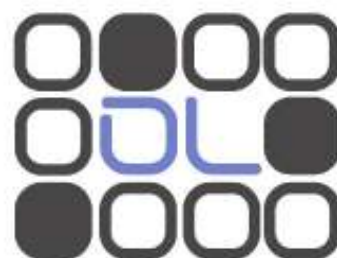


PROJEKT BUDOWLANY

BRANŻA KONSTRUKCYJNA



nazwa inwestycji:

**PRZEBUDOWA, ROZBUDOWA
I NADBUDOWA BUDYNKU
OCHOTNICZEJ STRAŻY POŻARNEJ**

miejsce realizacji inwestycji:

**dz. nr 39/1, obr. Szewce
gmina Sitkówka-Nowiny**

inwestor:

**GMINA SITKÓWKA NOWINY
ul. Białe Zagłębie 25, 26-052 Nowiny**

.....
projektant

.....
sprawdzający

.....
autor opracowania

Rusocice, wrzesień 2016 r.

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ:

- Opis techniczny
- Rysunki (schematy statyczne)
 - K-01 Fundamenty - plan deskowania
 - K-02 Strop nad parterem - plan deskowania
 - K-03 Wieżba dachowa
- Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

OPIS DO PROJEKTU KONSTRUKCJI

Projekt niniejszego obiektu budowlanego został sporządzony na podstawie zasad i wymagań dotyczących bezpieczeństwa, użyteczności i trwałości konstrukcji budowlanych zawartych w normach europejskich PN-EN, które posiadają status Polskich Norm nadany przez Polski Komitet Normalizacyjny (PKN).

Zgodnie z założeniami PN-EN:

- ustrój konstrukcyjny został dobrany, a projekt opracowany przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach i doświadczeniu
- do wykonania obiektu należy użyć materiałów i wyrobów o odpowiednich aprobatkach technicznych
- roboty budowlane powinny być wykonane przez osoby o odpowiednich umiejętnościach
- w trakcie wykonywania obiektu należy zapewnić odpowiedni nadzór i kontrolę jakości wykonania
- użytkowanie konstrukcji powinno być zgodne z założeniami projektu.

Ustrój konstrukcyjny został tak zaprojektowany, aby zapewnić przestrzenną sztywność budynku i bezawaryjnie przenieść wszystkie możliwe kombinacje działających na nią obciążeń (wg obowiązujących wytycznych w chwili sporządzenia niniejszej dokumentacji). Główne elementy nośne konstrukcji zostały przeanalizowane i zwymiarowane na podstawie modeli obliczeniowych, odzwierciedlających ich rzeczywisty schemat pracy w ustroju konstrukcyjnym. Wybrane sytuacje obliczeniowe zostały tak dobrane, aby uwzględnić praktycznie wszystkie warunki, które mogą wystąpić w trakcie wykonania i użytkowania konstrukcji.

Konstrukcja została zaprojektowana w taki sposób, aby w zamierzonym okresie użytkowania, z należyтым poziomem niezawodności i bez nadmiernych kosztów przejmowała wszystkie oddziaływania i wpływy, których pojawienia się można oczekiwać podczas wykonania i eksploatacji oraz aby pozostała przydatna do spełniania przewidzianych funkcji.

W celu zapewnienia odpowiedniej trwałości konstrukcji w projekcie uwzględniono:

- zamierzone lub przewidywane użytkowanie konstrukcji
- wymagane przez inwestora kryteria projektowe
- warunki środowiskowe
- skład i właściwości materiałów budowlanych
- właściwości podłoża gruntowego
- rodzaj oraz kształt ustroju i elementów konstrukcyjnych
- należytą jakość wykonania konstrukcji
- należyte utrzymanie obiektu w projektowanym okresie użytkowania.

Rodzaj budynku: **ochotnicza straż pożarna**

Rodzaj konstrukcji: **konstrukcja murowana z elementami żelbetowymi**

Projektowy okres użytkowania: **50 lat**

Projekt konstrukcji opracowany został na podstawie projektu architektonicznego oraz projektów branżowych według aktualnego stanu wiedzy i praktyki.

Normy powołane:

PN-90/B-03000	Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
PN-EN 1990:2004	Podstawy projektowania konstrukcji. (Eurokod)
PN-EN 1991-1-1:2004	Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. (Eurokod) Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
PN-EN 1991-1-3:2005	Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. (Eurokod) Obciążenie śniegiem.
PN-EN 1991-1-4:2005	Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. (Eurokod) Obciążenie wiatrem.
PN-88/B-02014	Obciążenia budowli. Obciążenie gruntem.
PN-90/B-03200	Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-01040	Rysunek konstrukcyjny budowlany. Zasady ogólne.
PN-EN 1993-1-8:2006	Projektowanie konstrukcji stalowych – część 1-8: Projektowanie węzłów.

OPIS KONSTRUKCJI OBIEKTU

Fundamenty

- warunki gruntowo – wodne

Roboty ziemne należy wykonywać starannie, tak aby nie dopuścić do naruszenia naturalnej struktury gruntu w podłożu. Wszelkie naruszone mechanicznie, przemarznęte bądź rozmoczone partie gruntu należy usunąć z podłoża i zastąpić zagęszczoną podsypką

żwirowo-piaskową, stabilizowaną cementem w ilości 75 kg cementu na 1 m³ podsypki lub chudym betonem.

Wykopy należy chronić przed dodatkowym nawilgoceniem. W przypadku gromadzenia się w wykopie wody, należy ją odprowadzić poza obręb wykopu.

W zależności od rodzaju warunków gruntowych oraz czynników konstrukcyjnych budynku określono kategorię geotechniczną obiektu. Stwierdza się, że posadowienie przebudowywanego, rozbudowywanego i nadbudowywanego budynku ochotniczej straży pożarnej na dz. nr 39/1 w m. Szewce, gmina Sitkówka-Nowiny, przy prostych warunkach gruntowych zalicza się do pierwszej kategorii geotechnicznej.

