

#### **4. Projekt konstrukcyjny budowlano - wykonawczy.**

##### Zawartość opracowania:

1. Opis techniczny konstrukcyjny z częścią obliczeniową .
  - 1.1. Podstawa opracowania.
  - 1.2. Warunki gruntowo - wodne.
  - 1.3. Opis ogólny.
  - 1.4. Opis szczegółowy z częścią obliczeniową.
    - 4.1. Dach.
    - 4.2. Strop poddasza.
    - 4.3. Elementy nadprożowe i usztywniające żelbetowe ściennie wylewane na mokro.
    - 4.4. Nadproża prefabrykowane.
    - 4.5. Schody żelbetowe ze spocznikiem -"łącnik".
    - 4.6. Ściany konstrukcyjne.
    - 4.7. Fundamenty.
    - 4.8. Konstrukcje wsporcze pod urządzenia zabudowane w pomieszczeniu technicznym na poddaszu.
  - 1.5. Podstawowe materiały budowlane.
  - 1.6. Uwagi końcowe.
  
2. Rysunki konstrukcyjne :
 

rys. nr 1/K - Rzut fundamentów	1:50
rys. nr 2/K - Schemat rozmieszczenia elementów konstrukcyjnych parteru	1:50
rys. nr 3/K - Poz.3.2. Rama żelbetowa	1:20
rys. nr 4/K - Poz.4.8.1. Konstrukcja wsporcza pod centralę nawiewno - wywiewną na stropie poddasza	1:20
rys. nr 5/K - Poz.4.8.2. Konstrukcja wsporcza pod zbiorniki na wodę cwu na stropie poddasza	1:20
rys. nr 6/K - Poz.3.1.1. Belka nadproża - 1 segment.	1:20
rys. nr 7/K - Poz.3.1.2. Słup żelbetowy (trzczeń)	1:20
rys. nr 8/K - Poz.3.3. Nadproże 2-u przęsłowe	1:20
rys. nr 9/K - Poz.3.4. Nadproże 1-o przęsłowe	1:20
rys. nr 9a/K - Poz.3.5. Nadproże drzwiowe $l_{sw.} = 2,10$ m	1:20
rys. nr 10/K - Poz.4.5. Schody żelbetowe	1:20
rys. nr 11/K - Poz.4.7.1; 4.7.2. Ławy fundamentowe	1:20
rys. nr 12/K - Poz.4.7.3. Stopa fundamentowa pod słup poz.3.2.2.	1:20

*Uwaga : - w części rysunkowej projekt nie zawiera poz.2.3.1. i poz. 2.3.2. stanowiących strop dachu nad "łącnikiem ze schodami.  
Elementy te opisano szczegółowo w części obliczeniowej, która zawiera również zestawienia stali.*

## **1. Podstawa opracowania.**

- 1.1. Projekt architektoniczny i projekty branżowe budynku przedszkola wchodzące w skład niniejszego opracowania.
- 1.2. Opinia geotechniczna dla ustalenia warunków gruntowo - wodnych występujących w miejscu planowanej rozbudowy Przedszkola Samorządowego w Czempiniu przy ul. Nowa 4, opracowana przez Pracownię Dokumentacji Geologicznych i Geotechnicznych "GRUNT" Poznań, ul. Strzelińska 17, w lutym 2016 r.
- 1.3. Ekspertyza Techniczna Budynku przedszkola 3-oddział. zlokalizowanego w Czempiniu przy ul. Nowa 4 ustalająca wpływ nowoprojektowanej dobudowy i przebudowy na stan obiektu istniejącego.
- 1.4. Uzgodnienia wytycznych projektowania dokonane z Inwestorem.
- 1.5. Projekt zagospodarowania terenu.
- 1.6. Obowiązujące normy i przepisy.

## **2. Warunki gruntowo - wodne.**

Występujące w podłożu warunki gruntowo – wodne, przedstawiono szczegółowo w dokumentacji geotechnicznej wymienionej w pkt. 1.2.

Wykonane badania wykazały, że w miejscu planowanej rozbudowy Przedszkola podłoże posiada prostą budowę geologiczną.

Pod przypowierzchniową, około 0,9-1,2 m miąższości warstwą niekontrolowanych, piaszczysto-próchnicznych nasypów, występują jednorodne genetycznie i litologicznie mineralne, niespoiste piaski drobne i pylaste akumulacji wodnolodowcowej. Są to grunty w stanie średniozagęszczonym ( $I_D^{(n)}=0,55$ ). Do głębokości wykonanych otworów wiertniczych, tj. do 4 m p.p.t., spągu ww. piasków nie przewiercono.

W lutym 2016 r., woda gruntowa o zwierciadle swobodnym stabilizowała się w piaszczystym podłożu na głębokości około 1,8-2,0 m p.p.t.

Według obowiązujących zapisów § 4.1 i 4.2 pkt. 1 Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z 25 kwietnia 2012 r. (Dz. U. poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawienia obiektów budowlanych, opiniowane warunki gruntowe uznano jako proste.

Stwierdzono, że w miejscu planowanej rozbudowy Przedszkola podłoże posiada korzystne warunki gruntowo-wodne, a tym samym dobre warunki budowlane dla prostego zaprojektowania i realizacji posadowień nowego obiektu.

**Projektowany obiekt zaliczono do I kategorii geotechnicznej.**

## **3. Opis ogólny.**

Obiekt posiada jedną kondygnację nadziemną, jest niepodpiwniczony. Przekryty stromym dachem posiada część poddasza przewidziana jako pomieszczenie techniczne.

Układ konstrukcyjny w większości budynku mieszany.

Budynek przewidziany do realizacji metodą tradycyjną.

Stropy zespolone z elementów prefabrykowanych typu „FILIGRAN” grubości 8 cm, części zabudowanej żebrami monolitycznymi o szerokości 20 cm, z wypełnieniem pasów międzyżebrowych  $b \times h = 40 \times 10$  cm styropianem, monolitycznej płyty górnej grubości 12 cm. Łączna grubość stropów wyniesie 30 cm.

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne kondygnacji parteru grubości 24 cm murowane z bloków silikatowych - parametry w części obliczeniowej. Ściana południowa (oś "K - K") zaprojektowana została z cegły pełnej ceramicznej gr. 25 cm.

Ściany konstrukcyjne kondygnacji podziemnej murowane z bloczków betonowych typu „M” grubości 25 cm.

Po dokonaniu pełnej analizy warunków posadowienia ustalono, że z uwagi na występujące w podłożu korzystne warunki gruntowe - właściwym sposobem posadowienia jest zastosowanie fundamentu pasmowego (ławy fundamentowe).

Zachowanie odpowiedniej sztywności przestrzennej budynku dot. ściany południowej (oś "K - K") zapewnia układ wprowadzonych trzpieni (słupów) żelbetonowych powiązanych z wieńcami stropowymi.

Elementy konstrukcji nośnej połaci dachowej (spadek 36,5°) z drewna sosnowego klasy C30.

#### **4. Opis szczegółowy z częścią obliczeniową.**

##### **4.1. Poz.1. Dach.**

Dach stromy wykonany z elementów więźby drewnianej płatwiowo – kleszczowej, opartej na stropie poddasza.

Elementy konstrukcyjne dachu:

- krokwie 8 x 18 cm,
- płatwie 16 x 16 cm,
- kleszcze 2 x 10 x 18 cm,
- krawężnice 20 x 22 cm,
- słupy 16 x 16 cm,
- łąty 5 x 4,5 cm, kontrłąty 2 x 5 cm.

Drewno sosnowe klasy C30.

Pokrycie dachu dachówką karpiovką podwójnie w "koronkę".

Murłaty 14x14 cm mocować do płyty stropowej poddasza kotwami  $\Phi 16$  mm nagwintowanymi M16, w rozstawie co 1,20 m.

##### **a/. Obliczenia statyczne łąty drewnianej.**

###### **DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

**Szerokość**  $b = 5,0$  cm

**Wysokość**  $h = 4,5$  cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

→  $f_{m,k} = 30$  MPa,  $f_{t,0,k} = 18$  MPa,  $f_{c,0,k} = 23$  MPa,  $f_{v,k} = 3$  MPa,  $E_{0,mean} = 12$  GPa,  $\rho_k = 380$  kg/m<sup>3</sup>

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 36,5^\circ$

Rozstaw łąt  $a_1 = 0,30$  m

Rozstaw podparć  $a = 0,91$  m

Schemat: belka dwuprzęsłowa

Obciążenia:

- obciążenie stałe  $g_k = 0,000$  kN/m<sup>2</sup> połaci dachowej;  $\gamma_f = 1,10$

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 1, A=300 m n.p.m., nachylenie połaci 36,5 st.):

$S_k = 0,658$  kN/m<sup>2</sup> rzutu połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=8,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=8,0 m, B=12,0 m, L=25,0 m, nachylenie połaci 36,5 st., beta=1,80):

$p_k = 0,169$  kN/m<sup>2</sup> połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać zawietrzna, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=8,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=8,0 m, B=12,0 m, L=25,0 m,

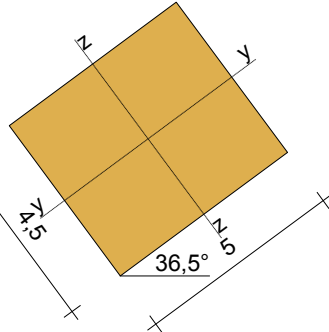
nachylenie połaci 36,5 st.,  $\beta=1,80$ ):

$$p_k = -0,194 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej, } \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie skupione  $F_k = 1,00 \text{ kN}$ ;  $\gamma_f = 1,20$

#### WYNIKI:

$$\begin{aligned} A &= 22,5 \text{ cm}^2 \\ W_y &= 16,9 \text{ cm}^3 \\ W_z &= 18,8 \text{ cm}^3 \\ J_y &= 38,0 \text{ cm}^4 \\ J_z &= 46,9 \text{ cm}^4 \\ m &= 0,85 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



#### Zginanie:

decyduje kombinacja: E (obc.stałe max.+obc.montażowe)

Momenty obliczeniowe:

$$M_y = 0,18 \text{ kNm}; \quad M_z = 0,13 \text{ kNm}$$

Warunek nośności:

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,579 < 1$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,622 < 1$$

Warunek stateczności:

$$\text{współczynniki zwiczenia } k_{\text{crit},y} = 1,000; \quad k_{\text{crit},z} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,77 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 25,38 \text{ MPa} \quad (42,4\%)$$

$$\sigma_{m,z,d} = 7,17 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,z,d} = 25,38 \text{ MPa} \quad (28,2\%)$$

#### Ugięcie:

decyduje kombinacja: E (obc.stałe+obc.montażowe)

$$u_{\text{fin}} = 2,46 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = a / 200 = 4,55 \text{ mm} \quad (54,1\%)$$

#### Kontrłaty.

Łaty montować na zabudowane wcześniej kontrłaty nabijane na krokwie po ułożeniu izolacji z folii parprzepuszczalnej.

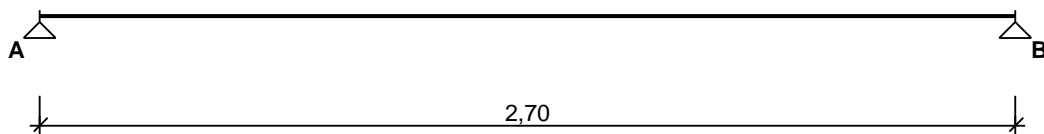
Kontrłaty wykonać z drewna również klasy C30, przekrój poprzeczny łaty  $b \times h = 6,00 \times 3,00 \text{ cm}$ .

### b/ Obliczenia statyczne belki drewnianej stropu pośredniego zabudowanego na klezczach wiązarów.

Założenia :

- rozstaw wzajemny belek co 60 cm, w pasach szczytowych dachu rozstaw co 30 cm,
- obc.: - wełna mineralna gr. 30 cm,
- płyta nośna OSB gr. 2,1 cm,
- od spodu płyta tynk. gips. GKF,
- obc. użytkowe  $p_{ch} = 0,50 \text{ kN/m}^2$ .

#### SCHEMAT BELKI

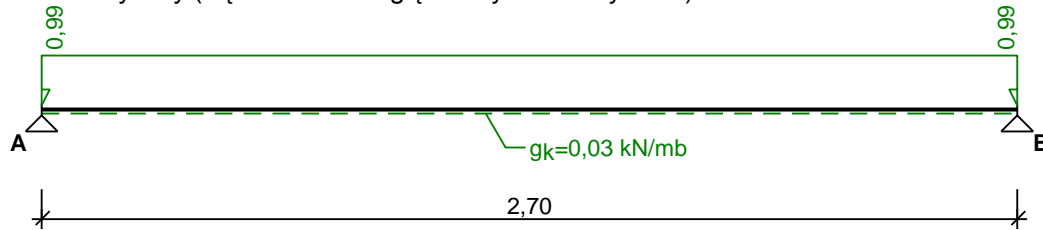


Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,20$

## OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ( $\gamma_f = 1,15$ , klasa trwania - stałe)  
 Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



## ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

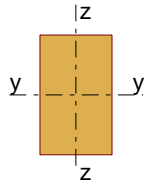
Parametry analizy zwiczenia:

- belka zabezpieczona przed zwiczeniem

Ugięcie graniczne przęśla  $u_{net,fin} = l_o / 250$

## WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

### WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 7,5 / 12,5 cm

$W_y = 195 \text{ cm}^3$ ,  $J_y = 1221 \text{ cm}^4$ ,  $m = 3,56 \text{ kg/m}$   
 drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

→  $f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 3 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$

### Zginanie

Przekrój  $x = 1,35 \text{ m}$

Moment maksymalny  $M_{max} = 1,08 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 5,51 \text{ MPa}$ ,  $f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,40 < 1$

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 5,51 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa} \quad (39,8\%)$

### Ścinanie

Przekrój  $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{max} = 1,59 \text{ kN}$

$\tau_d = 0,25 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,38 \text{ MPa} \quad (18,4\%)$

### Docisk na podporze

Reakcja podporowa  $R_A = 1,59 \text{ kN}$

$a_p = 10,0 \text{ cm}$ ,  $k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,y,d} = 0,21 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,25 \text{ MPa} \quad (17,1\%)$

### Stan graniczny użyteczności

Przekrój  $x = 1,35 \text{ m}$

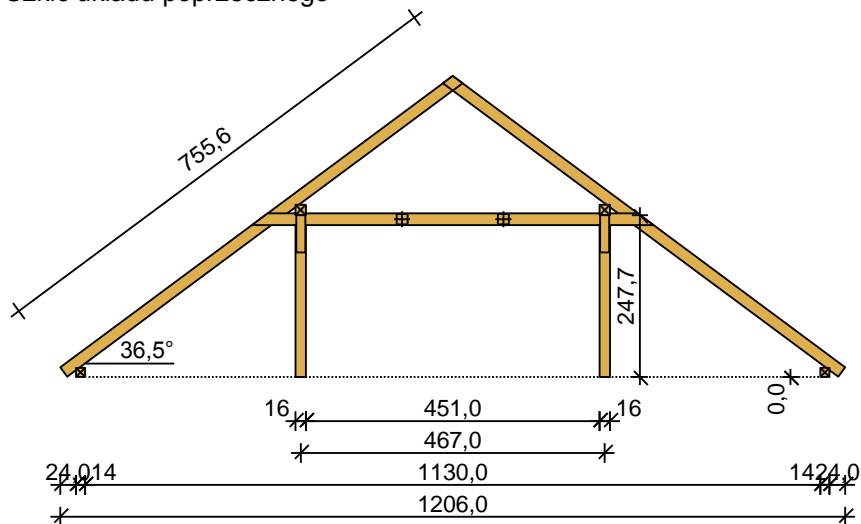
Ugięcie maksymalne  $u_{fin} = 8,72 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = l_o / 250 = 2700 / 250 = 10,80 \text{ mm}$

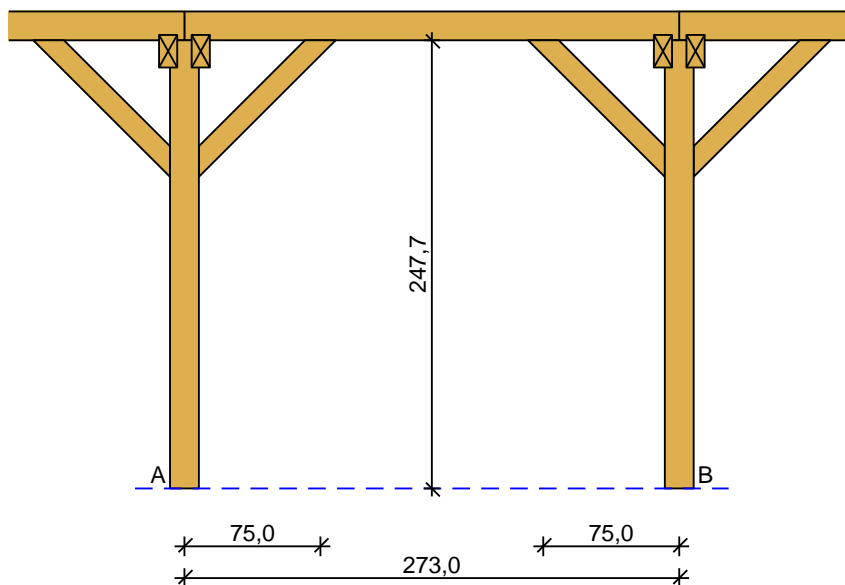
$u_{fin} = 8,72 \text{ mm} < u_{net,fin} = 10,80 \text{ mm} \quad (80,7\%)$

## c/ Obliczenia statyczne wiązara płatiwio kleszczowego.

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 36,5^\circ$

Rozpiętość więzara  $l = 12,06$  m

Rozstaw podpór w świetle murłat  $l_s = 11,30$  m

Rozstaw osiowy płatwi  $l_{gx} = 4,67$  m

Rozstaw krokwi  $a = 0,91$  m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatw pośrednia o długości osiowej między słupami  $l = 2,73$  m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami  $a_{mL} = 0,75$  m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami  $a_{mP} = 0,75$  m

Wysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią  $h_s = 2,48$  m

Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty  $\Delta h = 0,00$  m

Rozstaw podpór poziomych murłaty  $l_{mo} = 1,50$  m

**Dane materiałowe:**

- krokiew 8/18cm (zacios 3 cm) z drewna C30

- płatw 16/16 cm z drewna C30

- słup 16/16 cm z drewna C30

- kleszcze 2x 10/18 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 156 cm z drewna

**C30**

- murłata 14/14 cm z drewna C30

**Obciążenia** (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu :  $g_k = 1,050 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_o = 1,260 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-EN 1991-1-3 p.5.3.3: dach dwupołaciowy, strefa 1,  $A=300 \text{ m n.p.m.}$ , nachylenie połaci 37,5 st.):
  - na połaci lewej  $s_{kl} = 0,540 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{ol} = 0,810 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,540 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{op} = 0,810 \text{ kN/m}^2$
  - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z=9,0 \text{ m}$ ):
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl I} = -0,058 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{ol I} = -0,087 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl II} = 0,186 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{ol II} = 0,279 \text{ kN/m}^2$
  - na stronie zawietrznej  $p_{kp} = -0,205 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{op} = -0,308 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie dolnego odcinka krokwi  $g_{kk} = 0,350 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_{ok} = 0,420 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe kleszczy  $F_k = 10,0 \text{ kN}$ ,  $F_o = 17,5 \text{ kN}$

**Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi nie uwzględniono wpływu podatności płatwi
- współczynniki długości wybozeniowej słupa:
  - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
  - w płaszczyźnie więzara  $\mu_y = 1,00$

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000****Krokiew 8/18 cm** (zacios na podporach 3 cm)

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

$$\rightarrow f_{m,k} = 30 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}, f_{v,k} = 3 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}, \rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

**Smukłość**

$$\lambda_y = 81,0 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

**Maksymalne siły i naprężenia w prześle**

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-wariant II

$$M_y = 2,83 \text{ kNm}, \quad N = 7,16 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 10,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,56 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,448$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,578 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,334 < 1$$

**Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)**

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-wariant II

$$M_y = -3,29 \text{ kNm}, \quad N = 4,45 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 10,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,97 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,793 < 1$$

**Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a płatwią)**

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 11,11 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4211 / 200 = 21,05 \text{ mm} \quad (52,8\%)$$

**Maksymalne ugięcie wspornika krokwi**

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,59 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 386 / 200 = 3,86 \text{ mm} \quad (93,0\%)$$

**Płatew 16/16 cm**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

$$\rightarrow f_{m,k} = 30 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}, f_{v,k} = 3 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}, \rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$$\lambda_y = 19,7 < 150$$

$$\lambda_z = 19,7 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,67 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,59 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 2,21 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,49 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 13,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,23 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,270 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,216 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,62 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 6,15 \text{ mm} \quad (10,1\%)$$

**Słup 16/16 cm**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

$$\rightarrow f_{m,k} = 30 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}, f_{v,k} = 3 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}, \rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 86,2 < 150$$

$$\lambda_z = 53,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 31,86 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,402, \quad k_{c,z} = 0,799$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,292 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,147 < 1$$

**Kleszcze 2x 10/18 cm** o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 156 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

$$\rightarrow f_{m,k} = 30 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}, f_{v,k} = 3 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}, \rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$$\lambda_y = 89,9 < 150$$

$$\lambda_z = 118,6 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$M_y = 20,83 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 25,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 19,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,760 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$u_{fin} = 19,47 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4670 / 200 = 23,35 \text{ mm} \quad (83,4\%)$$

**Murlata 14/14 cm**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

$$\rightarrow f_{m,k} = 30 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}, f_{v,k} = 3 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}, \rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$$

**Część murlaty leżąca na ścianie**Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 5,88 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,37 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr



$$M_z = 0,33 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 20,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,035 < 1$$

#### d/. Obliczenia statyczne krokwi narożnej i koszowej (krawężnicy).

##### **DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 20,0 \text{ cm}$

Wysokość  $h = 22,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach  $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C30**

→  $f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 18 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 3 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowych  $\alpha = 36,5^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika  $l_{w,x} = 0,31 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego  $l_{d,x} = 3,42 \text{ m}$

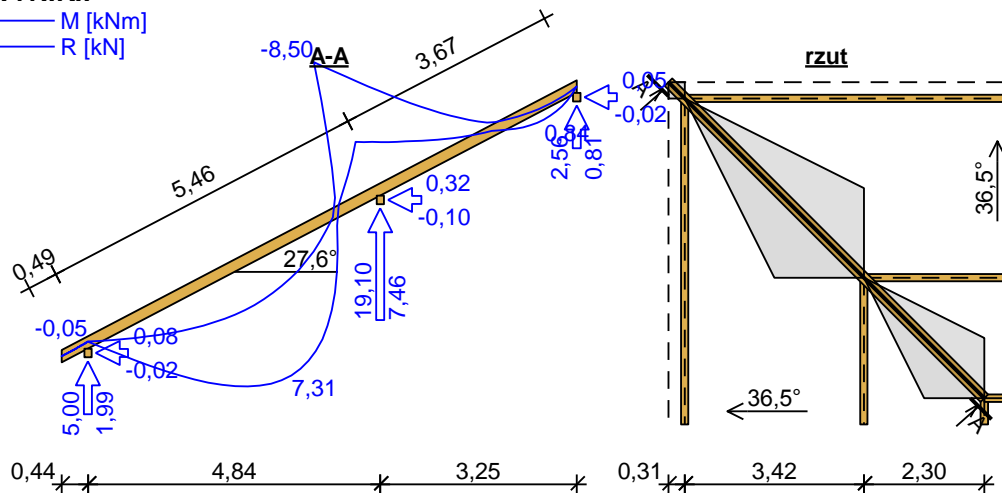
Długość rzutu poziomego odcinka górnego  $l_{g,x} = 2,30 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe  $g_k = 1,050 \text{ kN/m}^2$  połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,10$
- uwzględniono ciężar własny krokwi
- obciążenie śniegiem  $S_k = 0,540 \text{ kN/m}^2$  rzutu połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie parciem wiatru  $p_k = 0,186 \text{ kN/m}^2$  połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ssaniem wiatru  $p_k = -0,058 \text{ kN/m}^2$  połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ociepleniem  $g_{kk} = 0,350 \text{ kN/m}^2$  połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi;  $\gamma_f = 1,20$

##### **WYNIKI:**

— M [kNm]  
— R [kN]



##### Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stała max.+ocieplenie+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -8,50 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 11,21 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,810 < 1$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{fin} = (-) 4,93 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 4,95 \text{ mm} \quad (99,6\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 16,80 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 27,29 \text{ mm} \quad (61,6\%)$$

Uwaga.

Wszystkie słupy drewniane więźby drewnianej oparte będą na płycie stropowej za pośrednictwem belki drewnianej podwalinowej o przekroju 16 x 16 cm z drewna C30. Belkę o długości 2,00 mb zlokalizować osiowo pod słupem. Belki ułożyć prostopadle do przyjętego schematu kierunku przebiegu układu nośnego stropu.

**Wymiary wysokościowe słupów należy zmniejszyć o grubość belki podwalinowej t.j. 16 cm.**

**4.2. Poz.2. Strop poddasza.**

Część nośna stropowa wykonana będzie jako strop zespolony z elementów prefabrykowanych typu „FILIGRAN” grubości 8 cm, części zabudowanej żebrami monolitycznymi o szerokości 20 cm, z wypełnieniem pasów międzyżebrowych  $b \times h = 40 \times 10$  cm styropianem (EPS 150), monolitycznej płyty górnej grubości 12 cm. Łączna grubość stropów wyniesie 30 cm.

W płytach prefabrykowanych „FILIGRAN” umieszczone jest zbrojenie dolne stropów, strzemiona żeber stropowych oraz belek zespolonych jak również zbrojenie wypuszczonych dźwigarów kratowych (dla zespolenia części prefabrykowanej z monolityczną).

Projekt płyt prefabrykowanych „FILIGRAN” opracowany przez producenta winien uwzględniać konieczne otwory technologiczne.

Projekt wykonawczy konstrukcyjny określa kierunki ułożenia płyt stropowych i występujące obciążenia.

Projekt uściśla założone schematy statyczne płyt, elementów uźebrowania i wymagane parametry wytrzymałościowe zastosowanych materiałów budowlanych.

**Projektant konstrukcji obiektu stawia warunek konieczności prowadzenia konsultacji na etapie projektu wykonawczego z projektantem Producenta płyt typu „FILIGRAN” i dokonywania niezbędnych uzgodnień branżowych.**

Płyty stropowe opierane na ścianach konstrukcyjnych, nadprożach i belkach wymagają podlewki cementowej kl. M10 (8 MPa) grubości 2 cm.

Łączenie poszczególnych płyt prefabrykowanych „FILIGRAN” oraz ich podparcie na czas montażu wykonane będzie zgodnie z instrukcją producenta płyt.

Demontaż podparcia roboczego stropu przeprowadzić można po uzyskaniu 75% wytrzymałości normowej przez beton w warstwie monolitycznej stropu.

Strop wykonany będzie z betonu klasy C20/25.

Zestawienie obciążeń.

A. Dach stromy. Obszar między osiami (2 - 9) na długości (A - I),  
oraz (1 - 13) na długości (I - K).

a/. Obciążenie równomiernie rozłożone dla stropu w obrębie zabudowanym dachem stromym - przyjąć na całej powierzchni stropu :

Rodzaj warstwy	$q_{ch}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$	$q_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]
zaprawa cement. zatarta na gładko 2,50 cm na hydroizolacji - folia w płynie	0,53	1,3	0,69
posadzka cement. średnio 4,0 cm ze zbrojeniem p/skurczowym, na izolacji 2xfolia PE gruba	0,84	1,3	1,09
styropian EPS 200, gr. 16,0 cm (0,16x	0,05	1,2	0,06

30kg/m <sup>3</sup> )			
ciężar własny konstr. stropu 30 cm z wkładką ze styropianu EPS 150	6,00	1,1	6,60
sufit podwieszony + instalacje wentylacyjne i elektryczne (oświetlenie)	0,50	1,2	0,60
obciążenie użytkowe - pom. techniczne	2,00	1,4	2,80
Łączne obciążenie:	9,92	1,19	11,84

b/. Obciążenie siłami skupionymi od słupów dla stropu w obrębie zabudowanym dachem stromym - dotyczy wszystkich słupów.

Pionowa siła obliczeniowa od słupów ramy pośredniej "płatwiowej" i słupów podtrzymujących niektóre węzły kalenicowe wynosi  $V_o = 32,20 \text{ kN}$ .

B. Dach płaski. Obszar między osiami (9 - 12) na długości (D - I).

Rodzaj warstwy	$q_{ch}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$	$q_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]
obc. śniegiem	1,23	1,50	1,85
papa termozgrzew. naw. + podkł.	0,35	1,3	0,46
szlichta cement. ze zbrojeniem p/skurczowym, g = 5,0 cm	1,05	1,2	1,26
styropian średnio, g = 35 cm	0,06	1,20	0,07
Paroizolacja wyprowadzona przy przejściach instalacyjnych i przy krawędziach ponad pow. górną dachu	0,05	1,20	0,06
ciężar własny konstr. stropu 30 cm z wkładką ze styropianu EPS 150	6,00	1,1	6,60
sufit podwieszony + instalacje wentylacyjne i elektryczne (oświetlenie)	0,50	1,2	0,60
obciążenie użytkowe	0,50	1,4	0,70
Łączne obciążenie:	9,74	1,19	11,60

C. Dach płaski. Obszar między osiami (12 - 14) na długości (H - I).

Rodzaj warstwy	$q_{ch}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$	$q_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]
obc. śniegiem	0,56	1,50	0,84
papa termozgrzew. naw. + podkł.	0,35	1,3	0,46
szlichta cement. ze zbrojeniem p/skurczowym, g = 5,0 cm	1,05	1,2	1,26
styropian średnio, g = 35 cm	0,06	1,20	0,07
Paroizolacja wyprowadzona przy przejściach instalacyjnych i przy krawędziach ponad pow. górną dachu	0,05	1,20	0,06
ciężar własny konstr. stropu - płyta żelbetowa gr. 10,00 cm	2,50	1,1	2,75
sufit podwieszony + instalacje wentylacyjne i elektryczne (oświetlenie)	0,50	1,2	0,60

obciążenie użytkowe	0,50	1,4	0,70
Łączne obciążenie:	5,57	1,21	6,74

**Poz.2.1. Strop poddasza dla obszaru (powierzchni) między osiami (2 - 9) na długości (A - I), oraz (1 - 13) na długości (I - K).**

Wykaz rozpiętości płyt stropowych liczony w świetle podpór ściennych :

- $l_{o/1} = 7,55$  m,
- $l_{o/2} = 5,96$  m,
- $l_{o/3} = 3,90$  m,
- $l_{o/4} = 3,46$  m,
- $l_{o/5} = 3,22$  m,
- $l_{o/6} = 2,82$  m,
- $l_{o/7} = 2,68$  m,
- $l_{o/8} = 2,62$  m,
- $l_{o/9} = 1,87$  m,
- $l_{o/10} = 1,78$  m.

Projekt wieńców ściennych żelbetowych uzupełnionych wymogami systemowymi załączy dostawca stropu FILIGRAN w ramach obliczeń konstrukcyjnych całego stropu.

Minimalne wymagania techniczne dla wieńców, oprócz zbrojenia wynikającego z przeprowadzonych analiz systemowych to :

- przekrój poprzeczny wieńca  $b \times h = 24 \times 30$  cm,
- zbrojenie "wieńcowe" dla przeniesienia sił podłużnych  $4\Phi 12 +$  strzemiona  $\Phi 8$  co 25 cm, beton C20/25, stal AIIIIN.

W projekcie wykonawczym konstrukcyjnym przedstawiono zbrojenie wieńców w/g minimalnych wymagań projektanta obiektu.

Zbrojenie to będzie zestawione w wykazach opracowanych przez producenta stropu.

**Górna płyta stropu FILIGRAN.**

Wymagana sztywność płyty od obciążenia punktowego słupami więźby wymusza zastosowanie zbrojenia.

**Obliczenia statyczne.**

Beton C20/25, stal AIIIIN,

$h = 12,0$  cm

Współpracujące pasmo stropu dla 1 słupa  $b = 16 + 2 \times 12 = 40$  cm.

Rozstaw osiowy podpór  $l_1 = l_2 = l_3 = \dots = 0,60$  m.

Obciążenie :

siła skupiona pionowa  $V_o = 32,20$  kN,

$q_o = 11,84$  kN/m<sup>2</sup>,  $q_o$  dla  $b = 40$  cm =  $0,4 \times 11,84 = 4,74$  kN/mb

Moment zginający w przęśle  $M_o = 3,76$  kNm,  $F_a = 3,0$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie  $\Phi 8$  co 15 cm krzyżowo.

**Uwaga.**

**Ze względu na występowanie momentów przęsłowych i podporowych w schemacie ciągłym należy wykonać zbrojenie w postaci 2 siatek - górnej i dolnej, przy czym siatka górna będzie stanowiła zbrojenie gzymsu wspornikowego płyty stropowej.**

**Poz.2.2. Strop dachu dla obszaru (powierzchni) między osiami (9 - 12) na długości (D - I).**

Wykaz rozpiętości płyt stropowych liczony w świetle podpór ściennych :

- $l_{o/1} = 3,86$  m,
- $l_{o/2} = 2,68$  m,
- $l_{o/3} = 1,99$  m,
- $l_{o/4} = 1,63$  m,

Projekt wieńców ściennych żelbetowych uzupełnionych wymogami systemowymi załączy dostawca stropu FILIGRAN w ramach obliczeń konstrukcyjnych całego stropu.

Minimalne wymagania techniczne dla wieńców, oprócz zbrojenia wynikającego z przeprowadzonych analiz systemowych to :

- przekrój poprzeczny wieńca  $b \times h = 24 \times 30$  cm,
- zbrojenie "wieńcowe" dla przeniesienia sił podłużnych  $4\Phi 12$  + strzemiona  $\Phi 8$  co 25 cm, beton C20/25, stal AIIIIN.

W projekcie wykonawczym konstrukcyjnym przedstawiono zbrojenie wieńców w/g minimalnych wymagań projektanta obiektu.

Zbrojenie to będzie zestawione w wykazach opracowanych przez producenta stropu.

Obciążenie.

Strop żelbetowy typu FILIGRAN.

$$q_o = 11,60 \text{ kN/m}^2$$

Górna płyta stropu FILIGRAN.

Wymagana sztywność płyty wymusza zastosowanie zbrojenia.

Beton C20/25, stal AIII,

$$h = 12,0 \text{ cm}$$

Przyjęto zbrojenie  $\Phi 6$  co 15 cm krzyżowo.

Uwaga.

**Ze względu na występowanie momentów przęsłowych i podporowych w schemacie ciągłym należy wykonać zbrojenie w postaci 2 siatek - górnej i dolnej, przy czym siatka górna będzie stanowiła zbrojenie gzymsu wspornikowego płyty stropowej.**

Projekt wieńców ściennych żelbetowych uzupełnionych wymogami systemowymi załączy dostawca stropu FILIGRAN w ramach obliczeń konstrukcyjnych całego stropu.

Minimalne wymagania techniczne dla wieńców, oprócz zbrojenia wynikającego z przeprowadzonych analiz systemowych to :

- przekrój poprzeczny wieńca  $b \times h = 24 \times 30$  cm,
- zbrojenie "wieńcowe" dla przeniesienia sił podłużnych  $4\Phi 12$  + strzemiona  $\Phi 8$  co 25 cm, beton C20/25, stal AIIIIN.

W projekcie wykonawczym konstrukcyjnym przedstawiono zbrojenie wieńców w/g minimalnych wymagań projektanta obiektu.

Zbrojenie to będzie zestawione w wykazach opracowanych przez producenta stropu.

**Poz.2.3. Strop dachu dla obszaru (powierzchni) między osiami (12 - 14) na długości (F - G).**

Założenie techniczne.

Płyta oparta będzie na belce stalowej mocowanej do wieńca stropowego budynku parterowej istniejącej kuchni przedszkola oraz na ścianie murowanej stanowiącej obudowę przejścia - łącznika.

### Poz.2.3.1. Płyta żelbetowa.

#### Obciążenie, wymiarowanie.

$$q_o = 6,74 \text{ kN/m}^2$$

Beton C20, stal AIII-N.

$$h = 10,0 \text{ cm}$$

$$l_o = 1,025 \times 1,80 = 1,85 \text{ m} \quad (\text{długość oparcia płyty } b = 4,65 \text{ m})$$

$$M_o = 2,88 \text{ kNm}, \quad Q_o = 6,07 \text{ kN/mb}$$

#### Przęsło.

##### Wymiary przekroju:

Przekrój krytyczny płyty jednokierunkowo zbrojonej

Grubość płyty  $h = 10,0 \text{ cm}$

##### Parametry betonu:

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,28$

##### Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

##### Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 8 \text{ mm}$

Procent przęsłowego zbrojenia rozciąganego doporowadzonego do podpory: 100,0%

##### Obciążenia (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 2,88 \text{ kNm}$

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 6,07 \text{ kN}$

Rozpiętość efektywna płyty  $l_{eff} = 0,35 \text{ m}$

Współczynnik ugięcia  $\alpha_k = (5/48) \times 1,00$

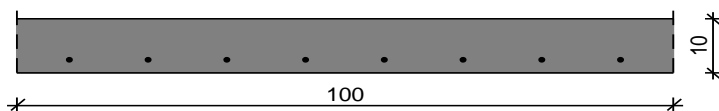
### **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

### **WYNIKI - PŁYTA (wg PN-B-03264:2002):**



##### Zginanie:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,10 \text{ cm}^2$  na 1 mb płyty.

Przyjęto  $\phi 8$  co 12,0 cm o  $A_s = 4,19 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,55\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 2,88 \text{ kNm} < M_{Rd} = 10,34 \text{ kNm}$  (27,9%)

Ścinanie:

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 6,07 \text{ kN} < V_{Rd1} = 57,58 \text{ kN}$  (10,5%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,00 \text{ mm} < a_{lim} = 350/200 = 1,75 \text{ mm}$  (0,0%)

### Wspornik.

Wymiary przekroju:

Przekrój krytyczny płyty jednokierunkowo zbrojonej

Grubość płyty  $h = 10,0 \text{ cm}$

Parametry betonu:

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,28$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali: **A-III (34GS)**  $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 8 \text{ mm}$

Procent przęsłowego zbrojenia rozciąganego doporowadzonego do podpory: 50,0%

Obciążenia (wspornik):

Moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,41 \text{ kNm}$

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 2,36 \text{ kN}$

Rozpiętość efektywna wspornika  $l_{eff} = 0,35 \text{ m}$

Współczynnik ugięcia  $\alpha_k = (5/48) \times 2,40$

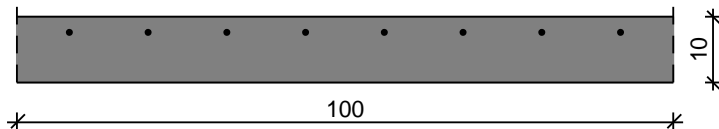
### **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

**WYNIKI - PŁYTA** (wg PN-B-03264:2002):



Zginanie:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,06 \text{ cm}^2$  na 1 mb płyty.

Przyjęto  $\phi 8$  co 12,0 cm o  $A_s = 4,19 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,55\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,41 \text{ kNm} < M_{Rd} = 10,34 \text{ kNm}$  (4,0%)

Ścinanie:

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 2,36 \text{ kN} < V_{Rd1} = 53,11 \text{ kN}$  (4,4%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,00 \text{ mm} < a_{lim} = 350/200 = 1,75 \text{ mm}$  (0,0%)

Uwaga :

Nad ścianą zewnętrzną (dobudowaną) zbrojenie przeszłowe (dolne) wyprowadzić do wspornika, odgiąć do góry i na wysokości 6,0 cm zagiąć ponownie wprowadzając ten pręt na głębokość 60,0 cm w odcinek przeszłowy płyty - utworzyć t.zw. "klamrę".

**WYKAZ ZBROJENIA**

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				34GS		
				φ8	φ6	
<b>dla całej płyty</b>						
1	8	329	40	131,60		
2	6	460	14		64,4	
Długość całkowita wg średnic				[m]	131,60	27,7
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,395	0,222
Masa prętów wg średnic				[kg]	51,98	6,15
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	59	
Masa całkowita				[kg]	<b>59</b>	

**Poz.2.3.2. Belka stalowa podporowa.**

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto belkę stalową z **kątownika nierównoramiennego 150 x 90 x 10 mm, stal St3S**. W belce wykonać żebra usztywniające z blachy gr. 5 mm w rozstawie wzajemnym co 50 cm. Spoiny pachwinowe  $a = 3 \text{ mm}$ , elektrody ER 146.

Belka ułożona dłuższą półką pionowo przymocowana będzie do żelbetowego wieńca stropu nad parterem w ścianie południowej (oś **F - F**) przy zastosowaniu stalowych kotew wklejanych. Kotwa wklejana dla siły rozciągającej  $N^o = 16,80 \text{ kN}$  i ścinającej  $V^o = 5,0 \text{ kN}$ , z prętem nagwintowanym  $\Phi 12 \text{ mm}$  klasy 5.8. w rozstawie wzajemnym co 25 cm.

Lokalizację otworów kotwowych w pionowej półce o wys.  $h = 150 \text{ mm}$  kątownika wykonać naprzemiennie w odległości  $w_2 = 80 \text{ mm}$  i  $w_3 = 105 \text{ mm}$  od dolnej krawędzi pionowej półki.

Przed ułożeniem belki stalowej powierzchnię ściany należy oczyścić do płaszczyzny pionowej wieńca żelbetowego, styk belki ze ścianą wypełnić elastyczną warstwą zaprawy cementowej M7 przed dokonaniem czynności dokręcania nakrętek.

Półka kątownika o szerokości  $b = 90 \text{ mm}$  stanowi podporę płyty żelbetowej. Na ścianie usytuować te półkę w dolnej płaszczyźnie.

Materialy.

Długość belki stalowej wynosi 4650 mm. Ilość kotew  $n = 19 \text{ szt.}$

Zestawienie stali :  $4,65 \text{ m} \times 18,2 = 84,63 \text{ kg}$  (kątownik),  $10 \times 0,33 \text{ kg} = 3,30 \text{ kg}$  (żebra),  
15 szt. kotwi.

Uwaga.

**W przypadku, gdy po wykonaniu robót rozbiórkowych w obrębie projektowanego zamocowania belki poz. 2.3.2. wystąpi brak wieńca żelbetowego - sposób oparcia płyty żelbetowej wymaga dokonania aktualizacji rozwiązania technicznego.**

**4.3. Elementy nadprożowe i usztywniające żelbetowe ścienne wylewane na mokro.**

**Poz.3.1. Nadproże - belka ciągła (usztywniająca ścianę) w osi K - K - elewacja południowa.**



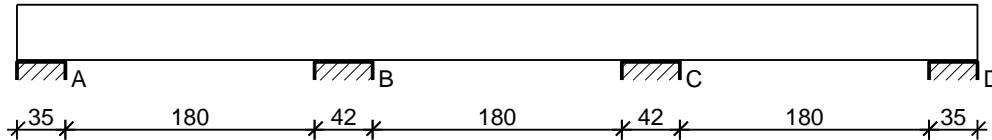
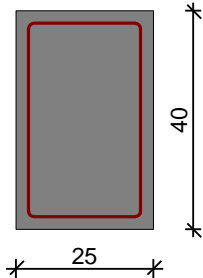
**Poz.3.1.1. Belka nadproża - 1 segment.**

W obiekcie występują 3 segmenty.

Dane techniczne do obliczeń :

- przekrój belki  $b \times h = 25 \times 40$  cm,
- beton C20/25, zbrojenie AIIIIN.

uwaga : obliczenia przeprowadzono dla 1 "segmentu" o długości  $l_m$  - 7,80 m, w obiekcie należy wykonać 3 segmenty łącząc zbrojenie podłużne nad podporami ceramicznymi.

**SZKIC 1 SEGMENTU BELKI****GEOMETRIA BELKI**Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 25,0$  cm

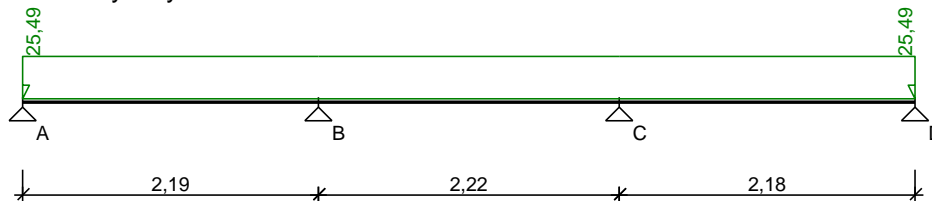
Wysokość przekroju  $h = 40,0$  cm

Rodzaj belki: monolityczna

**OBCIĄŻENIA NA BELCE**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	obc. całk. z dachu i poddasza	18,95	1,20	--	22,74	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,50	1,10	--	2,75	cała belka
$\Sigma$ :		21,45	1,19		25,49	

## Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,00$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-III (34GS)** →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-III (34GS)**

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

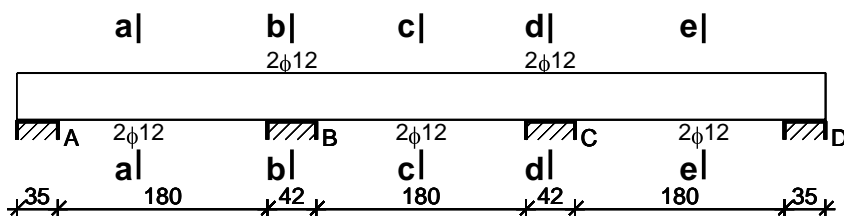
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 9,66$  kNm

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,28$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **2φ12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,25\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 9,66$  kNm <  $M_{Rd} = 28,19$  kNm (34,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)18,77$  kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)18,77$  kN <  $V_{Rd1} = 51,51$  kN (36,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 8,13$  kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,13$  kNm

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,30$  mm <  $a_{lim} = 2185/200 = 10,93$  mm (2,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 23,68$  kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

### Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)12,35 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = 1,28 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,25\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)12,35 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,19 \text{ kNm}$  (43,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = (-)10,39 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = (-)10,39 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

### **Przęsło B - C:**

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 3,36 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,28 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,25\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 3,36 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,19 \text{ kNm}$  (11,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 13,56 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 13,56 \text{ kN} < V_{Rd1} = 51,51 \text{ kN}$  (26,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 2,82 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 2,82 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,03 \text{ mm} < a_{lim} = 2220/200 = 11,10 \text{ mm}$  (0,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 19,30 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

### **Podpora C:**

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)12,35 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = 1,28 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,25\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)12,35 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,19 \text{ kNm}$  (43,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = (-)10,39 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = (-)10,39 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

### **Przęsło C - D:**

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 9,66 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,28 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,25\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 9,66 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,19 \text{ kNm}$  (34,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 18,77 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 18,77 \text{ kN} < V_{Rd1} = 51,51 \text{ kN}$  (36,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 8,13 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,13 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,30 \text{ mm} < a_{lim} = 2185/200 = 10,92 \text{ mm}$  (2,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 23,68 \text{ kN}$

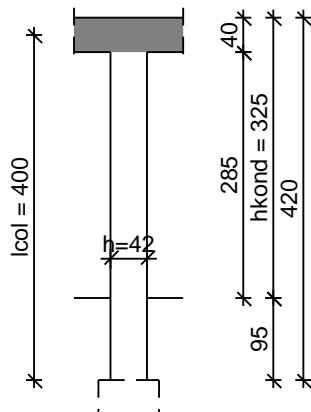
Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

### **Poz.3.1.2. Słup żelbetowy (trzcina).**

Dane techniczne do obliczeń :

- przekrój słupa  $b \times h = 42 \times 24$  cm,
- beton C20/25, zbrojenie AIIIIN.

### SZKIC SŁUPA



### GEOMETRIA SŁUPA

#### Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 25,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 42,0$  cm

#### Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego  $40,00$  cm

- Wysokość rygla prawego  $40,00$  cm

Wysokość kondygnacji  $h_{kond} = 3,25$  m

Odległość od górnej powierzchni fundamentu do kondygnacji  $0,95$  m

Węzeł dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 4,00$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

#### Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **nieprzesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,51$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 2,00$

### OBCIĄŻENIA SŁUPA

	typ wykresu	$N_{Sd}$ [kN]	$N_{Sd,lt}$ [kN]	$M_{1Sd,x}$ [kNm]	$M_{3Sd,x}$ [kNm]	$M_{2Sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	61,79	61,79	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 11,55$  kN

### DANE MATERIAŁOWE

#### Parametry betonu:

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

#### Zbrojenie podłużne:

Klasa stali **A-III (34GS)** →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica strzemion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

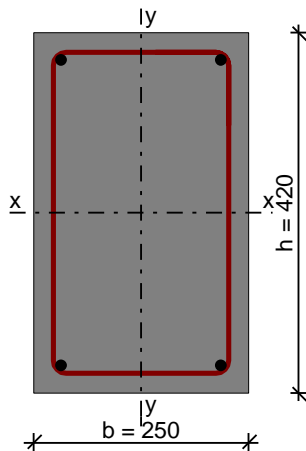
Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$   
 $\rightarrow$  nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



#### Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,43\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 73,34 \text{ kN}$  :  $M_{d,x} = 1,03 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 42,86 \text{ kNm}$

- dla  $M_{d,x} = 1,03 \text{ kNm}$  :  $N_d = 73,34 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1552,57 \text{ kN}$

#### Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

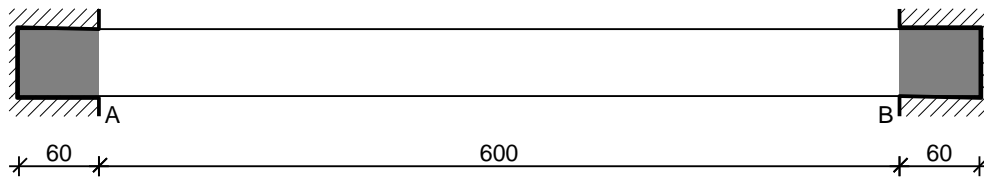
Szerokość rys prostokątnych: zarysowanie nie występuje

### Poz.3.2. Rama żelbetowa w ścianie w osiach 5 - 5 i 10 - 10.

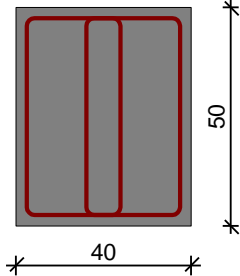
Wykonać 2 szt.

#### Poz.3.2.1. Rygiel ramy.

### SZKIC BELKI



### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 40,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 50,0$  cm

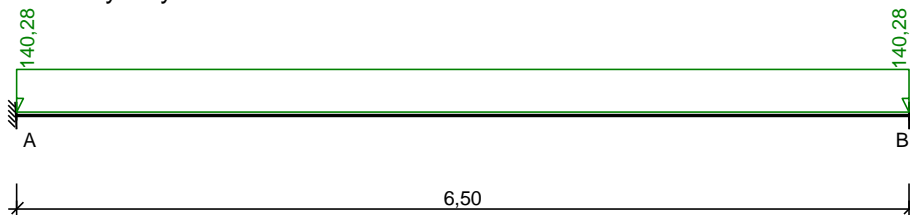
Rodzaj belki: monolityczna

### OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	ze stropu poddasza (7,8 mb)	112,32	1,20	--	134,78	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,40m·0,50m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	5,00	1,10	--	5,50	cała belka
$\Sigma$ :		117,32	1,20		140,28	

Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B37** (C30/37)  $\rightarrow f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPa

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 22$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 22$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

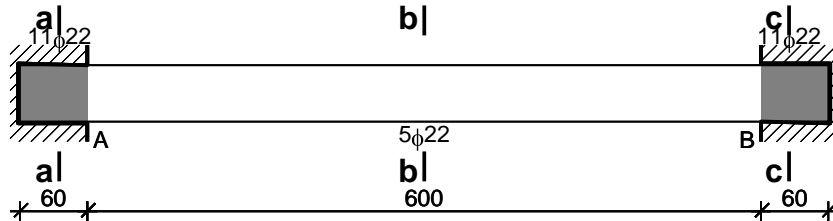
Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

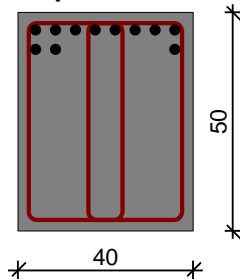
## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$   
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$   
 Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



### Podpora A:



### Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)493,92 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 39,02 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $11\phi 22$  o  $A_s = 41,81 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,34\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)493,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 520,32 \text{ kNm}$  (94,9%)

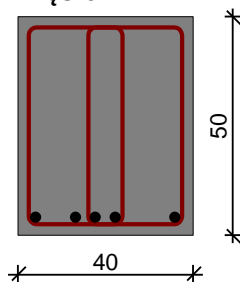
### SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = (-)413,06 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = (-)413,06 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,195 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (65,1%)

### Przęsło A - B:



### Zginanie: (przekrój b-b)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 246,96 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 16,70 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $5\phi 22$  o  $A_s = 19,01 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,04\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 246,96 \text{ kNm} < M_{Rd} = 277,68 \text{ kNm}$  (88,9%)

### Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 420,84 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi  $\phi 10$  co  $170 \text{ mm}$  na odcinku  $204,0 \text{ cm}$  przy podporach oraz co  $330 \text{ mm}$  w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 420,84 \text{ kN} < V_{Rd3} = 520,41 \text{ kN}$  (80,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 206,53 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 206,53 \text{ kNm}$

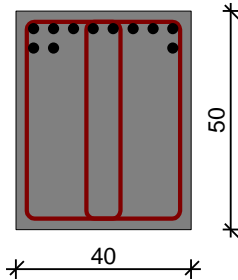
Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,217 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (72,5%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 15,28 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (50,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 351,95 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,282 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (94,1%)

### Podpora B:



Zginanie: (przekrój c-c)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)493,92 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 39,02 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **11φ22** o  $A_s = 41,81 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,34\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)493,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 520,32 \text{ kNm}$  (94,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = (-)413,06 \text{ kNm}$

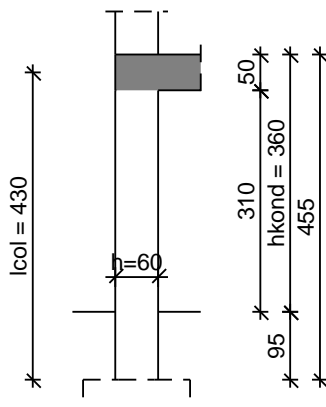
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = (-)413,06 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,195 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (65,1%)

### Poz.3.2.2. Słup ramy.

#### Słup 1

#### SZKIC SŁUPA



#### GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 40,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 60,0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:



Węzeł górny:

- Szerokość słupa górnego 60,00 cm
- Wysokość rygla prawego 50,00 cm
- Wysokość kondygnacji  $h_{\text{kond}} = 3,60$  m
- Odległość od górnej powierzchni fundamentu do kondygnacji 0,95 m

Węzeł dolny:

- Fundament
- przyjęto wysokość słupa  $l_{\text{col}} = 4,30$  m
- Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **nieprzesuwna**
- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,71$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **nieprzesuwna**
- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 0,75$

**OBCIĄŻENIA SŁUPA**

	typ wykresu	$N_{\text{Sd}}$ [kN]	$N_{\text{Sd,lt}}$ [kN]	$M_{1\text{Sd,x}}$ [kNm]	$M_{3\text{Sd,x}}$ [kNm]	$M_{2\text{Sd,x}}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	400,26	400,26	457,26	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 28,38$  kN**DANE MATERIAŁOWE**Parametry betonu:Klasa betonu: **B37** (C30/37) →  $f_{\text{cd}} = 20,00$  MPa,  $f_{\text{ctd}} = 1,33$  MPa,  $E_{\text{cm}} = 32,0$  GPaZbrojenie podłużne:Klasa stali **A-III (34GS)** →  $f_{\text{yk}} = 410$  MPa,  $f_{\text{yd}} = 350$  MPa,  $f_{\text{tk}} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 22$  mm

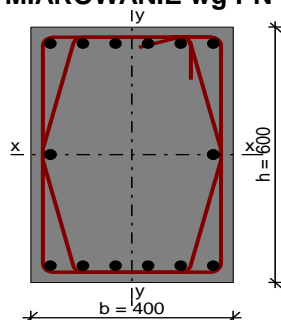
Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 22$  mmStrzemiona:Klasa stali **A-III (34GS)** →  $f_{\text{yk}} = 410$  MPa,  $f_{\text{yd}} = 350$  MPa,  $f_{\text{tk}} = 550$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 8$  mmOtulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{\text{nom}} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3$  mm**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $6\phi 22$  o  $A_s = 22,81 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $3\phi 22$  o  $A_s = 11,40 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $14\phi 22$  o  $A_s = 53,22 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,22\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 400,26 \text{ kN}$  :  $M_{d,x} = 465,27 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 642,08 \text{ kNm}$

- dla  $M_{d,x} = 465,27 \text{ kNm}$  :  $N_d = 400,26 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 4970,67 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami podwójnymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 8$  co max. 330 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 8$  co max. 165 mm

SGU:

Momenty charakterystyczne  $M_{Sk} = 381,05 \text{ kNm}$ ,  $M_{Sk,lt} = 381,05 \text{ kNm}$

Siły charakterystyczne  $N_{Sk} = 333,55 \text{ kN}$ ,  $N_{Sk,lt} = 333,55 \text{ kN}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,195 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (64,9%)

Uwaga:

Dodatkowo należy przeanalizować wpływ ścinania oraz przemieszczenie słupa

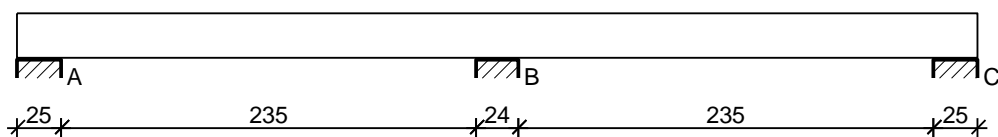
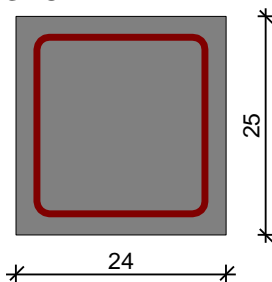
**TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI**

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{Rd,min}$ [kN]	$N_{Rd,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	400,26	465,27	-356,90	4970,67	-642,08	642,08
1	414,45	282,64	-1068,21	5859,43	-644,60	644,60
1(d)	428,64	8,57	-2095,90	6895,90	-647,12	647,12

**Poz.3.3. Nadproże 2-u przeszłowe w osi J na odcinku 9 - 11.**

Nadproże monolityczne o przekroju  $b \times h = 24 \times 25 \text{ cm}$ .

Beton C16/20, stal AIIIIN.

**SKZIC BELKI****GEOMETRIA BELKI**Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm  
 Wysokość przekroju  $h = 25,0$  cm

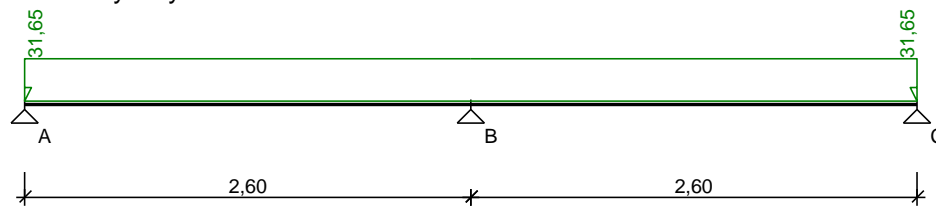
Rodzaj belki: monolityczna

### OBCIĄŻENIA NA BELCE

#### Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	obc. całk. z poddasza	25,00	1,20	--	30,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,50	1,10	--	1,65	cała belka
$\Sigma$ :		26,50	1,19		31,65	

#### Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

#### Parametry betonu:

Klasa betonu: **B20** (C16/20)  $\rightarrow f_{cd} = 10,67$  MPa,  $f_{ctd} = 0,87$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,36$

#### Zbrojenie główne:

Klasa stali A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12$  mm

#### Strzemiona:

Klasa stali A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 8$  mm

#### Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-0 (St0S-b)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

#### Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

$\rightarrow$  nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

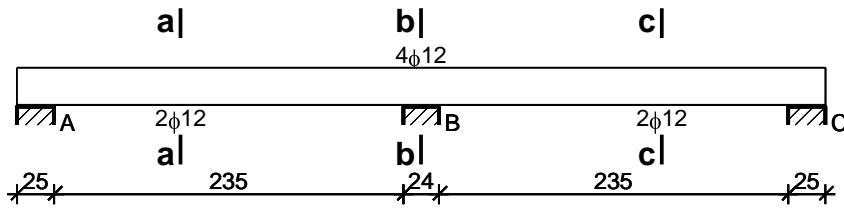
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzywulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

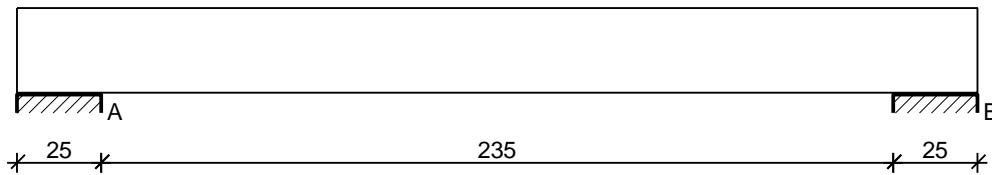
Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

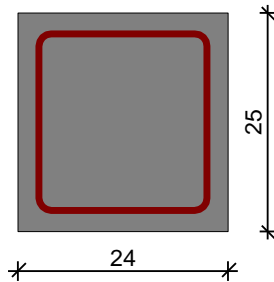
**Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój a-a)Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 14,99 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,13 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,44\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 14,99 \text{ kNm} < M_{Rd} = 15,88 \text{ kNm}$  (94,4%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)40,70 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  $\phi 8$  co  $160 \text{ mm}$  na odcinku  $64,0 \text{ cm}$  przy prawej podporze oraz co  $160 \text{ mm}$  na pozostałej części przęsłaWarunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)40,70 \text{ kN} < V_{Rd3} = 88,26 \text{ kN}$  (46,1%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 12,55 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 12,55 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,280 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (93,2%)Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 5,67 \text{ mm} < a_{lim} = 2595/200 = 12,98 \text{ mm}$  (43,7%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 39,80 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,201 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (66,9%)**Podpora B:**Zginanie: (przekrój b-b)Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)26,64 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 4,04 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,87\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)26,64 \text{ kNm} < M_{Rd} = 29,30 \text{ kNm}$  (90,9%)SGU:Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = (-)22,31 \text{ kNm}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = (-)22,31 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,182 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (60,7%)**Przęsło B - C:**Zginanie: (przekrój c-c)Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 14,99 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,13 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,44\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 14,99 \text{ kNm} < M_{Rd} = 15,88 \text{ kNm}$  (94,4%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 40,70 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  $\phi 8$  co  $160 \text{ mm}$  na odcinku  $64,0 \text{ cm}$  przy lewej podporze oraz co  $160 \text{ mm}$  na pozostałej części przęsłaWarunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 40,70 \text{ kN} < V_{Rd3} = 88,26 \text{ kN}$  (46,1%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 12,55 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 12,55 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,280 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (93,2%)Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 5,67 \text{ mm} < a_{lim} = 2595/200 = 12,98 \text{ mm}$  (43,7%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 39,80 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,201 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (66,9%)**Poz.3.4. Nadproże 1-o przęsłowe w osi J na odcinku 4 - 5.**Nadproże monolityczne o przekroju  $b \times h = 24 \times 25 \text{ cm}$ .

Beton C16/20, stal AIIIIN.

### SZKIC BELKI



### GEOMETRIA BELKI



#### Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 25,0$  cm

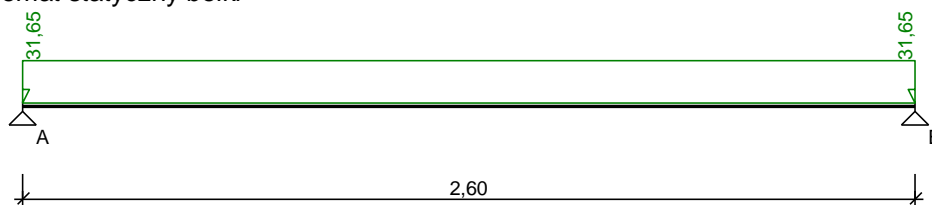
Rodzaj belki: monolityczna

### OBCIĄŻENIA NA BELCE

#### Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	obc. całk. z poddasza	25,00	1,20	--	30,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,50	1,10	--	1,65	cała belka
$\Sigma$ :		26,50	1,19		31,65	

#### Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

#### Parametry betonu:

Klasa betonu: **B20** (C16/20)  $\rightarrow f_{cd} = 10,67$  MPa,  $f_{ctd} = 0,87$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,36$

#### Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)**  $\rightarrow f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-III (**34GS**)  $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica strzemion  $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-III (34GS)

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

$\rightarrow$  nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

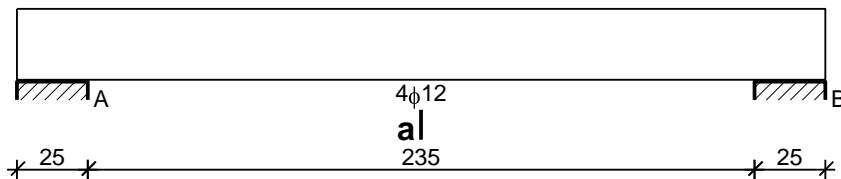
Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

a|



### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 26,74 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 4,06 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **4φ12** o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,87\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 26,74 \text{ kNm} < M_{Rd} = 29,30 \text{ kNm}$  (91,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)30,35 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi 8$  co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)30,35 \text{ kN} < V_{Rd1} = 33,71 \text{ kN}$  (90,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 22,39 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 22,39 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,183 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (60,9%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 9,07 \text{ mm} < a_{lim} = 2600/200 = 13,00 \text{ mm}$  (69,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 31,13 \text{ kN}$

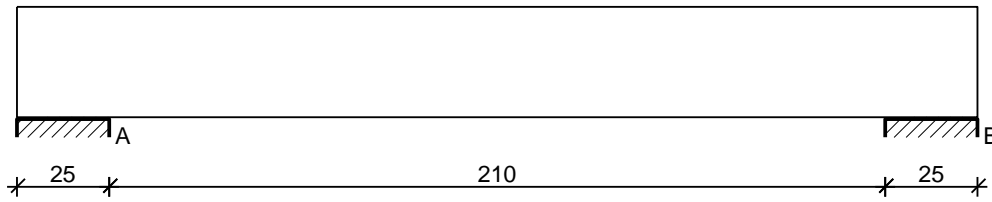
Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

### Poz.3.5. Nadproże drzwiowe w osi E na odcinku 4 - 6.

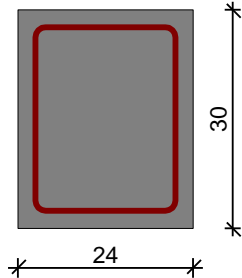
Nadproże monolityczne o przekroju  $b \times h = 24 \times 30 \text{ cm}$ .

Beton C16/20, stal AIIIIN.

## SZKIC BELKI



### GEOMETRIA BELKI



#### Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 30,0$  cm

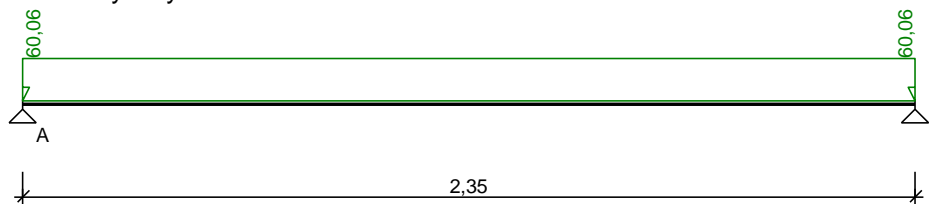
Rodzaj belki: monolityczna

### OBCIĄŻENIA NA BELCE

#### Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	obc. całkowita dla poz.3.4.1.	48,40	1,20	--	58,08	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,30m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,80	1,10	--	1,98	cała belka
$\Sigma$ :		50,20	1,20		60,06	

#### Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

#### Parametry betonu:

Klasa betonu: **B20** (C16/20)  $\rightarrow f_{cd} = 10,67$  MPa,  $f_{ctd} = 0,87$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,31$

#### Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)**  $\rightarrow f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12$  mm

#### Strzemiona:

Klasa stali A-III (**34GS**) →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 8$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-III (34GS)

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm  
→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

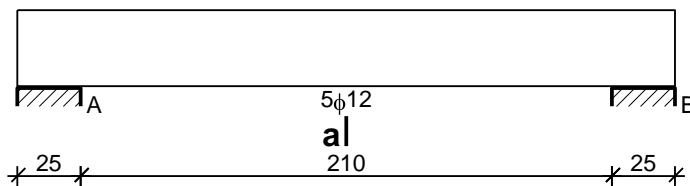
Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

a|



### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 41,46$  kNm

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,13$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **5φ12** o  $A_s = 5,65$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,89\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 41,46$  kNm <  $M_{Rd} = 45,00$  kNm (92,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)47,09$  kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ8 co 180 mm** na odcinku 54,0 cm przy podporach oraz co 190 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)47,09$  kN <  $V_{Rd3} = 93,59$  kN (50,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 34,65$  kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 34,65$  kNm

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,180$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (60,1%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 6,07$  mm <  $a_{lim} = 2350/200 = 11,75$  mm (51,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 52,70$  kN

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,294$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (97,9%)

## 4.4. Nadproża prefabrykowane.

### Poz.4.4.1. Nadproże o rozpiętości $l_{sw} = 2,49; 2,68; 2,70$ m w świetle ościeży.

Nadproże wykonać z 2 belek nadprożowych prefabrykowanych strunobetonowych o długości  $l_{całk.} = 3,00$  m. Zastosować belki o  $M_n = 9,30$  kNm. Dla belki o szerokości 12,0 cm wysokość jej musi wynosić 14,0 cm.

### Poz.4.4.2. Nadproże o rozpiętości $l_{sw} = 2,40$ m w świetle ościeży.



Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 2,70 \text{ m}$

**Poz.4.4.3. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 2,06 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 2,40 \text{ m}$

**Poz.4.4.4. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,99 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 2,40 \text{ m}$

**Poz.4.4.5. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,90 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 2,40 \text{ m}$

**Poz.4.4.6. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,88 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 2,40 \text{ m}$

**Poz.4.4.7. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,80 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 2,10 \text{ m}$

**Poz.4.4.8. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,30 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 1,80 \text{ m}$

**Poz.4.4.9. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,26 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 1,80 \text{ m}$

**Poz.4.4.10. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 1,08 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 1,50 \text{ m}$

**Poz.4.4.11. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 0,98 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 1,50 \text{ m}$

**Poz.4.4.12. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 0,88 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 1,50 \text{ m}$

**Poz.4.4.13. Nadproże o rozpiętości  $l_{\text{św.}} = 2,82 \text{ m}$  w świetle ościeży.**

Nadproże wykonać z 2 belek j/w o długości  $l_{\text{całk.}} = 3,30 \text{ m}$

**Uwaga.**

Wymagana konieczność wykonania przegród ściennych o znacznej sztywności spowodowała zastosowanie belek prefabrykowanych strunobetonowych o wysokości 14,0 cm dla wszystkich nadproży.

Minimalny wymiar oparcia belki przy krawędzi otworu powinien wynosić 15 cm.

W przypadku, gdy podparcie przekracza 25 cm belkę należy skrócić obcinając jej nadmiar.

**Zestawienie prefabrykatów.**

1. Belka, $l = 3,00 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $5 \times 2$ belki/nadproże = 10 szt.
2. Belka, $l = 2,70 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $2 \times 2$ belki/nadproże = 4 szt.
3. Belka, $l = 2,40 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $7 \times 2$ belki/nadproże = 14 szt.
4. Belka, $l = 2,10 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $5 \times 2$ belki/nadproże = 10 szt.
5. Belka, $l = 1,80 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $2 \times 2$ belki/nadproże = 4 szt.
6. Belka, $l = 1,50 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $18 \times 2$ belki/nadproże = 36 szt.
7. Belka, $l = 3,30 \text{ m}$ ,	ilość nadproży = $1 \times 2$ belki/nadproże = 2 szt.

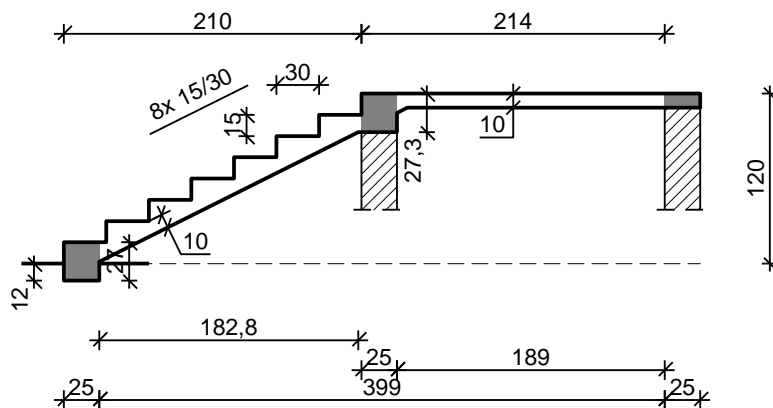
#### **4.5. Schody żelbetowe ze spocznikiem - łącznik (obszar powierzchni między osiami (12 - 14) na długości (F - G).**

**Poz.4.5.1. Płyta biegowa.**

**Poz.4.5.2. Płyta spocznikowa.**

#### **Bieg schodowy 1**

#### **SZKIC SCHODÓW**



#### **GEOMETRIA SCHODÓW**

Wymiary schodów :

Długość biegu  $l_n = 2,10$  m

Różnica poziomów spoczników  $h = 1,20$  m

Liczba stopni w biegu  $n = 8$  szt.

Grubość płyty  $t = 10,0$  cm

Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 2,14$  m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu  $1,80$  m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy  $b = 25,0$  cm,  $h = 27,0$  cm

Wieniec ściany podpierającej górny bieg schodowy  $b = 25,0$  cm,  $h = 27,3$  cm

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 25,0$  cm,  $h = 10,0$  cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej  $t_L = 20,0$  cm

Długość podpory prawej  $t_P = 20,0$  cm

#### **OBCIĄŻENIA NA SCHODACH**

Ociążenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	0,35	5,20

Ociążenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

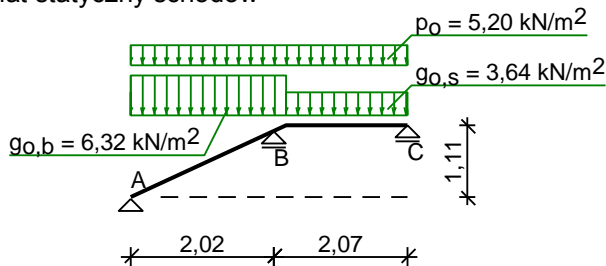
Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,640kN/m <sup>2</sup> :0,03m]) grub.2 cm 0,38·(1+15,0/30,0)		0,64	1,20	0,77
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.10 cm + schody 15/30		4,67	1,10	5,14
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ] grub.1,5 cm		0,32	1,30	0,41

Σ:	5,63	1,12	6,32
----	------	------	------

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ <sub>f</sub>	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,640kN/m <sup>2</sup> :0,03m]) grub.2 cm	0,43	1,20	0,51
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.10 cm	2,50	1,10	2,75
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ] grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
Σ:		3,21	1,13	3,63

## Schemat statyczny schodów

**DANE MATERIAŁOWE**Parametry betonu:

Klasa betonu **B25** (C20/25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPa

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-III (**34GS**) →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali A-III (**34GS**) →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 6$  mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

**WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 4,11$  kNm/mb

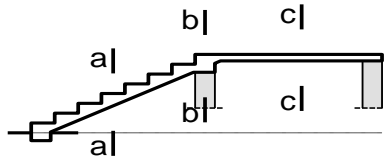
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd,p} = -5,30$  kNm/mb

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 2,93$  kNm/mb

Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,A,max} = 9,74$  kN/mb,  $R_{Sd,A,min} = 4,43$  kN/mb

Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,B,max} = 25,97$  kN/mb,  $R_{Sd,B,min} = 19,23$  kN/mb

Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,C,max} = 7,19$  kN/mb,  $R_{Sd,C,min} = 1,86$  kN/mb



### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

#### Przęsło A-B

##### Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 4,11 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 10$  co  $12,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,87\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 4,11 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 15,21 \text{ kNm/mb}$  (27,0%)

##### Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 12,84 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 12,84 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 34,55 \text{ kN/mb}$  (37,2%)

##### SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 3,44 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 2,51 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 1,43 \text{ mm} < a_{lim} = 2025/200 = 10,13 \text{ mm}$  (14,2%)

#### Podpora B

##### Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 5,30 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,63 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto góra  $\phi 10$  co  $12,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 5,30 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,76 \text{ kNm/mb}$  (21,4%)

##### SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 4,43 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 3,23 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,049 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (16,3%)

#### Przęsło B-C

##### Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 2,93 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 10$  co  $12,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,87\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 2,93 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 15,21 \text{ kNm/mb}$  (19,2%)

##### Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 10,58 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 10,58 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 34,55 \text{ kN/mb}$  (30,6%)

##### SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 2,45 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 1,79 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,98 \text{ mm} < a_{lim} = 2065/200 = 10,33 \text{ mm}$  (9,5%)

## 4.6. Ściany konstrukcyjne.

### a. Nadziemne.

#### Poz. 4.6.1. Ściana w osi K - K z zabudową fragmentów styków narożnych zewn.

i z fragmentami do otworów okiennych ścianami poprzecznymi wewn. (szczegóły na rzucie przyziemia proj. archit).

Ścianę wykonać z cegły pełnej ceramicznej klasy 20 MPa na zaprawie marki M10,0 MPa.

#### Poz. 4.6.2. Wszystkie pozostałe ściany zewnętrzne i wewnętrzne.

Ściany z bloków podstawowych pełnych silikatowych klasy wytrzymałości 20 MPa, na zaprawie m-ki 10,0 MPa

**DANE:**Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 1

Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 20,0$  MPa

Kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M10, przepisana  $\rightarrow f_m = 10,0$  MPa

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 7,31$  MPa

Geometria:

- Ściana zewnętrzna

Grubość ściany  $t = 24,0$  cm

Szerokość ściany  $b = 1200,0$  cm

Wysokość ściany  $h = 350,0$  cm

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej

- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{0d} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 709,50$  kN

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 18,0$  kN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_f = 1,10$

$\rightarrow$  ciężar własny ściany  $G_s = 199,58$  kN

Obciążenie poziome od ssania wiatru  $w_d = 0,000$  kN/m

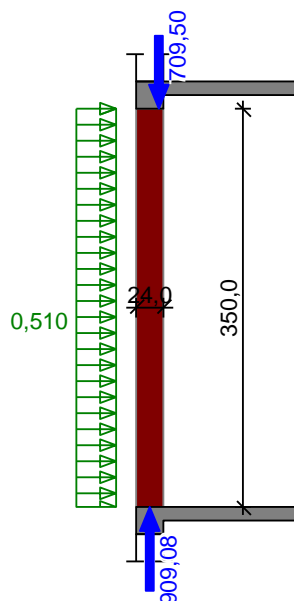
Obciążenie poziome od parcia wiatru  $w_d = 0,510$  kN/m

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

$\rightarrow$  Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,2$

**WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):**

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,237 \quad A = 2,88 \text{ m}^2, \quad f_d = 3,32 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 709,50 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 2265,92 \text{ kN} \quad (31,3\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,225 \quad A = 2,88 \text{ m}^2, \quad f_d = 3,32 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 809,29 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 2151,84 \text{ kN} \quad (37,6\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,903 \quad A = 2,88 \text{ m}^2, \quad f_d = 3,32 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 909,08 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 8639,41 \text{ kN} \quad (10,5\%).$$

#### b. Podziemne.

#### **Poz.4.6.3. Ściany z bloczków betonowych.**

Ściany fundamentowe z bloczków typu "M" klasy wytrzymałości 20 MPa na zaprawie m-ki 10,0 MPa.

#### **4.7. Fundamenty.**

##### Nośność podłoża fundamentowego.

Wykonana aktualna opinia geotechniczna wymieniona w pkt. 1.2. niniejszego projektu informuje, że w podłożu, w poziomie posadowienia zalegają grunty piaszczyste (piaski drobne i pylaste) wilgotne o stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,55$ , kącie tarcia wewnętrznego  $\Phi_u = 30,7^\circ$ .

Obliczenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża dla fundamentu pasmowego.

Dla parametrów geotechnicznych warstwy „I”

$N_C = 31,91$ ;  $C_u = 0$ ;  $N_D = 19,96$ ;  $D_{\min} = 0,5$ ;  $\rho_D = 1,90$ ;  $N_B = 8,45$ ;

i szerokości ławy  $b = 50 \text{ cm}$   $q_f = 270 \text{ kPa}$ ;  $q_{rs} = 0,81 \times 270,00 = 219 \text{ kPa}$ .

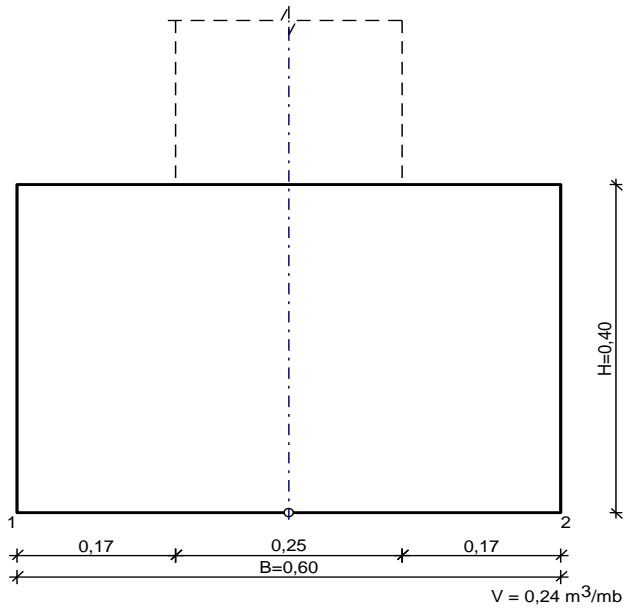
Do obliczeń przyjęto wartość  **$q_{rs} = 220 \text{ kPa}$** .

#### **Poz.4.7.1. Ława fundamentowa pod ścianę obciążoną stropem.**

##### Obciążenie

- oddziaływanie ze stropu i dachu uwzględniając obciążenie urządzeniami zamontowanymi w pom. techn. na ruszcie	$q_o = 81,22 \text{ kN/mb}$
- ciężar ściany łączny	$q_o = 26,62 \text{ kN/mb}$
- ciężar ławy	$q_o = 4,62 \text{ kN/mb}$
	-----
razem	$q_o = 112,46 \text{ kN/mb}$

#### **SZKIC FUNDAMENTU**



### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,60 \text{ m}$      $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,25 \text{ m}$      $e_B = 0,00 \text{ m}$

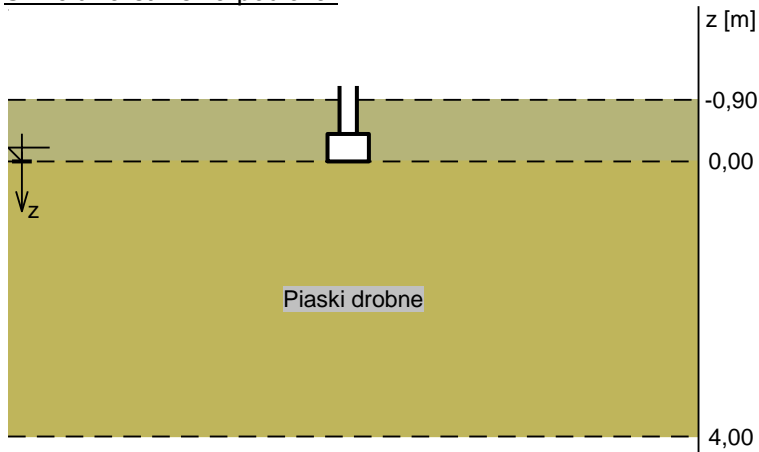
Posadowienie fundamentu:

$D = 0,90 \text{ m}$      $D_{\min} = 0,90 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

### OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	$M_0$ [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	4,00	nie	1,90	0,90	1,10	30,70	0,00	67912	84891

### OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	$T_B$ [kN/m]	$M_B$ [kNm/m]	e [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	całkowite	112,46	0,00	0,00	0,00	0,00





1	123,0	244,6	0,50	62,1	0,00	123,0	244,6	0,50	62,1
---	-------	-------	------	------	------	-------	-------	------	------

### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

#### Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

#### Wymiarowanie zbrojenia:

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne)  $A_s = 0,43 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Zbrojenie minimalne z warunków 23a, 23b normy  $A_{s,\text{min}} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto  $\phi 10 \text{ mm co } 17,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 4,49 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Ławę wykonać o szerokości 60 cm i wysokości 40 cm z betonu **C16/20**.

W ławie wykonać zbrojenie "wieńcowe" - pręty podłużne  $4\phi 14 \text{ AIII}$  + strzemiona  $\phi 8 \text{ A0}$  w rozstawie wzajemnym co 25 cm.

Ławę wykonać na podbetonie C12 o grubości warstwy 10 cm.

Różnice poziomów posadowienia ław projektowanych w stosunku do ław istniejących wypełnić podlewką betonową (jak podbeton) do poziomu posadowienia ław istniejących.

Wykonanie podlewek wzdłuż fundamentów istniejących wykonać odcinkami roboczymi długości 1,0 m stosując przerwy o dług. 2,0 m między kolejnymi odcinkami roboczymi.

Łączna długość ław poz.4.7.1. -  $l_{\text{całk.}} = 153,10 \text{ mb}$  (liczona w osi ław).

#### Poz.4.7.2. Ława fundamentowa pod ścianę nieobciążoną stropem.

#### Obciążenie

- oddziaływanie ze stropu i dachu  $q_o = 14,56 \text{ kN}/\text{mb}$
- ciężar ściany łączny  $q_o = 26,62 \text{ kN}/\text{mb}$
- ciężar ławy  $q_o = 3,85 \text{ kN}/\text{mb}$

-----  
razem  $q_o = 45,03 \text{ kN}/\text{mb}$

Dla ławy o przekroju  $b \times h = 40 \times 40 \text{ cm}$   $k_o = 45,03/0,40 = 112,58 \text{ kPa}$

Ławę wykonać o szerokości 40 cm i wysokości 40 cm z betonu **C16/20**.

W ławie wykonać zbrojenie "wieńcowe" - pręty podłużne  $4\phi 14 \text{ AIII}$  + strzemiona  $\phi 8 \text{ A0}$  w rozstawie wzajemnym co 25 cm.

Ławę wykonać na podbetonie C12 o grubości warstwy 10 cm.

Różnice poziomów posadowienia ław projektowanych w stosunku do ław istniejących wypełnić podlewką betonową (jak podbeton) do poziomu posadowienia ław istniejących.

Wykonanie podlewek przy fundamentach istniejących wykonać odcinkami roboczymi długości 1,0 m stosując przerwy o dług. 2,0 m między kolejnymi odcinkami roboczymi.

Łączna długość ław poz.4.7.2. -  $l_{\text{całk.}} = 85,40 \text{ mb}$  (liczona w osi ław).

#### WYKAZ ZBROJENIA "WIEŃCOWEGO"

( $l = 85,40 \text{ mb}$ )

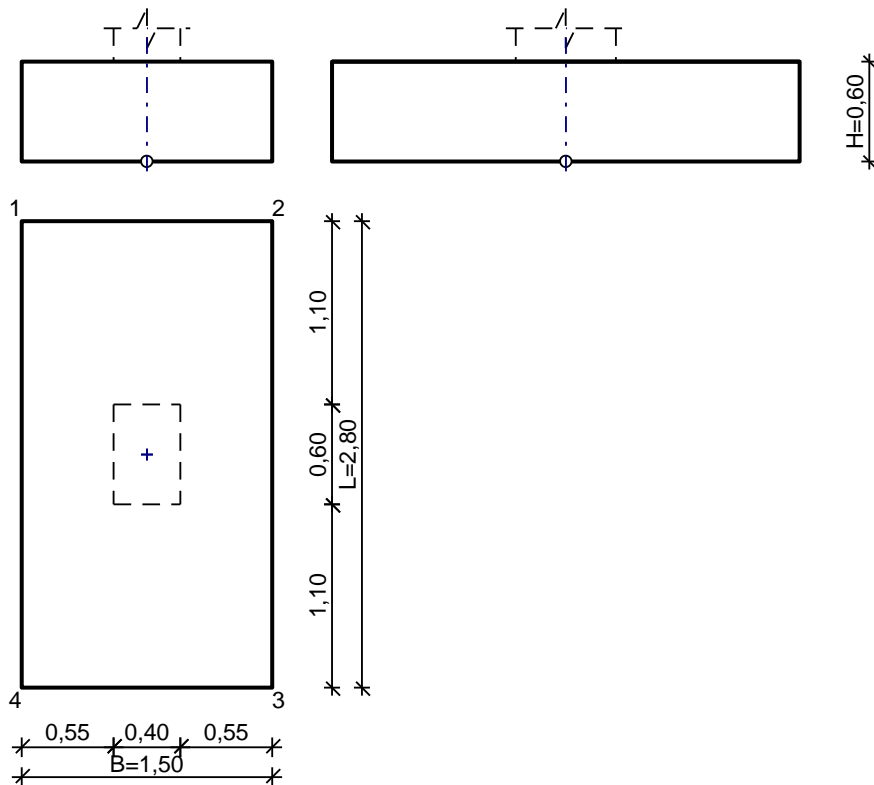
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]			Długość całkowita [m]		
			prętów w 1 elemencie	elementów	całkowita prętów	A0	34GS	
						$\phi 6$	$\phi 14$	
<b>dla wszystkich ław fundamentowych poz.4.7.2.</b>								
1	14	$8540 \times 1,2 = 10248$	4	1	4		409,92	
2	6	105	350	1	350	367,5		
Długość całkowita wg średnic						[m]	367,5	409,92

Masa 1mb pręta	[kg/mb]	0,222	1,210
Masa prętów wg średnic	[kg]	81,60	496,00
Masa prętów wg gatunków stali	[kg]	82	496
Masa całkowita	[kg]	<b>578</b>	

**Poz.4.7.3. Stopa fundamentowa pod słup ramy poz. 3.2.2.**

Wykonać 4 szt.

**SZKIC FUNDAMENTU :**



$$V = 2,52 \text{ m}^3$$

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

$B = 1,50 \text{ m}$      $L = 2,80 \text{ m}$      $H = 0,60 \text{ m}$

$B_s = 0,40 \text{ m}$      $L_s = 0,60 \text{ m}$      $e_B = 0,00 \text{ m}$      $e_L = 0,00 \text{ m}$

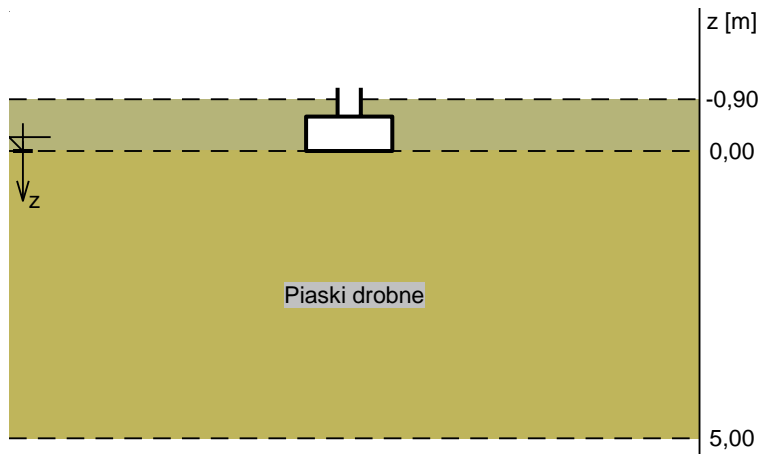
Posadowienie fundamentu:

$D = 0,90 \text{ m}$      $D_{\min} = 0,90 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

**OPIS PODŁOŻA**

Szkic uwarstwienia podłoża:



### Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	$M_o$ [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	5,00	nie	1,90	0,90	1,10	30,70	0,00	67912	84891

### OBciążENIA FUNDAMENTU

#### Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	$T_B$ [kN]	$M_B$ [kNm]	$T_L$ [kN]	$M_L$ [kNm]	e [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwałe	455,92	0,00	0,00	0,00	246,60	0,00	0,00

### DANE MATERIAŁOWE

#### Zасыпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m<sup>3</sup>

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

#### Parametry betonu:

Klasa betonu: **B20** (C16/20) →  $f_{cd} = 10,67$  MPa,  $f_{ctd} = 0,87$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

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

#### Zbrojenie:

Klasa stali: A-III (**34GS**) →  $f_{yk} = 410$  MPa,  $f_{yd} = 350$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B  $\phi_B = 12$  mm

Średnica prętów wzdłuż boku L  $\phi_L = 12$  mm

Maksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 20,0$  cm

#### Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{nom} = 85$  mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{nom,b} = 25$  mm

### ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót  $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża:  $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda = 1,00$ )

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**Nośność pionowa podłoża:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fNB} = 2499,0$  kN,  $Q_{fNL} = 2630,4$  kN $N_r = 551,0$  kN <  $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 2499,0$  kN = 2024,2 kN (27,2%)Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fT} = 265,9$  kN $T_r = 0,0$  kN <  $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 265,9$  kN = 191,4 kN (0,0%)Stateczność fundamentu na obrót:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oL,3-4} = 246,60$  kNm, moment utrzymujący  $M_{uL,3-4} = 744,43$  kNm $M_o = 246,60$  kNm <  $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 744,4$  kNm = 536,0 kNm (46,0%)Osiadanie:Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,17$  cm, wtórne  $s'' = 0,03$  cm, całkowite  $s = 0,20$  cm $s = 0,20$  cm <  $s_{dop} = 1,00$  cm (19,6%)Nośność pionowa podłoża:

Nr	w poziomie posadowienia				w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
	N [kN]	$Q_{fN}$ [kN]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN]	$Q_{fN}$ [kN]	$m_N$	[%]
1	551,0	2499,0	0,22	27,2	0,00	551,0	2499,0	0,22	27,2

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**Nośność na przebicie:Decyduje: **kombinacja nr 1**Pole powierzchni wielokąta  $A = 0,89$  m<sup>2</sup>Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 229,6$  kNNośność na przebicie  $N_{Rd} = 393,6$  kN $N_{sd} = 229,6$  kN <  $N_{Rd} = 393,6$  kN (58,3%)Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 8,45$  cm<sup>2</sup>Przyjęto konstrukcyjnie **15 prętów  $\phi 12$  mm** o  $A_s = 16,96$  cm<sup>2</sup>

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 17,23$  cm<sup>2</sup>Przyjęto **16 prętów  $\phi 12$  mm** o  $A_s = 18,10$  cm<sup>2</sup>**4.8. Konstrukcje wsporcze pod urządzenia zabudowane w pomieszczeniu technicznym na poddaszu.**

Założenia :

- konstrukcje nośną stanowi ruszt stalowy oparty na blokach betonowych **C20/25** o wymiarach w rzucie  $a \times b = 30 \times 30$  cm i wysokości 35 cm nad powierzchnią górną stropu FILIGRAN (35 - ~27 = ~8 cm nad pow. posadzki - wielkość zmienna z uwagi na wyprofilowane spadki w posadzce).

