



PRODOM FIRMA PROJEKTOWO - BUDOWLANA

Stanisław Wlezień

33-100 Tarnów, ul. Władysława Jagiełły 77

tel: 14-626-73-26; kom: 605-568-324

NIP: 873-192-99-09 REGON: 8522757090

Egz. nr 2

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJA

TEMAT : Budynek usługowy pracowni sitodruku

ADRES : Działka nr 829/2 Tuchów, ul. Ryglicka

INWESTOR : P.P.H.U. BODMAN – Bogusław Maniak,
33-170 Tuchów, ul. Ryglicka 21a

AUTORZY PROJEKTU :

BRANŻA	PROJEKTANT	SPRAWDZAJĄCY
KONSTRUKCJA	mgr inż. STANISŁAW WLEZIEN uprawniony projektant i kierownik budowy w specjalności konstrukcyjno-budowlanej nr upr. BPPAiNB 98/82, UAN 422/89 Tarnów, ul. Jagiełły 77	mgr inż. Jadwiga Zbiegień Upi. do projektowania i nadzoru nad w spec. konstrukcyjno-budowlanej Nr upr. NRIIA-7342/1

Tarnów – kwiecień 2012 r.

STAROSTWO POWIATOWE
w TARNOWIE
33-100 Tarnów, ul. Narutowicza 38
tel. centr. 14 68 83 300

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

1. Opis techniczny
2. Obliczenia statyczne
3. Dokumenty formalno prawne
4. rys. nr 1 – Konstrukcja fundamentów skala 1 : 100, 1:25
5. rys. nr 2 – Konstrukcja parteru skala 1 : 100
6. rys. nr. 3 – Konstrukcja dachu skala 1 : 100
7. rys. nr 4 – Wiązar WD1, WD2 skala 1 : 25
8. rys. nr 5 – Wiązar WD3, stężenie St2 skala 1 : 25
9. rys. nr 6 – Mocowanie wiązarów skala 1 : 10

OPIS TECHNICZNY

do projektu konstrukcji budynku usługowego
działka nr 829/2 Tuchów

1. Podstawa opracowania.

- Projekt architektoniczny
- Obowiązujące normy i przepisy

2. Projektowane rozwiązania.

Przedmiotem opracowania jest projekt budynku usługowego pracowni sitodruku w miejscowości Tuchów, przy ul. Ryglickiej.

Zaprojektowano budynek wolnostojący, parterowy, nie podpiwniczony.

2.1 Warunki gruntowo wodne

Budynek gospodarczy, parterowy, warunki gruntowe proste.

Na podstawie rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r określono kategorię geotechniczną budynku : I

Dla niniejszego projektu opracowano dokumentację geotechniczną rozpoznania podłoża gruntowego.

Wydzielono trzy warstwy geotechniczne.

Warstwa geotechniczna Ia - zbudowana z gliny pylastej i gliny. Grunt ten ma stan twardoplastyczny. Występuje na głębokości 0,3-2,7 m ppt.

Warstwa geotechniczna Ib - zbudowana z gliny zapiaszczonej. Grunt ten ma stan plastyczny. Występuje na głębokości 2,7-3,2 m ppt – warstwa ta wytworzyła się w wyniku kontaktu hydraulicznego z wodami doliny rzeki Biała.

Warstwa geotechniczna Ic - budowana z gliny zapiaszczonej. Grunt ten ma stan miękkoplastyczny. Występuje na głębokości poniżej 3,2 m ppt – warstwa ta wytworzyła się w wyniku kontaktu hydraulicznego z wodami doliny rzeki Biała.

W przypadku natrafienia w miejscu posadowienia projektowanych fundamentów na grunty nasypowe lub nienośne należy je wybrać do stropu warstwy nośnej dając w ich miejsce podsypkę zwirowo piaszczystą zagęszczoną do poziomu posadowienia projektowanych fundamentów.

Zgodnie z zaleceniami dokumentacji geotechnicznej przyjęto do obliczenia fundamentów nośność gruntu = 120 kPa.

Fundamenty posadowiono w obrębie warstwy Ia.

STAROSTWO POWIATOWE
w TARNOWIE
33-100 Tuchów, ul. Narutowicza 38
tel. centr. 14 66 66 66

Prace fundamentowe należy prowadzić w suchym okresie.

Wykopy zabezpieczyć przed ewentualnym napływem wód gruntowych przez wykonanie drenażu.