- konstrukcja fundamentów

Fundament projektuje się jako ławy fundamentowe LF-1.1, LF-1.2 i LF-1.3. Poziom posadowienia fundamentów -1,20 m ppt (na poziomie istniejących fundamentów).

Ławy fundamentowe - pod projektowanymi ścianami nośnymi zaprojektowano ławy żelbetowe LF-1.1, LF-1.2 i LF-1.3 o wysokości 40 cm i szerokości 70cm. Ławy układane na podkładzie z chudego betonu C8/10 (B10) grubości 10 cm. Ławy zbroić podłużnie 4#12 oraz strzemionami Φ6 co 20 cm.

Ława fundamentowa LF-1.2 została uformowana mimośrodowo - poprzez bezpośrenie umiejscowienie przy istniejących fundamentach (patrz rys. K-01).

Zachować bezwzględnie ciągłość zbrojenia w narożach ław.

Stopy fundamentowe - pod słupami żelbetowymi S-1.1 zaprojektowano stopy żelbetowe SF-1.1 o wysokości 40 cm i wymiarach w rzucie 120x120 cm. Stopy należy układać na podkładzie z chudego betonu C8/10 (B10) grubości 10 cm. Stopy zbroić krzyżowo (dwukierunkowo) #12 co 15cm.

Pod słupami żelbetowymi S-1.2 zaprojektowano stopy żelbetowe SF-1.2 o wysokości 40 cm i wymiarach w rzucie 80x80 cm. Stopy należy układać na podkładzie z chudego betonu C8/10 (B10) grubości 10 cm. Stopy zbroić krzyżowo (dwukierunkowo) #12 co 15cm.

Należy wypuścić startery z fundamentów do zbrojenia słupów i schodów.

Uwagi: Wymagana otulina zbrojenia fundamentów wynosi 5,0 cm.

W przypadku wystąpienia innych warunków geotechnicznych oraz innego poziomu posadowienia i rodzaju fundamentów istniejących niż założono w obliczeniach, należy powiadomić projektanta w celu przeprojektowania fundamentów.

Schody

Zaprojektowano nową klatkę schodową prowadzącą z parteru na poddasze. W tym celu został rozebrany strop istniejący w części zaznaczonej na rys. K-02.

Schody zaprojektowano monolityczne żelbetowe schody płytowe. Schody uformowano jako dwubiegowe proste, ze spocznikami.

Grubość płyty schodowej i spocznika ustalono na 15cm. Zbrojenie główne schodów zaprojektowano z prętów #16mm co 15cm ze stali klasy A-IIIN, gatunek RB 500W.

Zbrojenie rozdzielcze wykonać w postaci prętów $\Phi 6$ mm co 25cm ze stali klasy A-I, gatunek St3SX. Zbrojenie główne płyty schodowej i spoczników oprzeć na fundamentach, belkach i ścianach nośnych.

Zaprojektowano również nowe schody wewnętrzne na poddaszu, w celu pokonania różnicy poziomów między częścią istniejącą a nowoprojektowaną. Konstrukcja stalowa schodów, złożona z belek policzkowych.

Wieńce żelbetowe

W poziomie stropu nad parterem na obwodzie nowoprojektowanej części budynku należy wykonać wieńiec monolityczny żelbetowy W-1.1. Wymiary przekroju wieńca 25x55 cm (30cm powyżej płyty, 15cm grubości płyty i 10cm poniżej płyty).

Wieńiec W-1.1 zbrojony podłużnie 6#12 (2#12 górną, 2#12 środkiem, 2#12 dołem) oraz strzemionami $\phi 6$ co 20 cm. W wieńcu W-1.1 pod murlatami należy osadzić gwintowane trzpienie do mocowania murlat, wykonane z prętów $\emptyset 12$ w rozstawie co ok. 2.0 m.

Wieńiec ścian wewnętrznych (w części nowoprojektowanej) W-1.2 zaprojektowano jako żelbetowy o wymiarach 40x25cm. Wieniec W-1.1 zbrojony podłużnie 4#12 oraz strzemionami $\phi 6$ co 20 cm

Należy bezwzględnie zapewnić ciągłość zbrojenia podłużnego wieńców, szczególnie w ich narożach.

Podciągi żelbetowe

Belka B-1.1 została zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 25x45 cm. Belkę należy zbroić podłużnie dołem 5#16 oraz górą 5#16. Strzemiona #8 rozłożone równomiernie wzdłuż belki w rozstawie osiowym co 15 cm.

Belka B-1.2 została zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 25x30 cm. Belkę należy zbroić podłużnie dołem 3#16 oraz górą 3#16. Strzemiona #8 rozłożone równomiernie wzdłuż belki w rozstawie osiowym co 15 cm.

Belka B-1.3 została zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 25x30 cm. Belkę należy zbroić podłużnie dołem 3#16 oraz górą 3#16. Strzemiona #8 rozłożone równomiernie wzdłuż belki w rozstawie osiowym co 15 cm. Belka B-1.3 stanowi oparcie dla schodów żelbetowych (górnego biegu).

Belka B-1.4 została zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 25x25 cm. Belkę należy zbroić podłużnie dołem 5#16 oraz górą 3#16. Strzemiona #8 rozłożone równomiernie wzdłuż belki w rozstawie osiowym co 15 cm. Belka B-1.4 stanowi oparcie dla schodów żelbetowych (dolnego górnego biegu - na spoczniku pośrednim).

Belka B-1.5 została zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 25x30 cm. Belkę należy zbroić podłużnie dołem 3#16 oraz górą 3#16. Strzemiona #8 rozłożone równomiernie wzdłuż belki w rozstawie osiowym co 25 cm.

Nadproża i słupy

Nadproża N-1.1 zostały zaprojektowane jako żelbetowe o wymiarach 25x100 cm. Nadproża należy zbroić podłużnie dołem 5#16 oraz górą 3#16. Strzemiona #8 rozłożone równomiernie wzdłuż nadproża w rozstawie osiowym co 20 cm. Na wysokości nadproża, po jej bokach, należy zastosować dodatkowo pręty po 3#12.

Nadproże N-1.2, N-1.3 i N-1.4 zostało zaprojektowane jako stalowe, z kształtowników gorącownicowanych.

Nadproża N-1.5, N-1.6, N-1.7, N-1.8 zostały zaprojektowane jako systemowe prefabrykowane.

Słupy S-1.1 zaprojektowano jako żelbetowe o przekroju 25x25cm. Słupy te należy zbroić podłużnie 8#16 i strzemionami dwuciętymi #8 co 20cm.

Słupy S-1.2 zaprojektowano jako żelbetowe o przekroju 25x25cm. Słupy te należy zbroić podłużnie 4#16 i strzemionami dwuciętymi #8 co 20cm.

Słupy S-1.3 zaprojektowano jako żelbetowe o przekroju 55x25cm. Słupy te należy zbroić podłużnie 6#16 i strzemionami czterociętymi #8 co 20cm.

Słup S-1.3' zaprojektowano jako żelbetowy o przekroju 53,5x25cm. Słup ten należy zbroić podłużnie 6#16 i strzemionami czterociętymi #8 co 20cm.

Słup S-1.4 zaprojektowano jako żelbetowy o przekroju 35x25cm. Słup ten należy zbroić podłużnie 4#16 i strzemionami dwuciętymi #8 co 20cm.

Słup S-1.5 zaprojektowano jako żelbetowy o przekroju 25x25cm. Słup ten należy zbroić podłużnie 4#16 i strzemionami dwuciętymi #8 co 20cm.

Słupy S-1.6 zaprojektowano jako żelbetowe o przekroju 40x25cm. Słupy te należy zbroić podłużnie 6#12 i strzemionami czterociętymi #8 co 20cm.

Strop nad parterem

Nad parterem - w części oznaczonej STR-1.1, STR-1.2 - zaprojektowano strop w postaci żelbetowej płyty grubości 15cm z betonu żwirowego klasy C20/25 (B25) opartej belkach i ścianach. Zbrojenie płyty stropowej zaprojektowano jako jednokierunkowe w postaci prętów #10mm co 15cm dołem, #10mm co 15cm górą przy podporach pośrednich oraz #10mm co 30cm ze stali klasy A-IIIIN, gatunek RB 500W. W miejscu oparcia schodów stalowych na poddaszu należy zagęścić zbrojenie poprzez dołożenie prętów #12 co 15cm.

W przypadku kolizji prętów zbrojeniowych z otworami, pręty w rejonie otworów należy rozsunać i dodatkowo zbroić przy narożach otworów prętami 4#10 co 5cm dołem i górą. Strop w części istniejącej (pełniący wcześniej funkcję stropodachu) pozostaje bez zmian, przy założeniu jego grubości 15cm i zbrojeniu dwukierunkowemu (krzyżowemu) w postaci prętów #12mm co 15cm dołem, #12mm co 15cm górą przy podporach pośrednich oraz #12mm co 30cm ze stali klasy A-IIIIN, gatunek RB 500W. Podczas budowy, w przypadku okazania się innych parametrów, należy bezwzględnie wrócić się do projektanta w celu wzmocnienia lub zaprojektowania nowego stropu.

Wieńce żelbetowe i słupy w ścianach kolankowych

Do wieńca stropu nad częścią istniejącą wkleić kotwy do zamocowania zbrojenia ścian kolankowych. W ścianach kolankowych wykonać słupy żelbetowe S-2.1 o przekroju 25x25cm w rozstawie ok. 1,90m (patrz rys.K-02). Zbrojenie podłużne słupów 4#16 oraz strzemionami #8 co 20cm.

Jako zwieńczenie ściany kolankowych należy wykonać wieniec W-2.1 o przekroju 25x25cm. Wieniec W-2.1 należy zbroić podłużnie 4#12 oraz strzemionami $\Phi 6$ mm co 20cm. W wieńcu W-2.1 pod murlatami należy osadzić gwintowane trzpienie do mocowania murlat, wykonane z prętów $\varnothing 12$ w rozstawie co ok. 2,0 m.

Więźba dachowa

Konstrukcja więźby dachu: wielospadowa, płatwiowo-kleszczowa i krokwiowo – jętkowa. Zaprojektowano elementy konstrukcji więźby z drewna iglastego klasy C27 z belek i desek o następujących przekrojach:

- | | |
|-----------------------------|------------------------------|
| - krokwie: 10x20cm | - krokwie: 8x20cm |
| - krokwie: 8x16cm | - krokiew narożna: 18x26cm |
| - krokiew koszowa: 16x22cm | - wymian: 10x20cm |
| - płatew pośrednia: 18x26cm | - płatew kalenicowa: 18x18cm |
| - kleszcze: 2x6x16cm | - jętka kalenicowa: 6x16cm |
| - słup: 16x16cm | - murlata: 16x16cm |

Należy zastosować przewiązki kleszczów w ilości 3 w wiązarach krokwiowo-jętkowych, oraz w ilości 4 w wiązarach płatwiowo-kleszczowych.

Wszystkie elementy przed wbudowaniem w konstrukcję należy nasycić środkami przeciwogniowymi i zabezpieczającymi przed korozją biologiczną – np. preparatem FOBOS M-4.

Uwagi dotyczące lokalizacji i posadowienia budynku:

W związku z lokalizacją, budynek zalicza się do następujących stref oddziaływań środowiskowych:

- ze względu na **głębokość przemarzania gruntu: 1.00 m p.p.t.** (wg PN-81/B03020)
- ze względu na **obciążenie śniegiem: 3 strefa** wg (PN-EN 1991-1-3:2005)
- ze względu na **obciążenie wiatrem: 1 strefa** wg (PN-EN-1991-1-4:2005)

.....
projektant

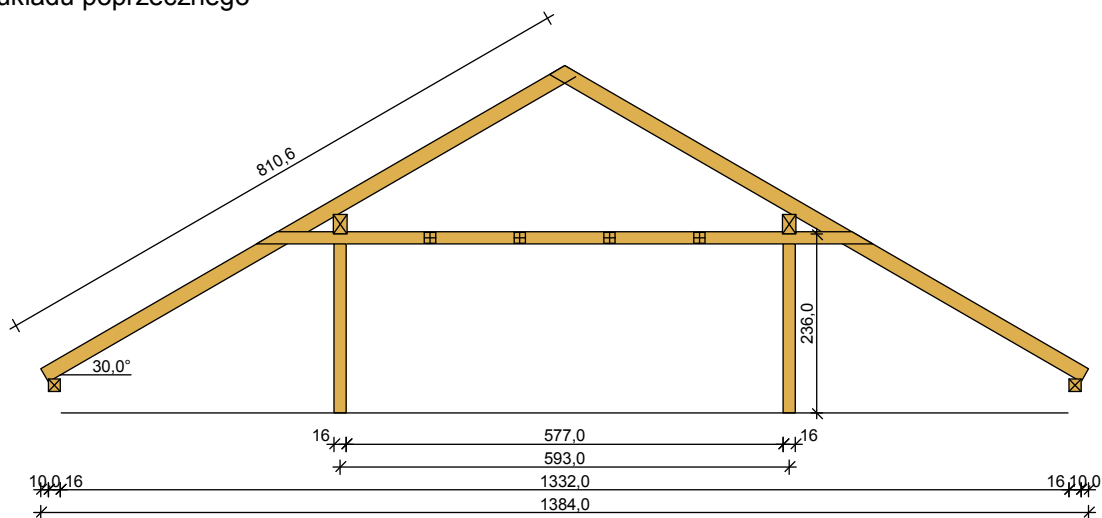
.....
sprawdzający

.....
autor opracowania

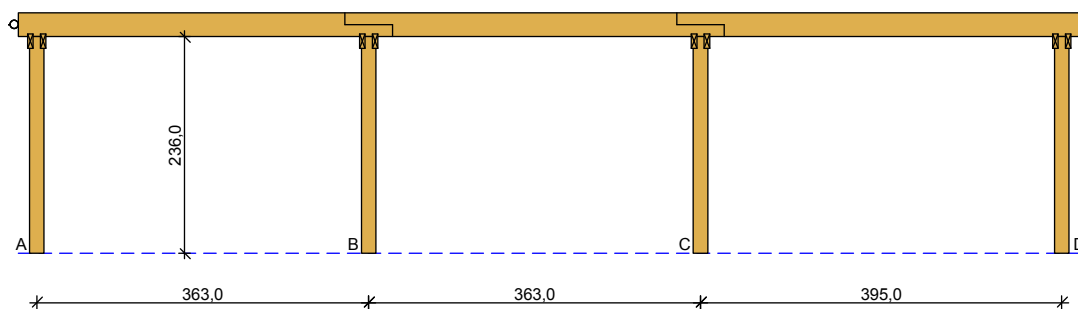
OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE

1. WIĘZBA DACHOWA (NAD CZĘŚCIĄ PROJEKTOWANĄ)

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatew pośredniej



Geometria ustroju:

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

Rozpiętość wężara $l = 13,84$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 13,32$ m

Rozstaw osiowy płatew $l_{gx} = 5,93$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia złożona z trzech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 3,63$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie
prawy koniec odcinka oparty na słupie
- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,63$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie
prawy koniec odcinka oparty na słupie
- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,95$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie
prawy koniec odcinka oparty na słupie

Płatew pośrednia dodatkowo podparta w poziomie

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,36$ m

Rozstaw podparć poziomych murlat $l_{mo} = 2,50$ m

Wysięg wspornika murlaty $l_{mw} = 1,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/20cm (zacios 3 cm) z drewna C27
- płatew 18/26 cm z drewna C27
- słup 16/16 cm z drewna C27
- kleszcze 2x 6/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 119 cm z drewna C27
- murlata 16/16 cm z drewna C27

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

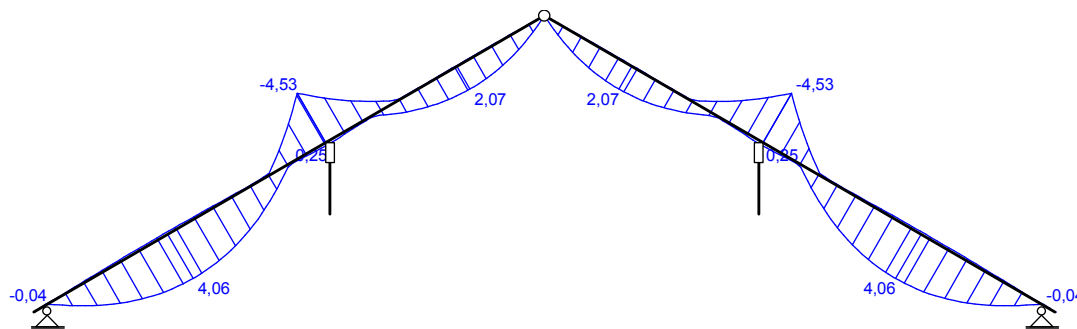
- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,360 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 3, A=300 m n.p.m., nachylenie połaci 30,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,440 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 2,160 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,960 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,440 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku z =18,1 m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,282 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol I} = -0,424 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,157 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol II} = 0,235 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,251 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,376 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie na całej długości krokwi :
 $g_{kk} = 0,330 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,396 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0 \text{ kN}$, $F_o = 1,2 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

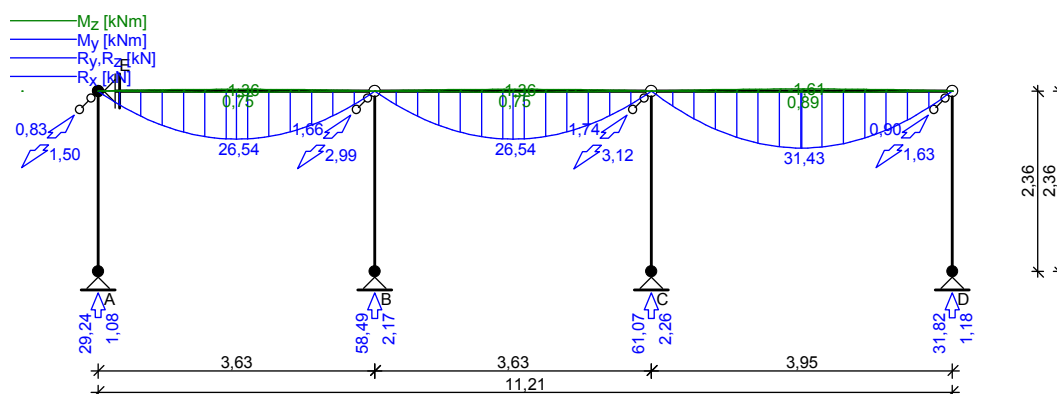
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

$$\rightarrow f_{m,k} = 27 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11,5 \text{ GPa}, \rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$$

Krokiew 8/20 cm (zacios na podporach 3 cm)Smukłość

$$\lambda_y = 75,5 < 150$$

$$\lambda_z = 148,8 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześledecyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 4,06 \text{ kNm}, \quad N = 9,98 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,61 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,508, \quad k_{c,z} = 0,092$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,549 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,961 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -4,53 \text{ kNm}, \quad N = 6,79 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 11,75 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,708 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 16,47 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 7783 / 200 = 38,91 \text{ mm} \quad (42,3\%)$$

Płatew 18/26 cmSmukłość

$$\lambda_y = 12,0 < 150$$

$$\lambda_z = 17,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 16,11 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,46 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek C - D)decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 31,43 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,80 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 15,50 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,957 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,687 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek C - D)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 16,52 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 19,75 \text{ mm} \quad (83,6\%)$$

Słup 16/16 cmSmukłość (słup A)

$$\lambda_y = 51,1 < 150$$

$$\lambda_z = 51,1 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup C)decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 61,07 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,834, \quad k_{c,z} = 0,834$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,211 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,211 < 1$$

Dane materiałowe:

- krokiew 10/20 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - $2 \cdot 2,7 = 5,4$ cm, grzęda - 2,7 cm) z drewna C27
- jętka 2x 6/16 cm z drewna C27 z przewiązkami co 122 cm,
- grzęda 6/16 cm z drewna C27,
- murlata 16/16 cm z drewna C27

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$g_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$,	$g_o = 0,36 \text{ kN/m}^2$
-------------------------------	-----------------------------

- 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 30,0 st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 1,44 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 2,16 \text{ kN/m}^2$
- na połaci prawej $s_{kp} = 0,96 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,44 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

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

- na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,24 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol I} = -0,36 \text{ kN/m}^2$
- na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,14 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol II} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,32 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi ():

$$g_{kk} = 0,33 \text{ kN/m}^2, \quad g_{ok} = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

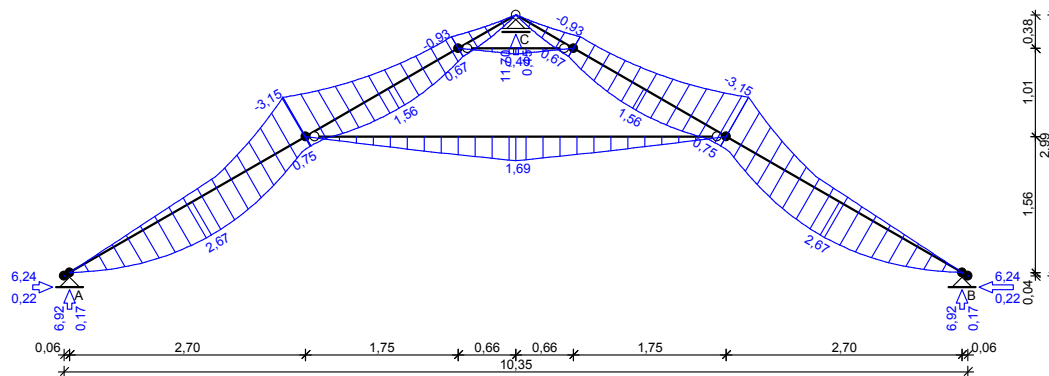
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$, $q_{jo} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$, $p_{jo} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie stałe grzędy : $q_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$, $q_{go} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne grzędy : $p_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$, $p_{go} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe jętki i grzędy $F_k = 1,0 \text{ kN}$, $F_o = 1,2 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

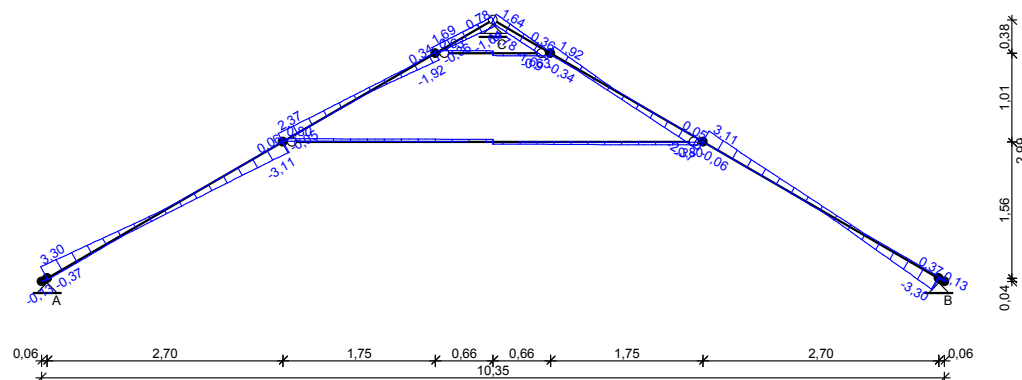
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

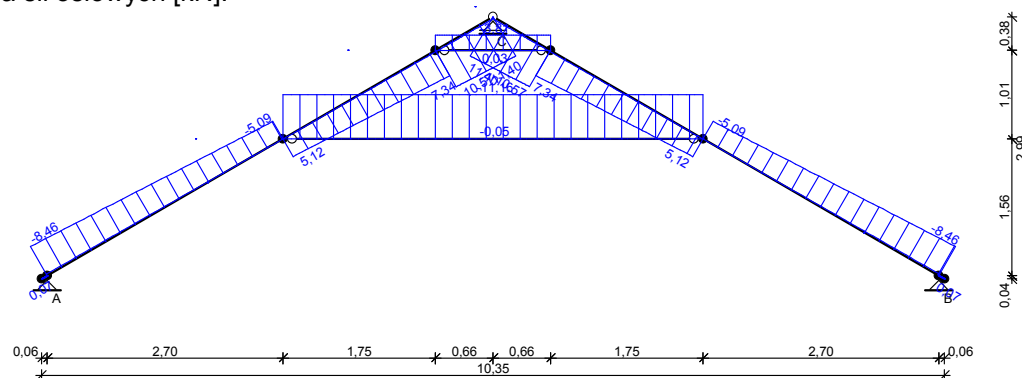
Obwiednia momentów [kNm]:



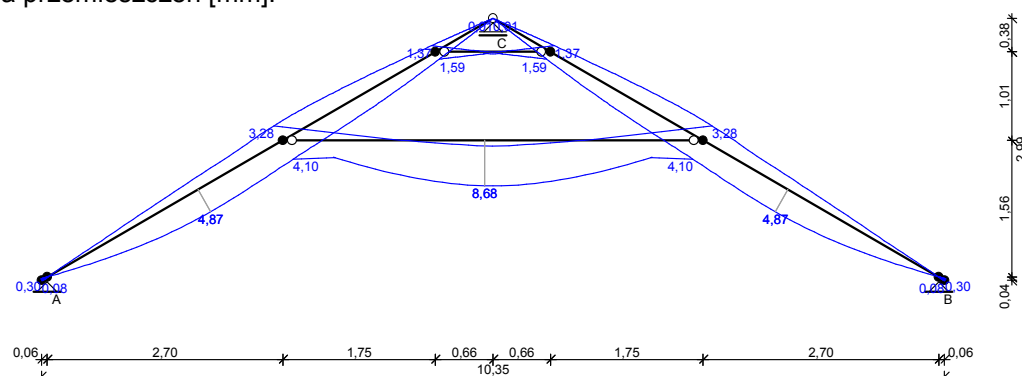
Obwiednia sił tnących [kN]:



Obwiednia sił osiowych [kN]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	6,92 6,25	5,11 6,24	K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II K6: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej-wariant II
5 (C)	11,70	—	K7: stałe-max+śnieg-wariant II
8 (B)	6,92 4,74	-5,11 -6,24	K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

$$\rightarrow f_{m,k} = 27 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11,5 \text{ GPa}, \rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$$

Krokiew 10/20 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - $2 \cdot 2,7 = 5,4$ cm, gręda - 2,7 cm)Smukłość

$$\lambda_y = 81,8 < 150$$

$$\lambda_z = 108,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześledecyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$$M = -3,15 \text{ kNm}, N = 5,09 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,72 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,443, k_{c,z} = 0,267$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,327 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,355 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlaciedecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M = 0,00 \text{ kNm}, N = 8,26 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,01 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,002 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętcedecyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$$M = -3,15 \text{ kNm}, \quad N = 5,09 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,27 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,619 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - grzędziedecyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II

$$M = -0,56 \text{ kNm}, \quad N = -6,58 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 10,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,16 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = -0,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,154 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 4,87 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5901 / 200 = 29,50 \text{ mm} \quad (16,5\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwidecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 75 / 200 = 0,75 \text{ mm} \quad (40,1\%)$$

Jętka 2x 6/16 cm z przewiązkami co 122 cm z drewna C27Smukłość

$$\lambda_y = 105,0 < 150$$

$$\lambda_z = 164,8 < 175$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II

$$M = 0,24 \text{ kNm}, \quad N = 11,16 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 10,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,47 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,282, \quad k_{c,z} = 0,119$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,241 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,518 < 1$$

Maksymalne ugięciedecyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 8,44 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4818 / 200 = 24,09 \text{ mm} \quad (35,0\%)$$

Grzęda 6/16 cmSmukłość

$$\lambda_y = 29,2 < 150$$

$$\lambda_z = 77,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K25** stałe-max+montażowe grzędy

$$M = 0,40 \text{ kNm}, \quad N = 2,34 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,54 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,58 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$k_{c,z} = 0,482$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,109 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,151 < 1$$

Maksymalne ugięciedecyduje kombinacja: **K25** stałe-max+montażowe grzędy

$$u_{fin} = 0,31 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1319 / 200 = 6,60 \text{ mm} \quad (4,7\%)$$

Murlata 16/16 cm**Część murlaty leżąca na ścianie**Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,65 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -7,80 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M_z = 5,22 \text{ kNm}$$

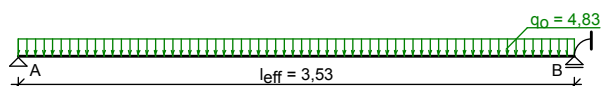
$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 7,651 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,460 < 1$$

3. STROP NAD PARTEREM (STR-1.1)**ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Płyta żelbetowa grub. 15 cm	3,75	1,10	--	4,13
2.	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	0,80	0,70
Σ :		4,25	1,14		4,83

SCHEMAT STATYCZNYRozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,53$ m**Grubość płyty 15,0 cm****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 7,28$ kNm/mMoment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 5,64$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,45$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,33$ kNm/mReakcja obliczeniowa lewa $R_A = 8,52$ kN/mReakcja obliczeniowa prawa $R_B = 8,52$ kN/m**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25 (C20/25)** $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy betonu $\rho = 25$ kN/m³Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$ Zbrojenie główne:Klasa stali **A-IIIIN (RB500W)** $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów w przęsle $\phi_d = 10$ mmŚrednica prętów nad podporą $\phi_g = 10$ mmZbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPaŚrednica prętów $\phi = 6$ mmOtulenie:Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20$ mmNominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20$ mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mmGraniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 7,28 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,68 \text{ kNm/mb}$ (28,3%)

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,23 \text{ mm} < a_{lim} = 17,65 \text{ mm}$ (18,3%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 5,64 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 25,68 \text{ kNm/mb}$ (22,0%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 8,52 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 82,84 \text{ kN/mb}$ (10,3%)

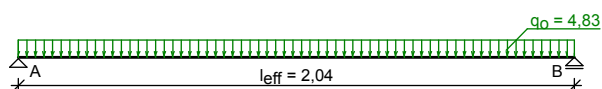
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze $\phi 6$ co **max.25 cm** o $A_s = 1,07 \text{ cm}^2/\text{mb}$

4. STROP NAD PARTEREM (STR-1.2)**ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**

Obciażenia powierzchniowe [kN/m^2]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Płyta żelbetonowa grub.15 cm	3,75	1,10	--	4,13
2.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m2]	0,50	1,40	0,80	0,70
Σ :		4,25	1,14		4,83

SCHEMAT STATYCZNY

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,04 \text{ m}$

Grubość płyty 15,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 2,51 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 2,21 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 2,16 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 4,92 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWEParametry betonu:

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

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (RB500W)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle $\phi_d = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

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

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulinie:

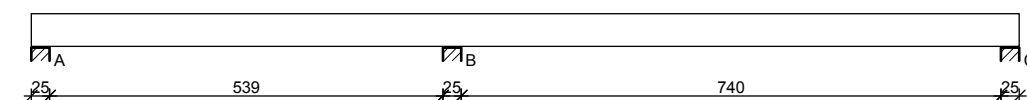
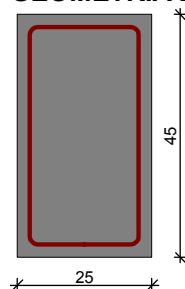
Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty

 $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty

 $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)**Przęsło:Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 2,51 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,68 \text{ kNm/mb}$ (9,8%)Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,It}$: $a(M_{Sk,It}) = 0,40 \text{ mm} < a_{lim} = 10,20 \text{ mm}$ (3,9%)Podpora:Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 4,92 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 82,84 \text{ kN/mb}$ (5,9%)Przyjęto zbrojenie rozdzielcze $\phi 6$ co **max.25 cm** o $A_s = 1,07 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **5. BELKA ŻELBETOWA B-1.1****GEOMETRIA BELKI**Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju $h = 45,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

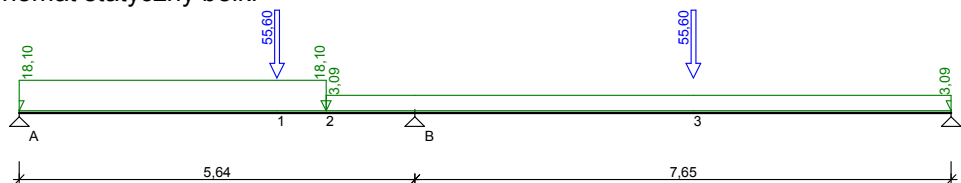
OBCIĄŻENIA NA BELCEZestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Ciężar własny belki [0,25m·0,45m·25,0kN/m3]	2,81	1,10	--	3,09	cała belka
2.	Obciążenie ze stropu	13,17	1,14	--	15,01	przęsło A-B od pocz. do 4,25

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Siła ze słupa więźby	55,60	3,55	1,00	--	55,60
2.	Siła ze słupa więźby	55,60	9,49	1,00	--	55,60

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

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) $\phi = 3,20$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 16 \text{ mm}$

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

Strzemiona:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-I (St3SX-b)

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

Otulinie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

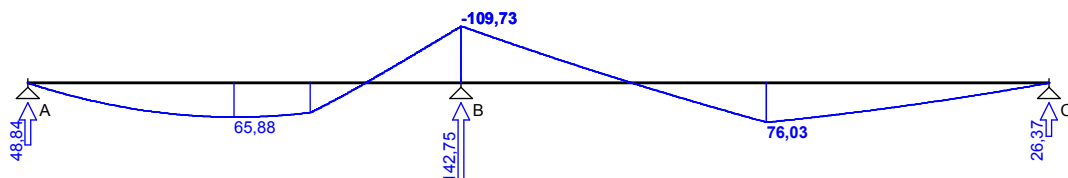
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

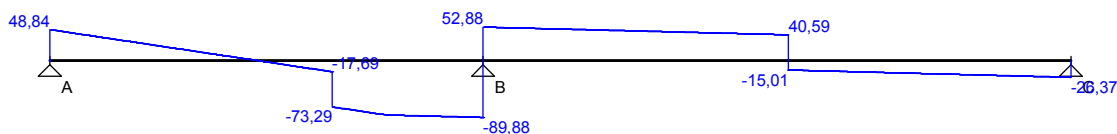
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

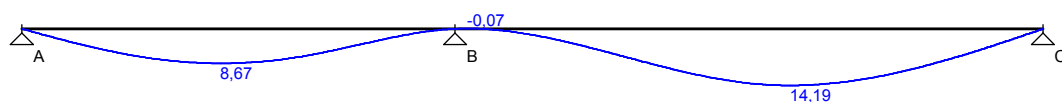
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

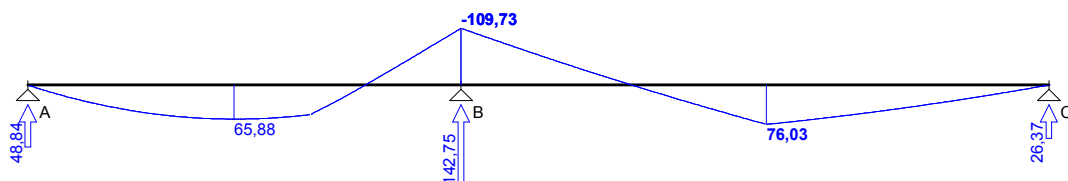


Ugięcia [mm]:

