego zabudowania.

**IX. Miejsce przechowywania dokumentacji budowy.**

Wszystkie dokumenty budowy takie jak Dziennik Budowy , dokumentacja projektowa oraz dokumenty niezbędne do prawidłowej eksploatacji maszyn i urządzeń używanych podczas prowadzenia prac budowlanych będą przechowywane u Inwestora.

**X. Uwagi końcowe**

Wszelkie materiały budowlane użyte w budowie muszą posiadać atesty i certyfikaty.

Wszystkie rodzaje materiałów wykończeniowych i ich kolory muszą przed zastosowaniem uzyskać ostateczną akceptację Projektantów.

Wszystkie prace budowlane i montażowe wykonywać pod kierunkiem osoby uprawnionej, zgodnie z Polską Normą, szczegółowymi ustawami i przepisami przestrzegając warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych oraz odpowiednimi przepisami BHP.

Opracowanie projektowe chronione prawem autorskim wg Ustawy z dn. 04.02.1994r. opublikowanej w Dz. Ust. Nr 24/1994.

Informację BiOZ opracowała: