

**ZAKŁAD PROJEKTOWANIA I USŁUG BUDOWLANYCH
„BENBUD”
INŻ. BENEDYKT REDER**

ul Ks. dr Wł. Łęgi 1 /27, 86-300 Grudziądz
tel. kom. 603 79 86 82, 609 065 762
benbud@op.pl



DOKUMENTACJA PROJEKTOWA

EGZEMPLARZ NR 1 2 3 4 5

Stadium dokumentacji:

TOM III – PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCYJNY

Przedmiot zamówienia:

Opracowanie dokumentacji budowlanej dla zadania inwestycyjnego pt:
„Budowa budynku świetlicy w Otominie”

Nazwa i adres obiektu/inwestycji:

Budynek świetlicy w miejscowości Otomino, dz. nr 40/37, obr. 0011 gm. Kolbudy pow. gdański,
nr ewid. 22043_20011.40/3

Inwestor:

Gmina Kolbudy ul. Staromłyńska 1 83-050 Kolbudy

KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO: IX

IMIĘ I NAZWISKO PROJEKTANTA

PODPIS

OPRACOWANIE BRANŻOWE

**BUDOWLANA
GŁÓWNY PROJEKTANT**

inż. **BENEDYKT REDER**
upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w
specjalności: kontr. – budowlanej
nr uprawnień **UAN-IV/8346/113/TO/88**

**KONSTRUKCJA
SPRAWDZAJĄCY**

mgr inż. **HENRYK BANIECKI**
upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń
w specjalności: konstrukcyjno – budowlanej
nr uprawnień **46Gd/75**

**WŁAŚCICIEL
ZAKŁADU**

inż. **BENEDYKT REDER**

DATA OPRACOWANIA

02 grudzień 2025 r.

Spis treści

I.	OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU KONSTRUKCJI BUDOWY ŚWIETLICY.....	3
1.	Opis techniczny konstrukcji.....	3
1.1.	Inwestor.	3
1.2.	Jednostka projektowania.....	3
1.3.	Lokalizacja inwestycji.....	3
1.4.	Akty normatywne.....	3
1.5.	Zakres opracowania.....	3
1.6.	Opis rozwiązań konstrukcyjnych.....	3
1.6.1.	Warunki gruntowo-wodne	3
1.6.2.	Fundamenty.....	4
1.6.3.	Ściany fundamentowe.....	4
1.6.4.	Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne.....	4
1.6.5.	Ściany działowe.....	4
1.6.6.	Nadproża prefabrykowane typu L19	4
1.6.7.	Podciąg żelbetowy.....	4
1.6.8.	Wieńce żelbetowe.....	5
1.6.9.	Wylewki żelbetowe	5
1.6.10.	Strop gęstożebrowy z belek strunobetonowych	5
1.6.11.	Konstrukcja dachu	5
2	Obliczenia statyczne.....	6
2.1	Założenia projektowe	6
2.2	poz. 1.0 Konstrukcja dachu.....	7
2.2.1	poz. 1.7 Połączenia	10
2.3	poz. 2.0 Strop nad parterem	10
2.3.1	poz. 2.1 Belki stropowe L = 7,50 m	11
2.3.2	poz. 2.2 Belki stropowe L = 4,40 m	11
2.3.3	poz. 2.3 Żebro pod słup konstrukcji dachu L = 7,50 m.....	11
2.3.4	poz. 2.4 Wylewka żelbetowa w stropie	13
2.3.5	poz. 2.4.1 Wylewka żelbetowa w stropie.....	15
2.3.6	poz. 2.5 Podciąg P-1 L[1]= 4,94 m.....	16
2.3.7	poz. 3.0 Nadproża L19.....	18
2.3.8	poz. 4.0 Wieńce żelbetowe	19
2.3.9	poz. 5.0 Ściany fundamentowe.....	19
2.3.10	poz. 6.0 Ławy i stopy fundamentowe.....	19
2.3.10.1	Charakterystyka warunków gruntowo-wodnych.....	19
2.3.10.2	poz. 6.1 Ława fundamnetowa F-1	20
2.3.10.3	poz. 6.2 Ława fundamnetowa F-2	22
2.3.10.4	poz. 6.3 Ława fundamnetowa F-3	23
2.3.10.5	poz. 6.4 Ława fundamnetowa F-4	25

Spis rysunków

rys. nr K-01	– Projekt - rzut parteru - przekroje
rys. nr K-02	– Fundamenty - przekroje
rys. nr K-03	– Rzut parteru - nadproża
rys. nr K-04	– Rzut konstrukcji stropu
rys. nr K-05	– Rzut konstrukcji dachu
rys. nr K-06	– Przekrój A-A
rys. nr K-07	– Wylewki żelbetowe w tropie
rys. nr K-08	– poz. 2.5 podciąg
rys. nr K-09	– poz. 2.3 Żebro pod słup dachu
rys. nr K-010	– poz. 3.0 Wieńce żelbetowe

I. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU KONSTRUKCJI BUDOWY ŚWIETLICY

1. Opis techniczny konstrukcji

1.1. Inwestor.

Gmina Kolbudy ul. Staromłyńska 1 83-050 Kolbudy

1.2. Jednostka projektowania.

Zakład Projektowania i Usług Budowlanych „BENBUD” inż. Benedykt Reder
ul. Ks. dr Wł. Łęgi 1/27 86-300 Grudziądz

1.3. Lokalizacja inwestycji.

Projektowany budynek zlokalizowany zostanie na dz. nr 40/37, obr. 0011 gm. Kolbudy, pow. gdański nr ewid. 220403_20011.40/37.

1.4. Akty normatywne.

- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (**Dz. U. z 2025 r. poz. 418**).
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z 09 maj 2024 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (**Dz. U. 2024 r. poz. 726**).
- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 20 lipca 2022 r. w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów i terenów (**Dz. U. 2012 poz. 1620**).
- Opinia geotechniczna opracowana przez Pracownia Geologiczna ADRIUM Adriana Adamusiak, ul. Konopnickiej 17, 95-060 Brzeziny.

1.5. Zakres opracowania

Zakres opracowania obejmuje projekt budowy budynku świetlicy w miejscowości Otomino.

1.6. Opis rozwiązań konstrukcyjnych.

1.6.1. Warunki gruntowo-wodne

Warunki geologiczne.