Docelowo wody opadowe należy odprowadzić z terenu budowli oraz z terenów przyległych, zwłaszcza położonych powyżej w taki sposób aby woda opadowa nie napływała na budynek i nie wsiąkała w grunty pod fundamentami.

2.2 Fundamenty

Zaprojektowano fundamenty w formie ław wylewanych z betonu B-20, zbrojona stalą A1 i AIII. Posadowienie projektowanych fundamentów zróżnicowane od 1,30 do 2,00m poniżej „0” budynku, nie mniej niż 1,0 m poniżej poziomu terenu projektowanego.

Przed zimą należy wykonać obsypkę fundamentów powyżej strefy przemarzania oraz przykryć budowlę dachem i wykonać odprowadzenie wód z dachu i z terenów przyległych w taki sposób aby woda nie wsiąkała pod fundamenty. Jest to konieczne ze względu na to, że silne mrozy mogą doprowadzić do zniszczenia budowli w wyniku zamarzania nawodnionego gruntu pod fundamentami od strony otwartych wykopów przy fundamentach.

Ściany fundamentowe wylewane z betonu lub murowane z pustaków szalunkowych. Izolacje przeciwwilgociowe fundamentów stykających się z gruntem 2x Abizol R+G,

2.3 Ściany nadziemna

Ściany nadziemna – zewnętrzne murowane z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600, grub. 24 cm, ocieplone styropianem grub. 12 cm.

Nadproża otworów okiennych i drzwiowych prefabrykowane L-19 i żelbetowe wylewane. Wieńce na ścianach z betonu B20 zbrojone 4x#12, strzemiona $\Phi 6$ co 25 cm. Wsporniki wieńców pod mury – wysięg 35 i 81 cm, przekrój 24x10-24cm, żelbetowe zbrojone górą 3x#12, dołem 2x#10, strzemiona $\phi 6$ co 12cm, zbrojenie zakotwione w wieńcu.

2.4 Dach

Zaprojektowano dach dwuspadowy o nachyleniu połaci 9° - więzary deskowe z drewna iglastego klasy C35. Pasy górny i dolny oraz usztywnienia pionowe z desek 4,5x15 i 3,8x15 cm, środnik z dwóch warstw krzyżujących się desek 25 mm, kąt pochylenia desek środnika 30° , deski zbijać gwoździami $d=4\text{mm}$, po dwa na każdym skrzyżowaniu desek, gwoździe zaginać wzdłuż włókien.

Płatwie o przekroju 8x12 i 10x12cm, mocowane do pasa górnego więzara.

Belki nośne sufitu podwieszonego o przekroju 5x12cm, mocowane do dolnego pasa więzara.

Mocowanie płatwi i belek do więzarów za pomocą łączników ciesielskich stalowych, ocynkowanych (np. MULTIGRIP)

Mocowanie więzarów do wieńca za pomocą łączników ciesielskich stalowych, ocynkowanych (np. MULTIGRIP)

Drewno więzby zaimpregnować preparatami ognio i biologicznie ochronnymi (np. FOBOS-M4)

Pokrycie dachu blachą trapezową.

**STAROSTWO POWIATOWE
w TARNOWIE**
33-100 Tarnów, ul. Narutowicza 38
tel. centr. 14 68 83 300

3. Materiały konstrukcyjne, obciążenia, normy

3.1 Materiały

Beton podłóży	B-10
Beton konstrukcyjny	B-20
Stal zbrojeniowa	
Zbrojenie główne	AIII (RB400W)
Strzemiona	AI (St3SX-b)
Stal kształtowa	St3
Drewno iglaste klasy	C35
Błoczek z bet. komórkowego	600
Belki nadprożowe L-19	

3.2 Obciążenia

Śniegiem strefa	3
Wiatrem strefa	III

3.3 Normy

PN-82/B-02999; /B-02001; /B-02003	Obciążenia budowli
PN-80/B-02010/Az1/Z1-1	Obciążenia śniegiem
PN-77/B-02011/Z1-3	Obciążenia wiatrem
PN-B-03002:1999	Konstrukcje murowe niezbrojone
PN-81/B-03020	Posadowienie bezpośrednie budowli
PN-81/B-03150	Konstrukcje drewniane
PN-B-03264:2002	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-90/B-03200	Konstrukcje stalowe - Obliczenia statyczne i projektowanie

4. Uwagi końcowe

Niniejsze opracowanie jest projektem budowlanym, szczegółowe rozwiązania konstrukcyjne powinny zostać opracowane w projekcie wykonawczym.
Wszelkie roboty budowlane – montażowe prowadzić zgodnie obowiązującymi „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych” opracowanymi przez Ministerstwo Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa oraz Instytut Techniki Budowlanej pod kierownictwem i nadzorem uprawnionych budowniczych.
Przy montażu i wykonawstwie elementów żelbetowych, stalowych i pokryć, ściśle przestrzegać przepisów BHP.
Stosować wyroby i materiały budowlane z odpowiednimi świadectwami jakości lub aprobatami technicznymi.

5. Oświadczenie

Oświadczam, zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994r, Prawo budowlane - tekst jednolity Dz. U. z 2006 r nr 156, poz. 1118 z późniejszymi zmianami, że niniejszy projekt budowlany, został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Tarnów, kwiecień 2012 r.

mgr inż. STANISŁAW WLEZIEN
uprawniony projektant i kierownik budowy
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr upr. BPPAiNB 98/82, UAN 422/89
Tarnów, ul. Jagiełły 77

mgr inż. Jadwiga Złogień
Upr. do projektowania bez ograniczeń
w spec. konstrukcyjno-budowlanej
Nr upr. NUA-7342/123/98

OBLICZENIA STATYCZNE do projektu konstrukcji budynku usługowego działka nr 829/2 Tuchów

Założenia i podstawowe wyniki obliczeń

Polskie normy :	
PN-82/B-02999; /B-02001; /B-02003	Obciążenia budowli
PN-80/B-02010/Az1/Z1-1	Obciążenia śniegiem
PN-77/B-02011/Z1-3	Obciążenia wiatrem
PN-B-03002:1999	Konstrukcje murowe niezbrojone
PN-81/B-03020	Posadowienie bezpośrednie budowli
PN-81/B-03150	Konstrukcje drewniane
PN-B-03264:2002	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-90/B-03200	Konstrukcje stalowe - Obliczenia statyczne i projektowanie

Obliczenia statyczno wytrzymałościowe przeprowadzono z wykorzystaniem programu komputerowego SPECBUD

Do obliczeń przyjęto następujące obciążenia :

- Wiatrem – strefa III
- Śniegiem – strefa 3

1 DACH

1.1 PŁATEW

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny
Szerokość $b = 7,5 \text{ cm}$ Wysokość $h = 12,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości C35

→ $f_{m,k} = 35 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 25 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 3,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 13 \text{ GPa}$, $\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 9,0^\circ$

Rozstaw łąt $a_1 = 1,50 \text{ m}$

Rozstaw podparć $a = 3,40 \text{ m}$

Schemat: belka jednoprzęsłowa

Obciążenia:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$g_k = 0,041 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_f = 1,10$

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=300 \text{ m n.p.m.}$, nachylenie połaci $9,0 \text{ st.}$):

$S_k = 0,960 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku $z=6,5 \text{ m}$):

$p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, strefa III, $H=300 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=6,5 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=6,5 \text{ m}$, $B=14,0 \text{ m}$, $L=14,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $9,0 \text{ st.}$, $\beta=1,80$):

$p_k = -0,401 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

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

WYNIKI:

Zginanie

decyduje kombinacja: B (obc.stałe max.+śnieg)

Momenty obliczeniowe: $M_y = 3,14 \text{ kNm}$; $M_z = 0,50 \text{ kNm}$

Warunek nośności: $k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,773 < 1$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,954 < 1$$

Warunek stateczności:

współczynniki zwężenia $k_{crit,y} = 1,000$; $k_{crit,z} = 1,000$

$$\sigma_{m,y,d} = 17,45 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 21,54 \text{ MPa} \quad (81,03\%)$$

$$\sigma_{m,z,d} = 4,42 \text{ MPa} < k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d} = 21,54 \text{ MPa} \quad (20,53\%)$$

Ugięcie:

decyduje kombinacja: A (obc. stałe + śnieg)

$$u_{fin} = 24,95 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot a / 200 = 25,50 \text{ mm} \quad (97,82\%)$$

1.2 BELKA SUFITU PODWIESZONEGO

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 5,0 \text{ cm}$ Wysokość $h = 12,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości C35

$$\rightarrow f_{m,k} = 35 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 25 \text{ MPa}, f_{v,k} = 3,4 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 13 \text{ GPa}, \rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 0,0^\circ$ Rozstaw łąt $a_1 = 1,15 \text{ m}$

Rozstaw podparć $a = 3,40 \text{ m}$ Schemat: belka jednoprzęsłowa

Obciążenia:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,380 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}; \gamma_f = 1,24$$

- obciążenie śniegiem $S_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku $z = 6,5 \text{ m}$):

$$p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ssaniem wiatru $p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

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

WYNIKI:

Zginanie

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

Momenty obliczeniowe: $M_y = 1,80 \text{ kNm}$; $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Warunek nośności:

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,434 < 1$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,620 < 1$$

Warunek stateczności:

współczynniki zwężenia $k_{crit,y} = 0,989$; $k_{crit,z} = 1,000$

$$\sigma_{m,y,d} = 15,03 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 23,96 \text{ MPa} \quad (62,70\%)$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa} < k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d} = 24,23 \text{ MPa} \quad (0,00\%)$$

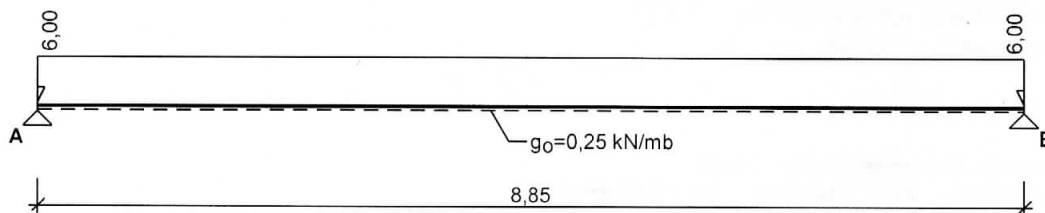
Ugięcie:

decyduje kombinacja: A (obc. stałe + śnieg)

$$u_{fin} = 14,62 \text{ mm} < u_{net,fin} = a / 200 = 17,00 \text{ mm} \quad (86,02\%)$$

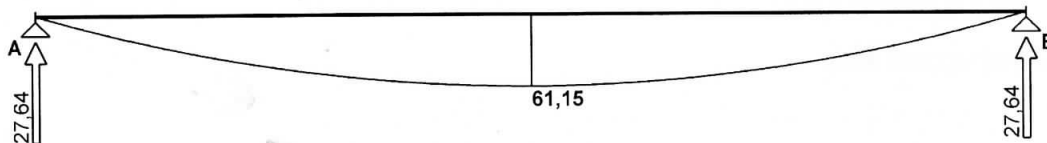
1.3 WIĄZAR DESKOWY WD1

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



WIĄZAR WD1 PRZĘSŁO

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój dwuteowy z nakładkami bocznymi

Element górny $b_1/h_1 = 3,8 / 16,0$ cm

Element środkowy $b_2/h_2 = 4,0 / 100,0$ cm

Element dolny $b_3/h_3 = 3,8 / 16,0$ cm

Łączniki: wkręty

Średnica łączników $d = 4,0$ mm

Odległość między łącznikami $s_1 = 100$ mm

Rozpiętość przęsła $l = 8,80$ m

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C35**

→ $f_{m,k} = 35$ MPa, $f_{t,0,k} = 21$ MPa, $f_{c,0,k} = 25$ MPa, $f_{v,k} = 3,4$ MPa, $E_{0,mean} = 13$ GPa, $\rho_k = 400$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Moment zginający $M_y = 61,15$ kNm

Moment zginający $M_z = 0,00$ kNm

Klasa trwania obciążenia: długotrwałe

Długość obliczeniowa $l_d = 8,80$ m

Poziom przyłożenia obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

WYNIKI:

Zginanie:

$M_y = 61,15$ kNm

$\sigma_{m,y,d} = 5,79$ MPa, $f_{m,y,d} = 18,85$ MPa

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,307 < 1$

Warunek stateczności:

$k_{crit,y} = 0,737$

$\sigma_{m,y,d} = 5,79$ MPa $< k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 13,90$ MPa (41,67%)

WIĄZAR WD1 PODPORA

Wymiary przekroju: przekrój dwuteowy z nakładkami bocznymi

Element górny $b_1/h_1 = 4,5 / 16,0$ cm

Element środkowy $b_2/h_2 = 5,0 / 45,0$ cm

Element dolny $b_3/h_3 = 4,5 / 16,0$ cm

Łączniki: wkręty

Średnica łączników $d = 4,0$ mm

Odległość między łącznikami $s_1 = 100$ mm

Rozpiętość przęsła $l = 8,80$ m

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C35**

→ $f_{m,k} = 35$ MPa, $f_{t,0,k} = 21$ MPa, $f_{c,0,k} = 25$ MPa, $f_{v,k} = 3,4$ MPa, $E_{0,mean} = 13$ GPa, $\rho_k = 400$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Siła ścinająca $V = 27,65$ kN

Klasa trwania obciążenia: długotrwałe

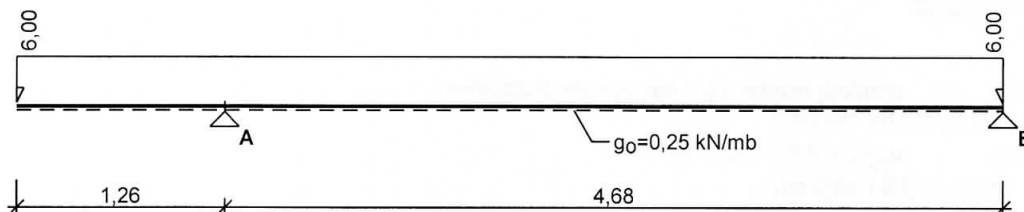
WYNIKI:
Ścinanie:

$$V = 27,65 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 1,70 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,83 \text{ MPa} \quad (92,87\%)$$

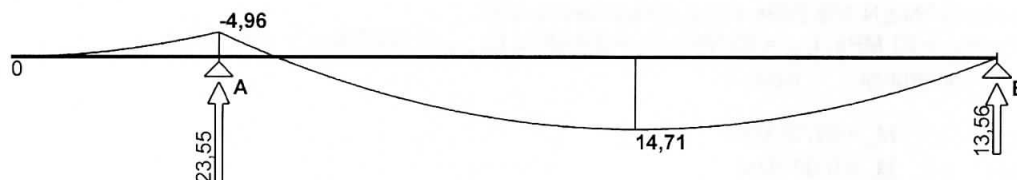
1.4 WIAZAR DESKOWY WD2

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



WIAZAR WD2 PRZĘŚŁO

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój dwuteowy z nakładkami bocznymi

Element górny $b_1 / h_1 = 3,8 / 16,0 \text{ cm}$

Element środkowy $b_2 / h_2 = 4,0 / 75,0 \text{ cm}$

Element dolny $b_3 / h_3 = 3,8 / 16,0 \text{ cm}$

Łączniki: wkręty

Średnica łączników $d = 4,0 \text{ mm}$

Odległość między łącznikami $s_1 = 100 \text{ mm}$

Rozpiętość przęsła $l = 8,80 \text{ m}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C35**

→ $f_{m,k} = 35 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 25 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 3,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 13 \text{ GPa}$, $\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Ociążenia:

Moment zginający $M_y = 14,71 \text{ kNm}$

Moment zginający $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia: długotrwałe

Długość obliczeniowa $l_d = 8,80 \text{ m}$

Poziom przyłożenie obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

WYNIKI:

Zginanie:

$$M_y = 14,71 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,31 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 18,85 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,122 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit,y} = 0,763$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,31 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 14,38 \text{ MPa} \quad (16,03\%)$$

WIĄZAR WD2 PODPORA zginanie

Wymiary przekroju: przekrój dwuteowy z nakładkami bocznymi

Element górny $b_1 / h_1 = 4,5 / 16,0$ cm

Element środkowy $b_2 / h_2 = 5,0 / 50,0$ cm

Element dolny $b_3 / h_3 = 4,5 / 16,0$ cm

Łączniki: wkręty

Średnica łączników $d = 4,0$ mm

Odległość między łącznikami $s_1 = 100$ mm

Rozpiętość przęsła $l = 8,80$ m

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C35**

→ $f_{m,k} = 35$ MPa, $f_{t,0,k} = 21$ MPa, $f_{c,0,k} = 25$ MPa, $f_{v,k} = 3,4$ MPa, $E_{0,mean} = 13$ GPa, $\rho_k = 400$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Siła ścinająca $V = 15,70$ kN

Klasa trwania obciążenia: długotrwałe

WYNIKI:

Ścinanie:

$V = 15,70$ kN

$\tau_d = 0,87$ MPa < $f_{v,d} = 1,83$ MPa (47,63%)

WIĄZAR WD2 PODPORA ścinanie

Wymiary przekroju: przekrój dwuteowy z nakładkami bocznymi

Element górny $b_1 / h_1 = 4,5 / 16,0$ cm

Element środkowy $b_2 / h_2 = 5,0 / 50,0$ cm

Element dolny $b_3 / h_3 = 4,5 / 16,0$ cm

Łączniki: wkręty

Średnica łączników $d = 4,0$ mm

Odległość między łącznikami $s_1 = 100$ mm

Rozpiętość przęsła $l = 8,80$ m

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C35**

→ $f_{m,k} = 35$ MPa, $f_{t,0,k} = 21$ MPa, $f_{c,0,k} = 25$ MPa, $f_{v,k} = 3,4$ MPa, $E_{0,mean} = 13$ GPa, $\rho_k = 400$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Moment zginający $M_y = 5,00$ kNm

Moment zginający $M_z = 0,00$ kNm

Klasa trwania obciążenia: długotrwałe

Długość obliczeniowa $l_d = 8,80$ m

Poziom przyłożenia obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

WYNIKI:

Zginanie:

$M_y = 5,00$ kNm

$\sigma_{m,y,d} = 1,37$ MPa, $f_{m,y,d} = 18,85$ MPa

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,072 < 1$

Warunek stateczności:

$k_{crit,y} = 0,874$

$\sigma_{m,y,d} = 1,37$ MPa < $k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 16,48$ MPa (8,28%)

1.5 WSPORNIK MURŁATY

$M=1,3$ kNm; $T=3,9$ kN

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 12,0$ cm

Wysokość

$h = 12,0$ cm

DREWNO

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Moment zginający $M_y = 1,30 \text{ kNm}$

Moment zginający $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia: stałe

Długość obliczeniowa $l_d = 0,70 \text{ m}$

Poziom przyłożenia obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

WYNIKI:

Zginanie:

$$M_y = 1,30 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,51 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,326 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit,y} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,51 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 13,85 \text{ MPa} \quad (32,60\%)$$

WSPORNIK MURŁATY ścinanie

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 12,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 12,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Siła ścinająca $V = 3,90 \text{ kN}$

Klasa trwania obciążenia: stałe

WYNIKI:

Ścinanie:

$$V = 3,90 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 0,41 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,38 \text{ MPa} \quad (29,34\%)$$

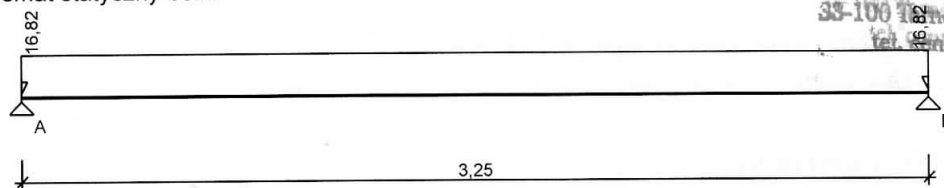
2 PARTER

2.1 NADPROŻE NW1

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Z dachu	5,20	1,00	--	5,20	cała belka
2.	Mur z drobnych elementów z betonu komórkowego odmiany 07 grub. 0,24 m i szer. 2,00 m [10,000kN/m ³ ·0,24m·2,00m]	4,80	1,30	--	6,24	cała belka
3.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 0,24 m i szer. 0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87	cała belka
4.	Styropian grub. 0,15 m i szer. 2,25 m [0,45kN/m ³ ·0,15m·2,25m]	0,15	1,30	--	0,19	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer. 2,25 m, x2,00 [19,0kN/m ³ ·0,015m·2,25m·2,00]	1,28	1,30	--	1,66	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m ³]	1,50	1,10	--	1,65	cała belka
Σ :		14,37	1,17		16,82	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Stal zbrojeniowa główna A-III (**RB400W**) $\rightarrow f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 440 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-I (**St3SX-b**) $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 310 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-I (St3SX-b)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

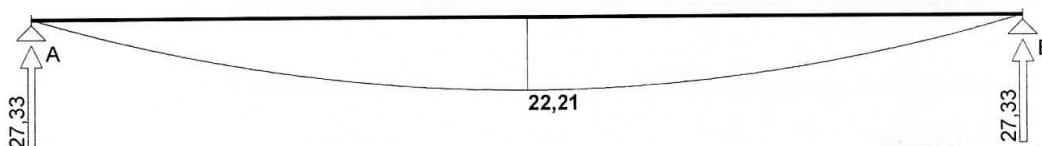
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

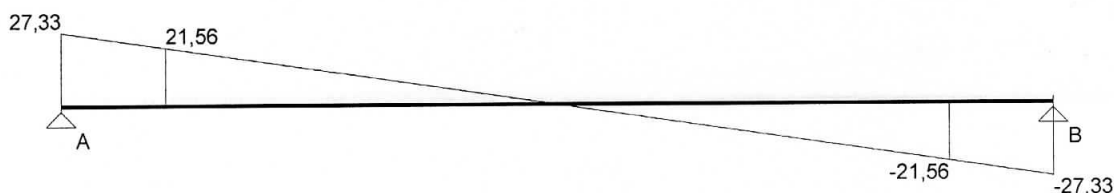
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Obwiednia sił wewnętrznych

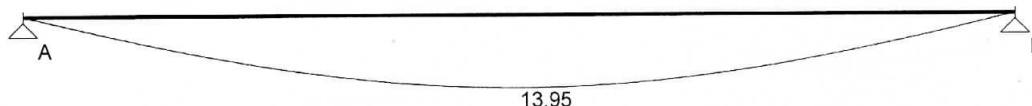
Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 22,21 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,24 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3 ϕ 12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,65\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 22,21 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,13 \text{ kNm}$ (96,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)21,56 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuczętymi $\phi 6$ co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = (-)21,56 \text{ kN} < V_{Rd1} = 32,01 \text{ kN}$ (67,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 18,97 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,294 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (98,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = 13,95 \text{ mm} < a_{lim} = 3250/200 = 16,25 \text{ mm}$ (85,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{sk} = 21,56 \text{ kN}$

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

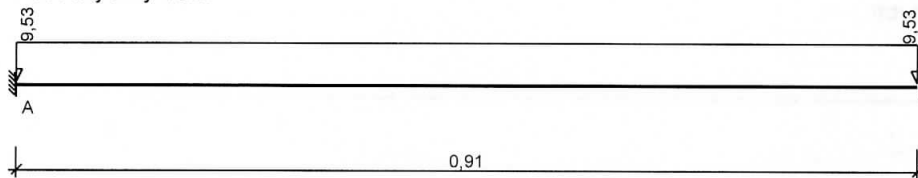
2.2 WSPORNIK WIENCA WW1 (WW2)

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

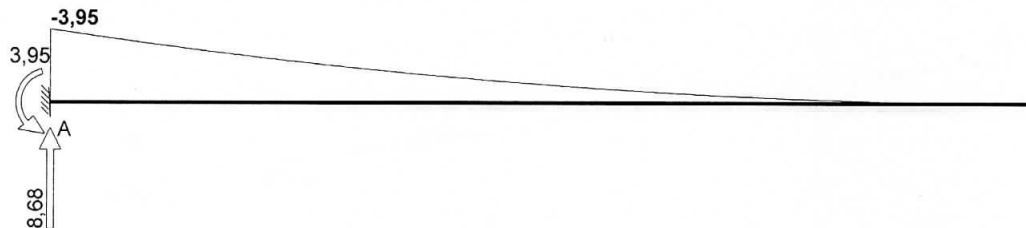
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Z dachu 5,2X1,12/0,81=	7,20	1,00	--	7,20	cała belka
2.	Styropian grub. 0,15 m i szer.2,20 m [0,45kN/m ³ ·0,15m·2,20m]	0,15	1,30	--	0,19	cała belka
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer.2,20 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·2,20m]	0,63	1,30	--	0,82	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,20m·25,0kN/m ³]	1,20	1,10	--	1,32	cała belka
Σ :		9,18	1,04		9,53	

Schemat statyczny belki

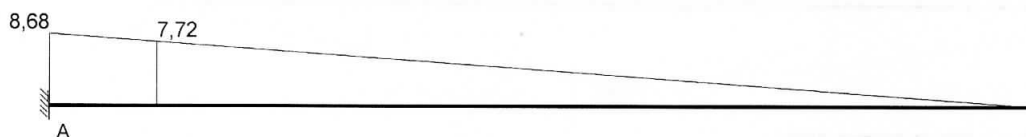


Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 20,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Podpora A:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{sd} = (-)3,95 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 0,69 \text{ cm}^2$. Przyjęto 2 Φ 12 o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,56\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = (-)3,95 \text{ kNm} < M_{Rd} = 12,08 \text{ kNm}$ (32,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 7,72$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 120 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 7,72$ kN < $V_{Rd1} = 24,95$ kN (31,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = (-)3,80$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,103$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (34,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = 1,08$ mm < $a_{lim} = 910/150 = 6,07$ mm (17,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{sk} = 7,44$ kN

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

2.3 SŁUP S1

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 24,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 24,0$ cm

Zbrojenie:

Pręty podłużne $\phi = 12$ mm ze stali A-III (**RB400W**) $\rightarrow f_{yk} = 400$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 440$ MPa

Strzemiona $\phi = 6$ mm

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 $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,37$

Otulenie:

Otulenie nominalne zbrojenia $c_{nom} = 20$ mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{sd}	$N_{sd,lt}$	M_{sd}
1.	42,00	42,00	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 7,92$ kN

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 5,00$ m

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Współczynnik długości wybowoczeniowej w płaszczyźnie obciążenia $\beta_x = 2,00$

Współczynnik długości wybowoczeniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 2,00$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002):

Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2} = 0,86$ cm². Przyjęto po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26$ cm²

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (z warunku $N_{sd} < N_{crit}$) $A_{s1} = A_{s2} = 2,26$ cm². Przyjęto po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26$ cm²

Łącznie przyjęto **4 ϕ 12** o $A_s = 4,52$ cm² ($\rho = 0,79\%$)

Uwaga: Smukłość słupa jest większa od zalecanej przez normę PN-B-03264:2002 (wzory 244): $l_{0,x}/i_x = 144,3 > 104$,

$l_{0,y}/i_y = 144,3 > 104$

STAROSTWO POWIATOWE
 w TARNOWIE
 Strzeżona:
 Przyjęto strzeżoną pojedynczo 66 w rozstawie co 18,0 cm
 83-100 14 68 83 300
 tel. centr. 14 68 83 300

3 FUNDAMENTY

3.1 ŁAWA Ł1

Tablica 2. ŁAWA W OSI 1

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Z dachu 27,64/3,0=	9,21	1,00	--	9,21
2.	Mur z drobnych elementów z betonu komórkowego odmiany 07 grub. 24 cm i szer.4,00 m [10,000kN/m ³ ·0,24m·4,00m]	9,60	1,30	--	12,48
3.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, niezagęszczony grub. 24 cm i szer.1,50 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·1,50m]	8,28	1,30	--	10,76
5.	Styropian grub. 12 cm i szer.6,00 m [0,45kN/m ³ ·0,12m·6,00m]	0,32	1,30	--	0,42
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm i szer.10,00 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·10,00m]	2,85	1,30	--	3,71
Σ :		31,70	1,21	--	38,45

Tablica 3. ŁAWA W OSI3

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Z dachu (27,64+13,56)/2,0=	20,60	1,00	--	20,60
2.	Mur z drobnych elementów z betonu komórkowego odmiany 07 grub. 24 cm i szer.3,80 m [10,000kN/m ³ ·0,24m·3,80m]	9,12	1,30	--	11,86
3.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.0,24 m, x2,00 [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m·2,00]	2,88	1,30	--	3,74
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, niezagęszczony grub. 24 cm i szer.1,20 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·1,20m]	6,62	1,30	--	8,61
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm i szer.8,00 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·8,00m]	2,28	1,30	--	2,96
Σ :		41,50	1,15	--	47,77

Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

B = 0,70 m H = 0,40 m
 B_s = 0,25 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 2,00 m D_{min} = 1,00 m
 brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny pylaste	1,20	nie	2,10	0,90	1,10	14,00	12,00	25000	25000
2	Gliny piaszczyste	0,50	tak	1,10	0,90	1,10	10,00	10,00	15000	15000
3	Pyły piaszczyste	1,00	tak	1,10	0,90	1,10	6,00	5,00	9000	9000

Naprężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 120,0 kPa

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	50,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

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

Beton:

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

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

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

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**RB400W**) → $f_{yk} = 400$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 440$ MPa

otulina zbrojenia $c_{nom} = 50$ mm

Założenia obliczeniowe :

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

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 $Q_{fn} = 129,2$ kN

$N_r = 69,3$ kN < $m \cdot Q_{fn} = 104,7$ kN (66,2%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{ft} = 20,2$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{ft} = 14,5$ kN (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Naprężenie maksymalne $\sigma_{max} = 114,7$ kPa

$\sigma_{max} = 114,7$ kPa < $\sigma_{dop} = 120,0$ kPa (95,6%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 23,70$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 17,1$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,26$ cm, wtórne $s'' = 0,08$ cm, całkowite $s = 0,35$ cm

$s = 0,35$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (34,8%)

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) $A_s = 0,36 \text{ cm}^2/\text{mb}$

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 $A_s = 4,49 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Tarnów – kwiecień 2012 r.

mgr inż. STANISŁAW WLEZIEN
uprawniony projektant i kierownik budowy
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr upr. BPPAiNB 98/82, UAN 422/89
Tarnów, ul. Jagiełły 77

mgr inż. Jadwiga Zbiegień
Upr. do projektowania bez ograniczeń
w spec. konstrukcyjno-budowlanej
Nr upr. NBU/12 78-2/123/98