Bloki podporowe należy zlokalizować w osiach ścian konstrukcyjnych, w trakcie wylewania stropu FILIGRAN osadzić pręty pionowe np  $\Phi 8$  mm stanowiące lokalizację osi na blokach ("poduszkach").

Bloki te zazbroić górą prętami  **$\Phi 6$  mm w kształcie "U" stal AIII** ułożonymi w rozstawie co 8/8 cm krzyżowo, odcinki pionowe wpuścić na głębokość 20 cm. Na odcinkach pionowych wykonać pręty obwodowe (wieńcowe)  **$\Phi 6$  mm** w rozstawie wzajemnym co 8 cm.

Dodatkowo, dla właściwego połączenia bloku betonowego ze stropem - wkleić 4 pręty  **$\Phi 8$  mm** nagwintowane na głębokość 10 cm w płytę górną FILIGRAN, pozostawić pręt o długości 20 cm do zabetonowania w bloku podporowym.

Zestawienie obciążeń :

1. Centrala wentylacyjna nawiewno - wywiewna.

Wymiary obrysowe zewnętrzne podparcia bezpośredniego urządzenia :

- długość  $L = 4,67$  m,

- szerokość  $L_s = 1,14$  m.

Masa centrali  $Q = 609$  kg.

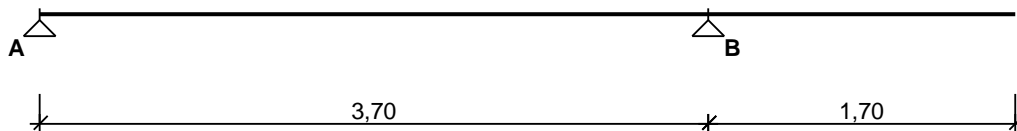
3. 3 zbiorniki  $\Phi \sim 0,8$  m, o całkowitej masie  $Q_1 = \sim 1000$  kg.

#### Poz.4.8.1. Konstrukcja wsporcza pod centralę nawiewno - wywiewną.

##### 1. Belka podłużna.

Wykonać 2 szt. Rozstaw osiowy belek  $b_{os} = 1,15$  m.

##### **SCHEMAT BELKI**



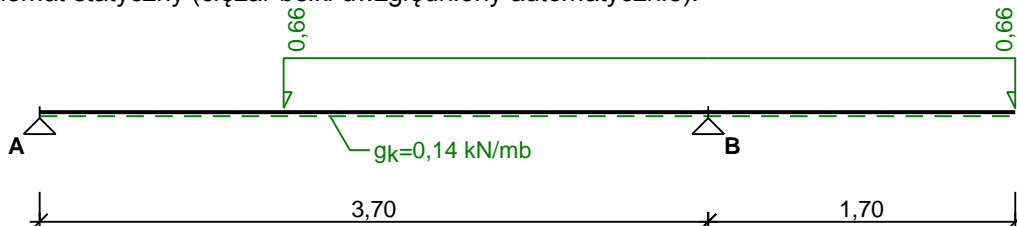
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,10$

##### **OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI**

Przypadek **P1: Przypadek 1** ( $\gamma_f = 1,15$ )

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M <sub>i</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [kNm]	V <sub>i</sub> [kN]	V <sub>p</sub> [kN]	f <sub>k</sub> [mm]
<b>Przęsło A - B (l<sub>o</sub> = 3,70 m)</b>						
A.	0,00	--	0,00	--	0,50	--
1.	1,35	0,53	0,53	0,29	0,29	0,86
2.	1,63	0,58	0,58	0,03	0,03	0,89
3.	1,66	<b>0,58</b>	<b>0,58</b>	0,00	0,00	0,89
4.	3,63	-1,20	-1,20	-1,80	-1,80	-0,01
B.	3,70	<b>-1,33</b>	--	-1,87	--	--
<b>Prawy wspornik (l<sub>o</sub> = 1,70 m)</b>						
B.	3,70	--	<b>-1,33</b>	--	1,56	--
5.	5,40	<b>0,00</b>	--	0,00	--	1,71
Reakcje podporowe: R <sub>A</sub> = 0,50 kN, R <sub>B</sub> = 3,43 kN						

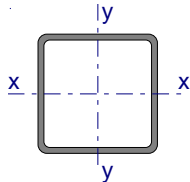
### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem;

### WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **100x100x5,0**

$$A_v = 9,50 \text{ cm}^2, m = 14,7 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 279 \text{ cm}^4, J_y = 279 \text{ cm}^4, J_w = 0,00 \text{ cm}^6, J_T = 439 \text{ cm}^4, W_x = 55,9 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,106$ )  $M_R = 13,29 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 118,47 \text{ kN}$

### Belka

Nośność na zginanie

Przekrój z = 3,70 m

Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1,000$

Moment maksymalny  $M_{\max} = -1,33 \text{ kNm}$

$$^{(52)} \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,100 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 3,70 m

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = -1,87 \text{ kN}$

$$^{(53)} \quad V_{\max} / V_R = 0,016 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)1,87 \text{ kN} < V_o = 0,3 \cdot V_R = 35,54 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 5,40 m

Ugięcie maksymalne  $f_{k,\max} = 1,71 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $f_{gr} = 2 \cdot l_o / 350 = 2 \cdot 1700 / 350 = 9,71 \text{ mm}$

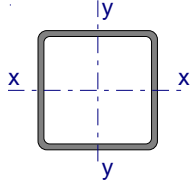
$$f_{k,\max} = 1,71 \text{ mm} < f_{gr} = 9,71 \text{ mm} \quad (17,6\%)$$

### 2. Belka poprzeczna.

Wyk. 8 szt.

Elementem uzupełniającym ramę poziomą w kierunku poprzecznym są belki (żebra) spawane do belek głównych w rozstawie wynikającym z podpór technologicznych, oraz belki skrajne - oczepowe.

Przekrój belki poprzecznej jak dla belki głównej :



Przekrój: **100x100x5,0 stal St3**

Spawanie elektrodami ER 146, spoiny pachwinowe  $a = 3,5$  mm.

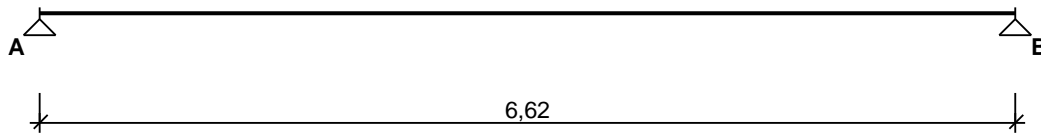
Oparcie konstrukcji na podporach betonowych : blacha węzłowa  $a \times b = 300 \times 300$  mm,  $g = 5$  mm, mocowanie kotwami wklejanymi z prętem gwintowanym M10 mm x  $l = 90$  mm (4 szt./węzeł podporowy).

#### Poz.4.8.2. Konstrukcja wsporcza pod zbiorniki z cwu. (3 zbiorniki).

##### 1. Belka podłużna.

Wykonać 2 szt. Rozstaw osiowy belek  $b_{os} = 90$  cm.

##### **SCHEMAT BELKI**



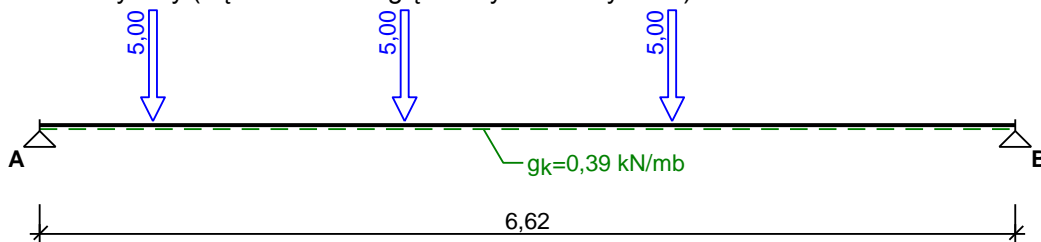
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,10$

##### **OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI**

Przypadek **P1: Przypadek 1** ( $\gamma_f = 1,15$ )

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Tablica obciążeń charakterystycznych (dodatkowo ciężar belki  $g_k = 0,39$  kN/m)

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	0,00	0,00	0,00
1.	0,77	0,00	0,00	5,00	0,00
2.	2,48	0,00	0,00	5,00	0,00
3.	4,29	0,00	0,00	5,00	0,00
B.	6,62	0,00	--	0,00	0,00

##### **ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

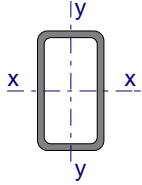
Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;

- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem;

### WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **180x100x10,0**

$$A_v = 34,0 \text{ cm}^2, \quad m = 40,0 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 2036 \text{ cm}^4, \quad J_y = 787 \text{ cm}^4, \quad J_o = 0,00 \text{ cm}^6, \quad J_T = 1862 \text{ cm}^4, \quad W_x = 226 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

#### Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,159$ )  $M_R = 56,33 \text{ kNm}$

- ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 423,98 \text{ kN}$

#### Nośność na zginanie

Przekrój  $z = 2,48 \text{ m}$

Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1,000$

Moment maksymalny  $M_{\max} = 18,90 \text{ kNm}$

$$^{(52)} \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,336 < 1$$

#### Nośność na ścinanie

Przekrój  $z = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = 12,13 \text{ kN}$

$$^{(53)} \quad V_{\max} / V_R = 0,029 < 1$$

#### Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{\max} = 12,13 \text{ kN} < V_o = 0,3 \cdot V_R = 127,19 \text{ kN} \rightarrow$  warunek niemiernodajny

#### Stan graniczny użytkowania

Przekrój  $z = 3,26 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne  $f_{k,\max} = 17,82 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_o / 350 = 6620 / 350 = 18,91 \text{ mm}$

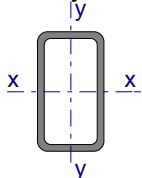
$$f_{k,\max} = 17,82 \text{ mm} < f_{gr} = 18,91 \text{ mm} \quad (94,2\%)$$

## 2. Belka poprzeczna.

Wyk. 14 szt.

Elementem uzupełniającym ramę poziomą w kierunku poprzecznym są belki (żebra) spawane do belek głównych w rozstawie wynikającym z podpór technologicznych, oraz belki skrajne - oczepowe. W obrębie podpór technologicznych wykonać po 4 żebra/podporę (wymiar osiowy podpory 900 x 900 mm), na powierzchni górnej przyspawać blachę ryflowaną o gr. 8 mm.

Przekrój belki poprzecznej jak dla belki głównej :



Przekrój: **180x100x10,0 mm, stal St3**

Spawanie elektrodami ER 146, spoiny pachwinowe  $a = 5 \text{ mm}$ .

Oparcie konstrukcji na podporach betonowych : blacha węzłowa  $a \times b = 300 \times 300 \text{ mm}$ ,  $g = 5 \text{ mm}$ , mocowanie kotwami wklejanymi z prętem gwintowanym M10 mm x  $l = 90 \text{ mm}$  (4 szt./węzeł podporowy).



Blachę węzłową usztywnić żebrami pionowymi z blachy gr. 5 mm wspawanymi osiowo między otworami na kotwy, po jednym na obu stronach belki podłużnej.

## **5. Podstawowe materiały budowlane.**

- beton konstrukcyjny klasy C16/20, C20/25, C30/37
- podbeton klasy C12/15
- stal zbrojeniowa klasy A-IIIIN, A-0
- stal profilowa St3S
- płyty stropowe FILIGRAN gr. 8 cm
- bloki ścienne silikatowe kl. 20 MPa
- cegła ceramiczna pełna klasy 20MPa
- bloczki betonowe „M” kl. 20 MPa
- nadproża prefabrykowane strunobetonowe
- drewno sosnowe kl. C30

## **6. Uwagi końcowe.**

1. W trakcie wykonywania robót ziemnych należy bezwzględnie na bieżąco ustalać rodzaj odspajanego gruntu w celu dokonania ewentualnej korekty w ustalonych dokumentacyjnie poziomach występowania gruntu nośnego.
2. **Inwestor na etapie projektu wykonawczego (w fazie początkowej) winien wskazać wykonawcę stropów „FILIGRAN” dla umożliwienia przeprowadzenia konsultacji technicznych projektanta obiektu z projektantem stropu "FILIGRAN".**
3. Zwraca się szczególną uwagę na konieczność betonowania stropu „FILIGRAN” odcinkami roboczymi o maksymalnej długości 15,0 mb.  
Na styku kolejnych odcinków roboczych należy pozostawić przerwy do późniejszego betonowania.
4. Elementy konstrukcyjne ze stali profilowej należy oczyścić do „3” stopnia wg skali KOR – 3A i pomalować dwukrotnie farbą ftalową do gruntowania przeciwrdzewną miniową 60 %.  
Malowanie zewnętrzne - farba ftalowa 2x, kolor wg wytycznych proj. archit.
5. Elementy drewniane konstrukcji dachu zabezpieczyć przez smarowanie preparatem zabezpieczającym drewno przed działaniem ognia, owadów, grzybów pleśniowych, grzybów domowych. Środek ten winien zawierać inhibitor korozji. Impregnację wykonać wg zaleceń producenta.
6. Poszczególne pozycje obliczeniowe dla elementów żelbetowych zawierają w swoim opracowaniu zestawienia stali zbrojeniowej.
7. Teren objęty robotami budowlano – montażowymi przy realizacji budynku należy odpowiednio wydzielić i zabezpieczyć.

8. Prace związane z realizacją robót budowlano – montażowych należy prowadzić pod nadzorem osoby uprawnionej do kierowania danym zakresem robót, zgodnie z zatwierdzonym projektem budowlanym z zachowaniem obowiązujących norm, warunków technicznych i przepisów BHP.
9. Projekt niniejszy rozpatrywać łącznie z projektem architektonicznym i projektami branżowymi.
10. Wszelkie odstępstwa wymagają każdorazowo zgody autora projektu.

Sprawdził :

mgr inż. Piotr Kuleta

Projektant :

inż. Nikodem Schroeder