Opiniowany teren stanowi fragment wysoczyzny morenowej, który pod względem podziału fizyczno-geograficznego Polski (wg J. Kondrackiego, 1998), położony jest w obrębie mezoregionu Pojezierze Kaszubskie (314.51), należącym do akroregionu Pojezierze Wschodniopomorskie (314.5). Obecnie teren działki przeznaczonej pod inwestycję pełni funkcję terenu rekreacyjnego, w obrębie którego znajdują się wiaty, miejsce na ognisko, place zabaw i zadaszenia. Teren jest ogrodzony. Rzeźba terenu została ukształtowana generalnie w wyniku zlodowaceń północnopolskich w formie akumulacji wodnolodowcowej i lodowcowej. Powierzchnia terenu w obrębie wykonanych badań jest delikatnie nachylona w kierunku zachodnim. Rzędne terenu w rejonie wykonanych otworów wynoszą od około 117,5 m n.p.m. w zachodniej części działki do około 118,0 m n.p.m. we wschodniej części działki.

W podłożu występuje gleba o miąższości ok. 0,3 - 0,4 m. Są to młode utwory czwartorzędowe, epoki holocenijskiej. Poniżej gleby zalegają osady wodnolodowcowe wykształcone w postaci piasków drobnoziarnistych oraz średnioziarnistych, wyscielone na osadach lodowcowych w postaci pyłów piaszczystych z przewarstwieniami piasków pylastych. Są to polodowcowe utwory okresu czwartorzędowego, epoki plejstocenijskiej. W trakcie wiercenia do głębokości 4,0 m tj. do rzędnej 113,5 m n.p.m. wody gruntowej nie stwierdzono.

Charakterystyka geotechniczna podłoża

W podłożu opiniowanego terenu poniżej gleby występują grunty rodzime różniące się genezą, litologią i parametrami geotechnicznymi. W związku z tym podzielono je na odrębne warstwy, zaliczając do każdej z nich grunty o zbliżonych wartościach parametrów geotechnicznych. Wartości wyprowadzone parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw ustalono na podstawie badań makroskopowych, zależności korelacyjnych i innych badań regionalnych, zgodnie z normą Eurokod 7. PN-EN 1997-1: Projektowanie geotechniczne.

Wartości wyprowadzone parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw podano w tabeli stanowiącej załącznik nr 3.

Wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

Warstwa geotechniczna I

- to pyły piaszczyste i piaski pylaste, występujące w stanie twardoplastycznym. Wyprowadzoną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości $I_L^{(sr)} = 0,20$

Warstwa geotechniczna II

- to piaski drobne, występujące w stanie średnio-zagęszczonym. Wyprowadzoną wartość stopnia zagęszczenia ustalono w wysokości $I_D^{(sr)} = 0,45$.

1.6.2. Fundamenty

Ławy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 1,40 m p.p.t. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na rzędnej 116.60 m n.p.m.. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

1.6.3. Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm ponad poziom projektowanego terenu zaprojektowano jako murowane z bloczków betonowych C20/25 gr. 24 cm.. Ściany należy zakończyć wieńcem żelbetowym W-1.1 24 x 24cm. Beton C30/37(klasa ekspozycji XC4, XF1, XA1), stal A-IIIN (BSTS).

1.6.4. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne

Ściany zewnętrzne murowane z cegły wapienno-piaskowej kl. 20 na zaprawie cementowo-wapiennej kl. M8. Współczynnik przewodzenia ciepła (λ) betonu komórkowego wynosi od 0,90 W/(mK).

1.6.5. Ściany działowe

Ścianki działowe zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej drażonej kl. 1, gr. 12 cm murowanych na zaprawie cementowo-wapiennej kkl. M5.

1.6.6. Nadproża prefabrykowane typu L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30 cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N”, w ścianach obciążonych stropem																	
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszący przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]												
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249	262
1	N/120	119	19	2,64		X	X										
2	N/150	149	19	2,64				X	X								
3	N/180	179	19	2,64						X	X						
4	N/210	209	19	4,41								X	X				
5	N/240	239	19	5,32										X			
6	N/270	269	19	8,05											X	X	

1.6.7. Podciąg żelbetowy

Podciąg wewnętrzne żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerwy technologicznych.

1.6.8. Wieńce żelbetowe

Wieńce żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.6.9. Wylewki żelbetowe

Wylewki żelbetowe w stropie wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.6.10. Strop gęstożebrowy z belek strunobetonowych

Zaprojektowano strop gęstożebrowy na belkach sprężonych strunobetonowych. Rozstaw belek stropowych $a = 59$ cm. Wysokość stropu $h = 20$ cm + 4 cm nadbeton. Belki w układzie podwójnym opierają się na ścianach. Głębokość oparcia belek na ścianie przyjęto 7 cm.

1.6.11. Konstrukcja dachu

Konstrukcja dachu drewniana w układzie wiązarów płatwiowo-kleszczowym z drewna klasy C 24. Kąt nachylenia połaci dach $\alpha = 30^\circ$. Pokrycie dachu blachą ocynkowaną na rąbek stojący.

2 Obliczenia statyczne

2.1 Założenia projektowe

Opinia geotechniczna opracowana przez Pracownia Geologiczna **BAUGEO** projektowanie i usługi Dariusz Mazur nr upr. geol.: V-1637, VII-1466, ul. Św. Brata Alberta 6, 80-298 Gdańsk

Podstawa opracowania

Projekt branży architektonicznej i instalacyjnej

Strefy klimatyczne i obciążenia

Strefa obciążenia śniegiem III - $S_k = 1,28 \text{ kN/m}^2$

Strefa obciążenia wiatrem II - $q_k = 0,42 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie technologiczne - $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Ciężar świeżej masy betonowej - $g = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Założenia materiałowe

Klasa betonu - C20/25 dal klasy ekspozycji XC1

Klasa betonu - C25/30 dal klasy ekspozycji XC2

Klasa betonu - C30/37 dal klasy ekspozycji XC3, XC4, XF3, XA1

Klasa cegły wapienno-piaskowej - 20/15

Klasa stali zbrojeniowej - A-III N (BST500S)

Klasa stali zbrojeniowej pomocniczej - A-I (St3SX-b)

Drewno klasy - C 24

Posadowienie budynku

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 poz. 463) warunki gruntowo – wodne na badanym terenie określono jako **proste**.

Normy i normatywy

PN-80/B-0210/Az1 – obciążenie śniegiem

PN-B-0211 : 1977/Az1 – obciążenie wiatrem

PN-82/B-02001 – obciążenie stałe

PN-82/B-02003 – obciążenie zmienne

PN-88/B-02014 – obciążenie gruntem

PN-B-03264 : 20002 – konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone

PN-90/B-03200 – konstrukcje stalowe

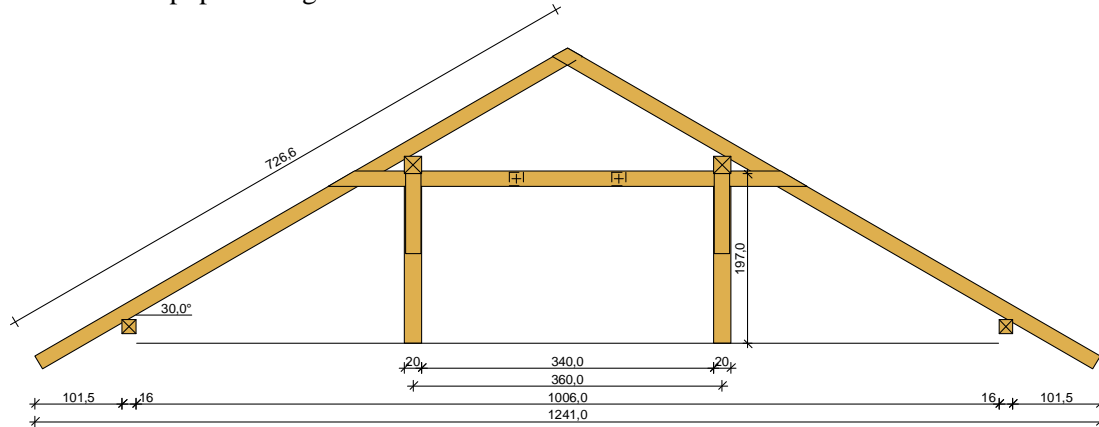
PN-B-3002 :2007 – konstrukcje murowe

2.2 poz. 1.0 Konstrukcja dachu

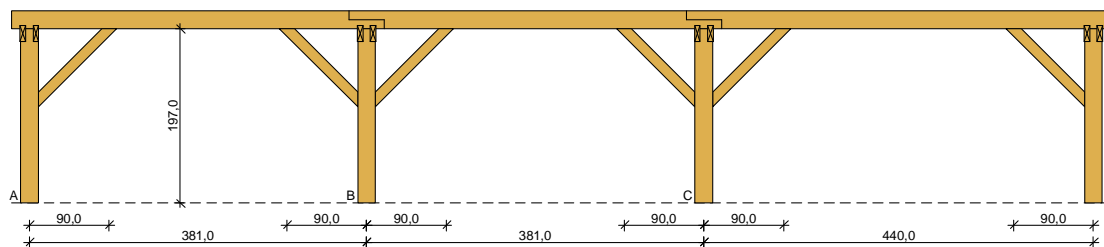
Konstrukcja dachu drewniana w układzie wiązarów płatwiowo-kleszczowym z drewna klasy C 24

Kąt nachylenia połaci dach $\alpha = 30^\circ$. Pokrycie dachu blachą ocynkowaną na rąbek stojący. Rozstaw krokwi $a = 90$ cm, max śr. 1,03 m

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozpiętość wiaźara $l = 12,41$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 10,06$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 3,60$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,03$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia złożona z trzech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 3,81$ m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,81$ m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 4,40$ m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 1,97$ m

Rozstaw podparć poziomych murłat $l_{mo} = 2,00$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,80$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 11,5/17,5cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 20/20 cm z drewna C24

- słup 20/20 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 6,3/17,5 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8,5 cm, przewiązkami co 121 cm z drewna C24

- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (p):

$$g_k = 1,740 \text{ kN/m}^2, \quad g_o = 2,088 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, A=300 m n.p.m., nachylenie połaci 25,0 st.):

$$\text{- na połaci lewej} \quad s_{kl} = 1,280 \text{ kN/m}^2, \quad s_{ol} = 1,920 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci prawej} \quad s_{kp} = 0,960 \text{ kN/m}^2, \quad s_{op} = 1,440 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku z = 10,0 m):

$$\text{- na połaci nawietrznej} \quad p_{kl I} = -0,510 \text{ kN/m}^2, \quad p_{ol I} = -0,765 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci nawietrznej} \quad p_{kl II} = 0,132 \text{ kN/m}^2, \quad p_{ol II} = 0,198 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na stronie zawietrznej} \quad p_{kp} = -0,302 \text{ kN/m}^2, \quad p_{op} = -0,454 \text{ kN/m}^2$$

- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2, \quad g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0 \text{ kN}, \quad F_o = 1,2 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:

w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie

w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Krokiew 11,5/17,5 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 75,7 < 150$$

$$\lambda_z = 115,1 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 3,70 \text{ kNm}, \quad N = 11,16 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,30 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,509, \quad k_{c,z} = 0,239$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,681 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,809 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$$M_y = -4,01 \text{ kNm}, \quad N = 6,67 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,96 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,901 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K22** stałe-min (podatność)+wiatr-wariant II (podatność)

$$u_{fin} = 12,39 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 5901 / 200 = 29,50 \text{ mm} \quad (42,0\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K22** stałe-min (podatność)+wiatr-wariant II (podatność)

$$u_{fin} = 6,60 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 1264 / 200 = 12,64 \text{ mm} \quad (52,2\%)$$

Platew 20/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 17,8 < 150$$

$$\lambda_z = 17,8 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,94 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,29 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek C - D)

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

$$N = -28,30 \text{ kN}$$

$$M_y = -8,87 \text{ kNm},$$

$$M_z = 0,62 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa},$$

$$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa},$$

$$f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,65 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,739 < 1$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,572 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek C - D)

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

$$u_{fin} = 6,97 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 13,00 \text{ mm} \quad (53,6\%)$$

Słup 20/20 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 48,0 < 150$$

$$\lambda_z = 34,1 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup D)

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

$$M_y = 13,11 \text{ kNm},$$

$$N = 32,26 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa},$$

$$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,83 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,871, \quad k_{c,z} = 0,977$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,983 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,973 < 1$$

Kleszcze 2x 6,3/17,5 cm o prześwicie gałęzi 8,5 cm, z przewiązkami co 121 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 71,3 < 150$$

$$\lambda_z = 140,2 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 1,21 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,093 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 2,05 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 3600 / 200 = 18,00 \text{ mm} \quad (11,4\%)$$

Murlata 16/16 cm**Część murlaty leżąca na ścianie**

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 12,66 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 2,74 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 1,17 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,103 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 12,66 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 2,74 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90·śnieg

$$M_y = 3,90 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,23 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,71 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,402 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,293 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 1,35 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 800 / 200 = 8,00 \text{ mm} \quad (16,9\%)$$

2.2.1 poz. 1.7 Połączenia

W celu usztywnienia połączeń przyjęto wzmocnienie za pomocą łączników do drewna:

- Połączenie słupów z płatwią oraz p[odwaliną należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika do drewna - KP 2 Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.
- Połączenie mieczy ze słupami należy wykonać na zacios pełny oraz śruby stalowe ocynkowane M12 kl 4.8. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.
- Połączenie w kalenicy należy wykonać na zwidłowanie oraz 4 śruby stalową ocynkowaną M12 kl. 4.8. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.
- Połączenie kleszczy z krokwią należy wykonać na jaskółczy ogon oraz śrubę stalową ocynkowaną M12 kl. 4.8. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.
- Połączenie krokwi z płatwią i murlatą należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika do drewna - ŁK 3. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.
- Połączenie krokwi w kalenicy należy wzmocnić na zwidłowanie oraz 4 śruby stalową ocynkowaną M12 kl. 4.8.

Ilość otworów i ich średnice oraz schematy poszczególnych typów łącznika określone są w „Katalogu łączników do drewna”

Złącza należy zamontować obustronnie do konstrukcji

2.3 poz. 2.0 Strop nad parterem

Zaprojektowano strop gęsto żebrowy na belkach sprężonych strunobetowych. Rozstaw belek stropowych $a = 60 \text{ cm}$. Wysokość stropu $h = 20 \text{ cm} + 4 \text{ cm}$ nadbeton. Belki opierają się ścianach. Betonu C20/25, stal A-IIIIN (BST500S).

2.3.1 poz. 2.1 Belki stropowe L = 7,50 m**zestawienie oddziaływań kN/m² - obc. stale**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wetna mineralna w płytach twardych grub. 30 cm [2,0kN/m ³ ·0,30m]	0,60	1,30	0,78
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	0,38
	Σ:	0,89	1,30	1,16

zestawienie oddziaływań zmienne kN/m²

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	0,70
	Σ:	0,50	1,40	0,70

zestawienie oddziaływań kN/m² – ciężar stropu

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Ciężar stropu	2,96	1,10	3,26
	Σ:	2,26	1,10	3,26

$$M_{sd} = (1,35 \times (0,89 + 2,96) + 1,5 \times 0,50) \times 7,90^2 / 8 \times 0,59 = 27,37 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = (1,35 \times (0,89 + 2,96) + 1,5 \times 0,50) \times 7,90 / 2 \times 0,59 \times (1 - (5 \times 0,24) / (3 \times 7,90)) = 13,16 \text{ kN}$$

Przyjęto belki stropowe RS 138 : $M_{Rd} = 28,97 \text{ kNm} > 27,37 \text{ kNm}$

Pustaki RP20 + 4 cm nadbeton $V_{Rd} = 19,38 \text{ kN} > 13,16 \text{ kN}$

2.3.2 poz. 2.2 Belki stropowe L = 4,40 m

$$M_{sd} = (1,35 \times (0,89 + 2,96) + 1,5 \times 0,50) \times 4,62^2 / 8 \times 0,59 = 9,36 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = (1,35 \times (0,89 + 2,96) + 1,5 \times 0,50) \times 4,62 / 2 \times 0,59 \times (1 - (5 \times 0,24) / (3 \times 4,62)) = 7,40 \text{ kN}$$

Przyjęto belki stropowe RS 136 : $M_{Rd} = 20,72 \text{ kNm} > 9,36 \text{ kNm}$

Pustaki RP20 + 4 cm nadbeton $V_{Rd} = 15,81 \text{ kN} > 7,40 \text{ kN}$

2.3.3 poz. 2.3 Żebro pod słupki konstrukcji dachu L = 7,50 m**zestawienie oddziaływań kN**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 1.0 [49,65kN·0,50]	24,83	1,20	29,79
	Σ:	24,83	1,20	29,79

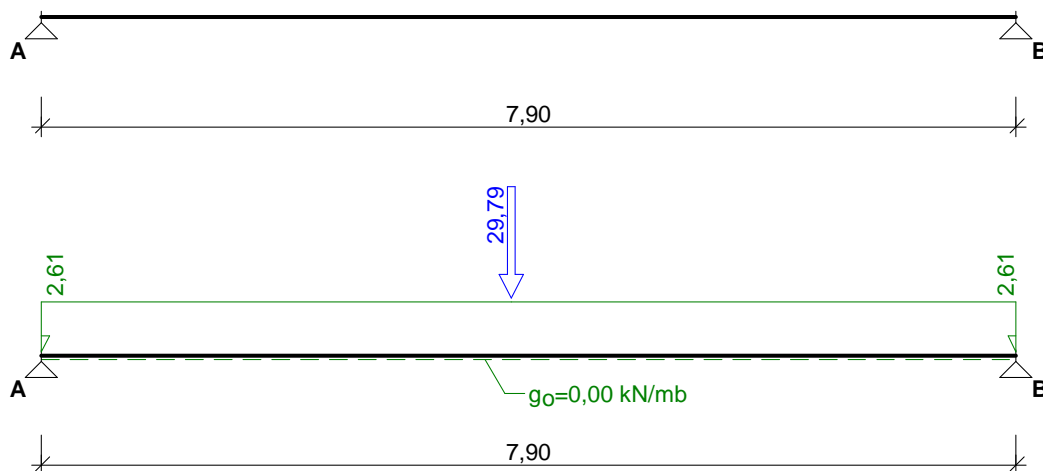
zestawienie oddziaływań stałe kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Wetna mineralna w płytach twardych grub. 30 cm, szer. 0,59 m [(2,0kN/m ³ ·0,30m)·0,59m]	0,35	1,30	0,45

2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm, szer. 0,59 m [(19,0kN/m ³ ·0,015m)·0,59m]	0,17	1,30	0,22
	Σ:	0,52	1,30	0,68

zestawienie oddziaływań kN/m² – ciężar stropu

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ _f	Obc. obl. kN/m
1.	Ciężar stropu [2,96kN/m ² ·0,59m]	1,75	1,10	1,93
	Σ:	1,75	1,10	1,93

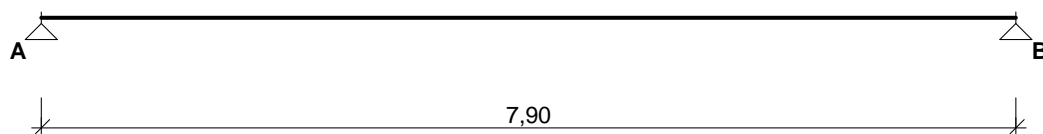
SCHEMAT BELKI

Tablica wyników obliczeń statycznych:

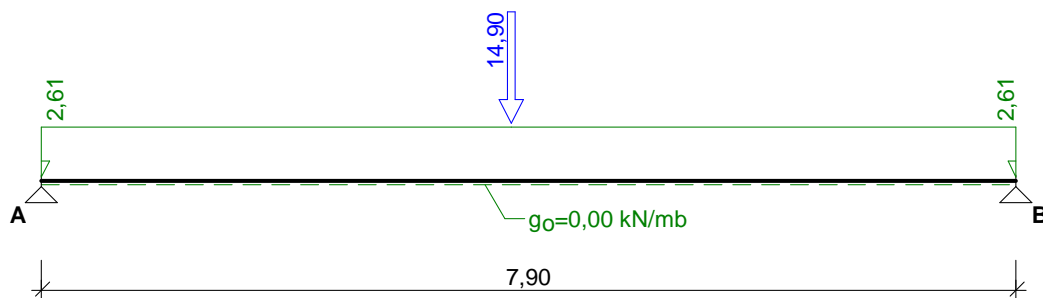
L.p.	z [m]	M _i [kNm]	M _p [kNm]	V _i [kN]	V _p [kN]	f _k [mm]
Przęsło A - B (l₀ = 7,90 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	25,73	--
1.	3,81	79,10	79,10	15,79	-14,00	185532,96
2.	3,92	77,56	77,56	-14,28	-14,28	185720,30
B.	7,90	0,00	--	-24,68	--	--
Reakcje podporowe: R _A = 25,73 kN , R _B = 24,68 kN						

Przyjęto belki stropowe RS 138 : M_{Rd} = 3x28,97 kNm > 79,10 kNmPustaki RP20 + 4 cm nadbeton V_{Rd} = 3x19,38 kN > 25,73 kN**Belki sąsiednie – 25% obc. z poz. 1.0****zestawienie oddziaływań kN**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ _f	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 1.0 [49,65kN·0,25]	12,41	1,20	14,90
	Σ:	12,41	1,20	14,90

SCHEMAT BELKIPrzypadek **P1: Przypadek 1** (γ_f = 1,15)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B ($l_0 = 7,90$ m)						
A.	0,00	--	0,00	--	18,02	--
1.	3,81	49,73	49,73	8,08	-6,82	120820,01
2.	3,92	48,97	48,97	-7,10	-7,10	120953,85
B.	7,90	0,00	--	-17,50	--	--

Reakcje podporowe: $R_A = \mathbf{18,02\ kN}$, $R_B = 17,50\ kN$

Przyjęto belki stropowe RS 138 : $M_{Rd} = 2 \times 28,97\ kNm > 49,73\ kNm$

Pustaki RP20 + 4 cm nadbeton $V_{Rd} = 2 \times 19,38\ kN > 18,02\ kN$

2.3.4 poz. 2.4 Wylewka żelbetowa w stropie

Wylewki żelbetowe w stropie szer. 25 cm wylane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

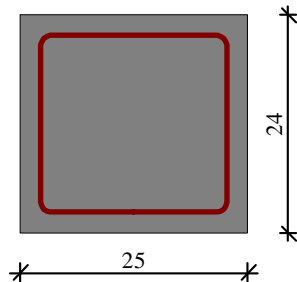
zestawienie oddziaływań kN/m^2 - obc. stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m^2	γ_f	Obc. obl. kN/m^2
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 30 cm [2,0kN/m ³ ·0,30m]	0,60	1,30	0,78
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	0,38
	Σ:	0,89	1,30	1,16

Lp	Opis obciążenia	Obc. char.	γ_f	Obc. obl.	Zasięg [m]
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,24m·25,0kN/m ³]	1,50	1,10	1,65	cała belka
	Σ:	1,50	1,13	1,65	

$$q = 1,16kN/m^2 \times 0,25m = 0,29kN/m$$

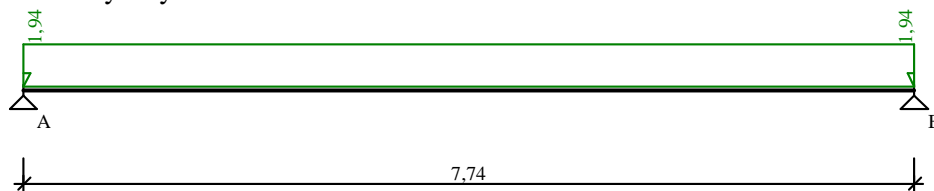
GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny
Szerokość przekroju $b_w = 25,0\ cm$
Wysokość przekroju $h = 24,0\ cm$

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,67$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

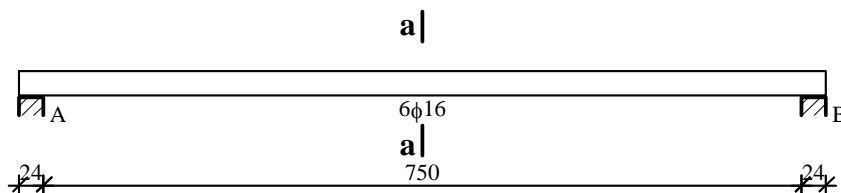
Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$ → 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****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 14,50 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 1,77 \text{ cm}^2$. Przyjęto **6φ16** o $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ($\rho = 2,34\%$)
(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)**Warunek nośności na zginanie:** $M_{sd} = 14,50 \text{ kNm} < M_{Rd} = 53,05 \text{ kNm}$ (27,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)6,86 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła**Warunek nośności na ścinanie:** $V_{sd} = (-)6,86 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,20 \text{ kN}$ (17,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 12,88 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 12,88 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,032 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (10,6%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 29,23 \text{ mm} < a_{lim} = 7740/250 = 30,96 \text{ mm}$ (94,4%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 6,45 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

2.3.5 poz. 2.4.1 Wylewka żelbetowa w stropie

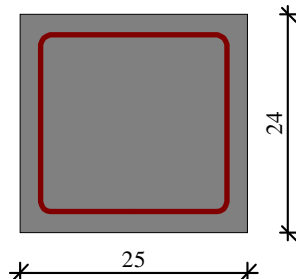
Wylewki żelbetowe w stropie szer. 25 cm wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

zestawienie oddziaływań kN/m^2 - obc. stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m^2	γ_f	Obc. obl. kN/m^2
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 30 cm [2,0kN/m ³ ·0,30m]	0,60	1,30	0,78
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	0,38
	Σ :	0,89	1,30	1,16

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,24m·25,0kN/m ³]	1,50	1,10	1,65	cała belka
	Σ :	1,50	1,13	1,65	

$$q = 1,16 \text{ kN/m}^2 \times 0,25 \text{ m} = 0,29 \text{ kN/m}$$

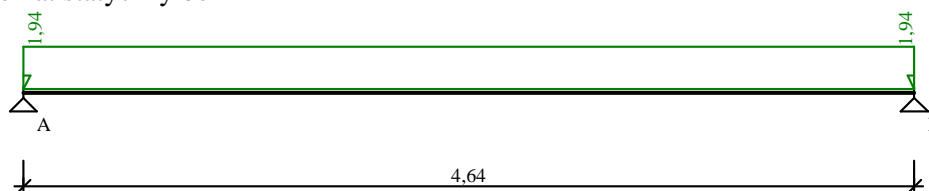
GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

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

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,67$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-III N (**BS500S**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}, f_{yd} = 210 \text{ MPa}, f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-III N (BS500S)

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

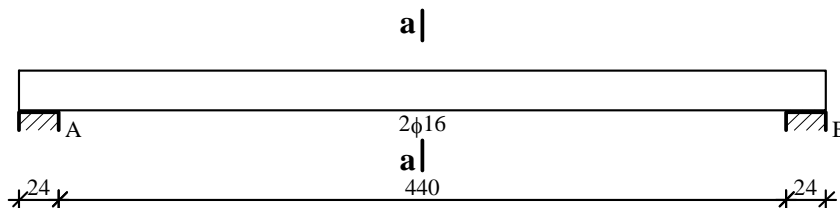
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 5,21 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,67 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ16** o $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,78\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 5,21 \text{ kNm} < M_{Rd} = 30,51 \text{ kNm}$ (17,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)3,86 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)3,86 \text{ kN} < V_{Rd1} = 38,00 \text{ kN}$ (10,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 4,63 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 4,63 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,99 \text{ mm} < a_{lim} = 4640/200 = 23,20 \text{ mm}$ (17,2%)

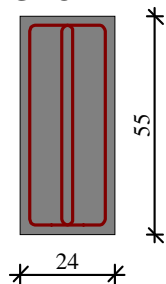
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 3,78 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

2.3.6 poz. 2.5 Podciąg P-1 L[1]= 4,94 m

Podciąg wewnętrzne żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BS500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

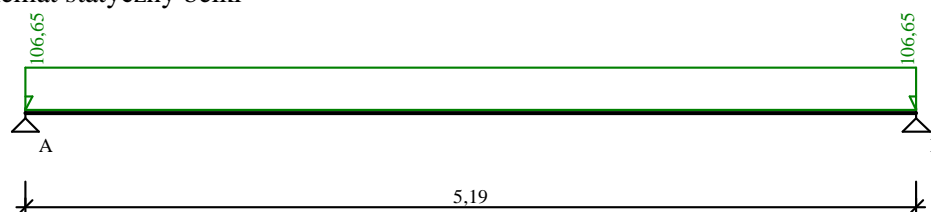
Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0$ cmWysokość przekroju $h = 55,0$ cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Ob. z poz. 1.0 [9,14kN/0,9m]	10,16	1,20	12,19	cała belka
2.	Obc. z poz. 1.0 [53,57kN/1,12m]	47,83	1,20	57,40	cała belka
3.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.0,52 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·0,52m]	2,37	1,10	2,61	cała belka
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.0,52 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·0,52m]	0,30	1,30	0,39	cała belka
5.	Obc. z poz. 2.1 i 2.2 - obc. stałe [0,89kN/m ² x(7,50m+4,40m)*0,5]	5,30	1,30	6,89	cała belka
6.	Obc. z poz. 2.1 i 2.2 - zmienne [0,5kN/m ² x(7,50+4,40)*0,5]	2,98	1,40	4,17	cała belka
7.	Ciężar stropu [2,96kN/m ² x(7,50+4,40)*0,5] [17,610kN/m]	17,61	1,10	19,37	cała belka
8.	Ciężar własny belki [0,24m·0,55m· 25,0kN/m ³]	3,30	1,10	3,63	cała belka
	Σ :	89,85	1,19	106,65	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mmWilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,97$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów górnych $\phi_g = 16$ mmŚrednica prętów dolnych $\phi_d = 20$ mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (**BS500S**)

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

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

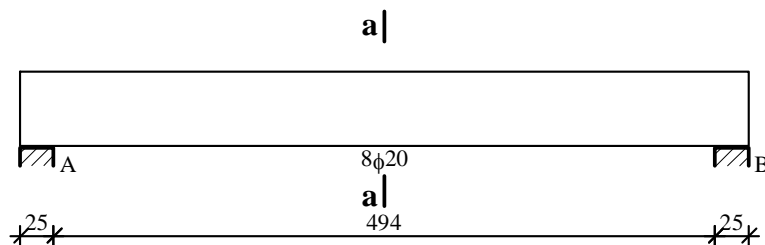
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 359,09 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górną **3φ16** o $A_{s2} = 6,03 \text{ cm}^2$

Przyjęto indywidualnie dolną **8φ20** o $A_{s1} = 25,13 \text{ cm}^2$ ($\rho = 2,11\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 359,09 \text{ kNm} < M_{Rd} = 413,20 \text{ kNm}$ (86,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 210,42 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **φ8 co 150 mm** na odcinku 180,0 cm przy podporach oraz co 370 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 210,42 \text{ kN} < V_{Rd3} = 251,82 \text{ kN}$ (83,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 302,53 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 302,53 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,174 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (58,1%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 19,24 \text{ mm} < a_{lim} = 5190/200 = 25,95 \text{ mm}$ (74,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 221,92 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,296 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (98,6%)

2.3.7 poz. 3.0 Nadproża L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30

cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N” , w ścianach obciążonych stropem																
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszony przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]											
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249
1	N/120	119	19	2,64		X	X									
2	N/150	149	19	2,64				X	X							
3	N/180	179	19	2,64						X	X					
4	N/210	209	19	4,41								X	X			
5	N/240	239	19	5,32										X		
6	N/270	269	19	8,05											X	X

2.3.8 poz. 4.0 Wieńce żelbetowe

Na obrzeżach stropów, na ścianach konstrukcyjnych i ścianach równoległych do belek należy wykonać w poziomie stropu wieńce żelbetowe o wysokości nie mniejszej niż wysokość konstrukcyjna stropu i szerokości co najmniej 100 mm. Zbrojenie wieńców powinno składać się co najmniej z trzech prętów, zaleca się stosowanie czterech prętów o średnicy 12 mm ze stali klasy A-IIIIN (BST500S). Strzemiona o średnicy 6 mm powinny być rozmieszczone co 250 mm. Zbrojenie wieńców należy wykonać tak, aby górne podłużne pręty wieńca znajdowały się około 30 mm poniżej górnej powierzchni stropu. Umożliwi to ułożenie zbrojenia podporowego i właściwe jego otulenie betonem. Wieńce należy betonować równocześnie z betonowaniem stropu, zwracając szczególną uwagę na staranne wypełnienie mieszką betonową wszystkich przestrzeni, w tym – w przypadku wieńców opuszczonych – przestrzeni pod belkami stropowymi opuszczonych.

Zaprojektowano wieńce żelbetowe wylewaną na mokro z betonu C30/37, zbrojone prętami 4 ϕ 12 ze stali A-IIIIN (BST500S). Strzemiona ϕ 6 ze stali A-I St co 250 mm. Klasa ekspozycji XC4, XF1.

W-1 - 24/44 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-1.1 - 24/24 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-2 - 24/30 - wieńce na ścianach obciążonych stropem jednostronnie, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-3 - 24/30 - wieńce na ścianach obciążonych stropem dwustronnie, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

2.3.9 poz. 5.0 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm ponad poziom projektowanego terenu zaprojektowano jako murowane z bloczków betonowych C20/25 gr. 24 cm.. Ściany Należy zakończyć wieńcem żelbetowym W-1.1 24 x 24cm. Beton C30/37(klasa ekspozycji XC4, XF1, XA1), stal A-IIIIN (BSTS).

2.3.10 poz. 6.0 Ławy i stopy fundamentowe

2.3.10.1 Charakterystyka warunków gruntowo-wodnych.

Warunki geologiczne.

Opiniowany teren stanowi fragment wysoczyzny morenowej, który pod względem podziału fizyczno-geograficznego Polski (wg J. Kondrackiego, 1998), położony jest w obrębie mezoregionu Pojezierze Kaszubskie (314.51), należącym do akroregionu Pojezierze Wschodniopomorskie (314.5). Obecnie teren działki przeznaczonej pod inwestycję pełni funkcję terenu rekreacyjnego, w obrębie którego znajdują się wiaty, miejsce na ognisko, place zabaw i zadaszenia. Teren jest ogrodzony. Rzeźba terenu została ukształtowana generalnie w wyniku zlodowaceń północnopolskich w formie akumulacji wodnolodowcowej i lodowcowej. Powierzchnia terenu w obrębie wykonanych badań jest delikatnie nachylona w kierunku zachodnim. Rzędne terenu w rejonie wykonanych otworów wynoszą od około 117,5 m n.p.m. w zachodniej części działki do około 118,0 m n.p.m. we wschodniej części działki.

W podłożu występuje gleba o miąższości ok. 0,3 - 0,4 m. Są to młode utwory czwartorzędowe, epoki holocenijskiej. Poniżej gleby zalegają osady wodnolodowcowe wykształcone w postaci piasków drobnoziarnistych oraz średnioziarnistych, wyścielone na osadach lodowcowych w postaci pyłów piaszczystych z przewarstwieniami piasków pylastych. Są to polodowcowe utwory okresu czwartorzędowego, epoki plejstocenijskiej. W trakcie wiercenia do głębokości 4,0 m tj. do rzędnej 113,5 m n.p.m. wody gruntowej nie stwierdzono.

Charakterystyka geotechniczna podłoża

W podłożu opiniowanego terenu poniżej gleby występują grunty rodzime różniące się genezą, litologią i parametrami geotechnicznymi. W związku z tym podzielono je na odrębne warstwy, zaliczając do każdej z nich grunty o zbliżonych wartościach parametrów geotechnicznych. Wartości wyprowadzone parametrów

geotechnicznych wydzielonych warstw ustalono na podstawie badań makroskopowych, zależności korelacyjnych i innych badań regionalnych, zgodnie z normą Eurokod 7. PN-EN 1997-1: Projektowanie geotechniczne.

Wartości wyprowadzone parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw podano w tabeli stanowiącej załącznik nr 3.

Wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

Warstwa geotechniczna I

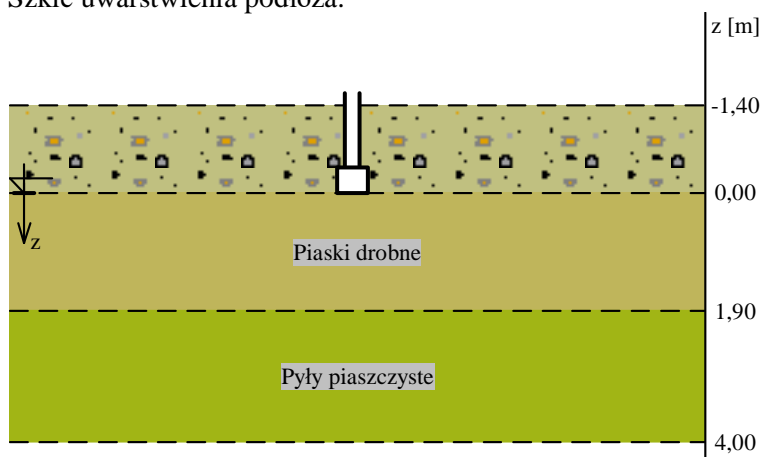
- to pyły piaszczyste i piaski pylaste, występujące w stanie twardoplastycznym. Wyprowadzoną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości $I_L^{(sr)} = 0,20$

Warstwa geotechniczna II

- to piaski drobne, występujące w stanie średnio-zagęszczonym. Wyprowadzoną wartość stopnia zagęszczenia ustalono w wysokości $I_D^{(sr)} = 0,45$.

OPIS PODŁOŻA

- Skic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawo dnion a	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	1,90	nie	1,65	0,90	1,10	27,15	0,00	56357	70446
2	Pyły piaszczyste	2,10	nie	2,10	0,90	1,10	19,38	35,40	45733	50809

2.3.10.2 poz. 6.1 Ława fundamnetowa F-1

Ławy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 1,40 m p.p.t. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na rzędnej 116.60 m n.p.m.. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.0 [12,190kN/m]	12,19
2.	Ciężar ściany fundamentowej [0,24m*1,00m*24kN/m ³] [5,760kN/m]	6,34
3.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.3,60 m [19,000kN/m ³ *0,24m*3,60m]	18,06
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer.3,60 m [19,0kN/m ³ *0,03m*3,60m]	2,66
	Σ:	39,25

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,50 m H = 0,40 m

B_s = 0,24 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,40 m D_{min} = 1,40 m

Brak wody gruntowej w zasypce

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	39,25	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mmWspółczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**BS500S**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mmMaksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 15,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mmNominalna 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 tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$ **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 $Q_{fN} = 186,4$ kN/mb $N_r = 51,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 186,4$ kN/mb = 151,0 kN/mb (33,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 24,2$ kN/mb $T_r = 0,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 24,2$ kN/mb = 17,4 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 12,11$

kNm/mb

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 12,1 \text{ kNm/mb} = 8,7 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,06 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,06 \text{ cm}$

$$s = 0,06 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (0,9\%)$$

2.3.10.3 poz. 6.2 Ława fundamentowa F-2

Ławy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 1,40 m p.p.t. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na rzędnej 116.60 m n.p.m.. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

Lp	Opis obciążenia	Obc. obl. kN/m
1.	Ciężar ściany fundamentowej [0,24m*1,0m*24kN/m ³]	6,34
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 5,95 m [19,000kN/m ³ *0,24m*5,95m]	29,84
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 5,95 m [19,0kN/m ³ *0,03m*5,95m]	4,41
4.	Obc. z poz. 2.1 [(1,16kN/m ² +0,70kN/m ² +3,26kN/m ²)*7,50m*0,5]	24,38
	Σ:	64,97

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

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

$$B_s = 0,24 \text{ m} \quad e_B = 0,00 \text{ m}$$

Posadowienie fundamentu:

$$D = 1,40 \text{ m} \quad D_{\min} = 1,40 \text{ m}$$

Brak wody gruntowej w zasypce

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	64,97	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

$$\text{Ciężar objętościowy: } 20,0 \text{ kN/m}^3$$

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

Parametry betonu:

$$\text{Klasa betonu: C25/30 (B30)} \rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}, E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$$

$$\text{Ciężar objętościowy } \rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

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

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

Zbrojenie:

$$\text{Klasa stali: A-IIIN (BST500S)} \rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$$

$$\text{Średnica prętów wzdłuż boku B } \phi_B = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Maksymalny rozstaw prętów } \phi_L = 15,0 \text{ cm}$$

Otulenie:

$$\text{Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu } c_{nom} = 50 \text{ mm}$$

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda = 0,00$)

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

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 $Q_{fN} = 227,9 \text{ kN/mb}$

$$N_r = 80,2 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 227,9 \text{ kN/mb} = 184,6 \text{ kN/mb} \quad (43,5\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 38,4 \text{ kN/mb}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 38,4 \text{ kN/mb} = 27,7 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 23,05 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 23,1 \text{ kNm/mb} = 16,6 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,12 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,12 \text{ cm}$

$$s = 0,12 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (1,7\%)$$

2.3.10.4 poz. 6.3 Ława fundamnetowa F-3

Ławy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 1,40 m p.p.t. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na rzędnej 116.60 m n.p.m.. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. obl. kN/m
1.	Ciężar ściany fundamentowej [0,24m*1,0m*24kN/m3]	6,34
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.5,95 m [19,000kN/m3*0,24m*5,95m]	29,84
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer.5,95 m [19,0kN/m3*0,03m*5,95m]	4,41
4.	Obc. z poz. 2.2 [(1,16kN/m2+0,70kN/m2+3,26kN/m2)*4,40m*0,5]	14,30
	Σ:	54,89

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

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

$B_s = 0,24 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,40 \text{ m}$ $D_{min} = 1,40 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	54,89	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

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

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

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

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**BST500S**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

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

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 15,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ 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 tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

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

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 $Q_{FN} = 227,9$ kN/mb

$N_r = 70,1$ kN/mb < $m \cdot Q_{FN} = 0,81 \cdot 227,9$ kN/mb = 184,6 kN/mb (38,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 33,4$ kN/mb

$T_r = 0,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{FT} = 0,72 \cdot 33,4$ kN/mb = 24,0 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 20,03$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 20,0$ kNm/mb = 14,4 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,09$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,09$ cm

$s = 0,09$ cm < $s_{dop} = 7,00$ cm (1,3%)

2.3.10.5 poz. 6.4 Ława fundamnetowa F-4

Ławy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 1,40 m p.p.t. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na rzędnej 116.60 m n.p.m.. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. obl. kN/m
1.	Ciężar ściany fundamentowej [0,24m*1,0m*24kN/m3]	6,34
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.3,60 m [19,000kN/m3·0,24m·3,60m]	18,06
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer.3,60 m [19,0kN/m3·0,03m·3,60m]	2,66
4.	Obc. z poz. 2.1 i 2.2 [(1,16kN/m2+0,70kN/m2+3,26kN/m2)*(7,50m+4,40m)*0,5] [30,460kN/m]	38,68
	Σ:	65,75

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,70 m H = 0,40 m

B_s = 0,24 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,40 m D_{min} = 1,40 m

Brak wody gruntowej w zasypce

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	65,75	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: γ_{f,min} = 0,90; γ_{f,max} = 1,20

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** → f_{cd} = 16,67 MPa, f_{ctd} = 1,20 MPa, E_{cm} = 31,0 GPa

Ciężar objętościowy ρ = 25,0 kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa d_g = 16 mm

Współczynniki obciążenia: γ_{f,min} = 0,90; γ_{f,max} = 1,10

Zbrojenie:

Klasa stali: **A-IIIN (BST500S)** → f_{yk} = 500 MPa, f_{yd} = 420 MPa, f_{tk} = 550 MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B ϕ_B = 12 mm

Maksymalny rozstaw prętów ϕ_L = 15,0 cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu c_{nom} = 50 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 tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

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

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 $Q_{fN} = 270,7 \text{ kN/mb}$

$$N_r = 84,5 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 270,7 \text{ kN/mb} = 219,3 \text{ kN/mb} \quad (38,5\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 40,2 \text{ kN/mb}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 40,2 \text{ kN/mb} = 28,9 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 28,12 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 28,1 \text{ kNm/mb} = 20,2 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,12 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,12 \text{ cm}$

$$s = 0,12 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (1,7\%)$$