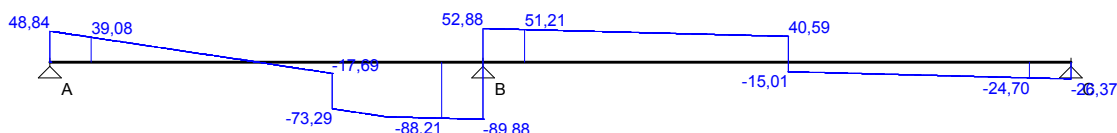


Obwiednia sił wewnętrznych

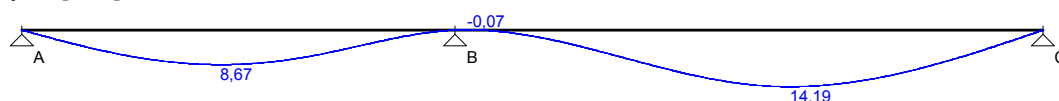
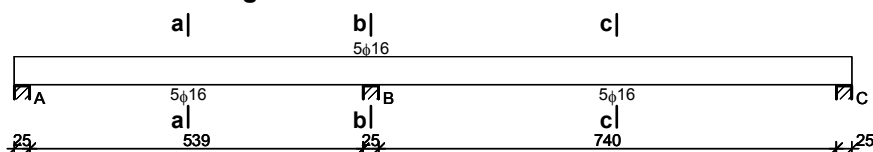
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

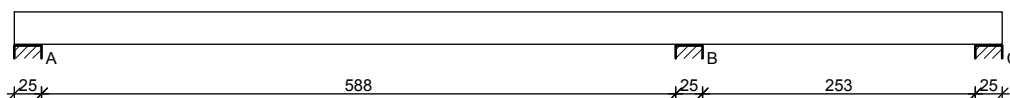
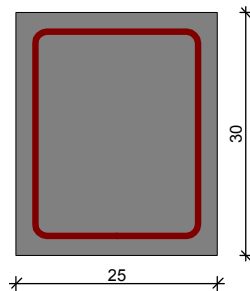


Ugięcia [mm]:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój a-a)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 65,88 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie dołem $5\phi 16$ o $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,97\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 65,88 \text{ kNm} < M_{Rd} = 148,06 \text{ kNm}$ (44,5%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)88,21 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co **190 mm** na odcinku 190,0 cm przy prawej podporze oraz co 310 mm na pozostałej części przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)88,21 \text{ kN} < V_{Rd3} = 165,60 \text{ kN}$ (53,3%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 60,21 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 60,21 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,115 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (38,5%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,67 \text{ mm} < a_{lim} = 5640/200 = 28,20 \text{ mm}$ (30,7%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 84,85 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,280 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (93,4%)**Podpora B:**Zginanie: (przekrój b-b)Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)109,73 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie górą $5\phi 16$ o $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,97\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)109,73 \text{ kNm} < M_{Rd} = 148,06 \text{ kNm}$ (74,1%)SGU:Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)105,46 \text{ kNm}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)105,46 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,209 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (69,7%)

Przęsło B - C:Zginanie: (przekrój c-c)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 76,03 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie dołem $5\phi 16$ o $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,97\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 76,03 \text{ kNm} < M_{Rd} = 148,06 \text{ kNm}$ (51,4%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 51,21 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 310 mm na całej długości przęsłaWarunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 51,21 \text{ kN} < V_{Rd1} = 68,25 \text{ kN}$ (75,0%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 76,03 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 76,03 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,148 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (49,5%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 14,19 \text{ mm} < a_{lim} = 7650/250 = 30,60 \text{ mm}$ (46,4%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 50,89 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)**6. BELKA ŻELBETOWA B-1.2****GEOMETRIA BELKI**Wymiary przekroju:

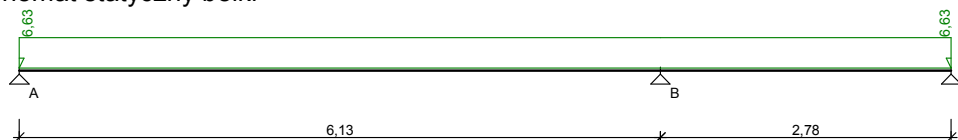
Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju $h = 30,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCEZestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Ciężar własny belki [0,25m·0,30m·25,0kN/m ³]	1,88	1,10	--	2,07	cała belka
2.	Obciążenie ze stropu 0,5*1,88*4,25	4,00	1,14	--	4,56	cała belka
Σ :		5,88	1,13		6,63	

Schemat statyczny belki

DANE MATERIAŁOWEParametry betonu:

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

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) $\phi = 3,20$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 16 \text{ mm}$

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

Strzemiona:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-I (St3SX-b)

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

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

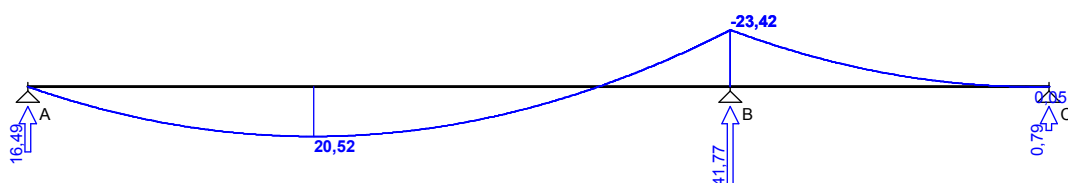
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

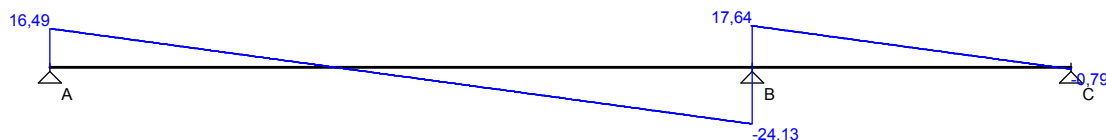
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

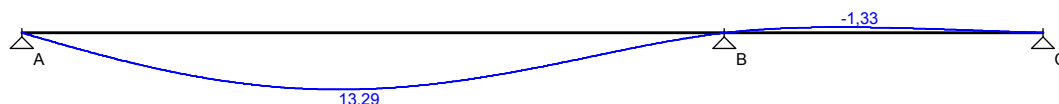
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

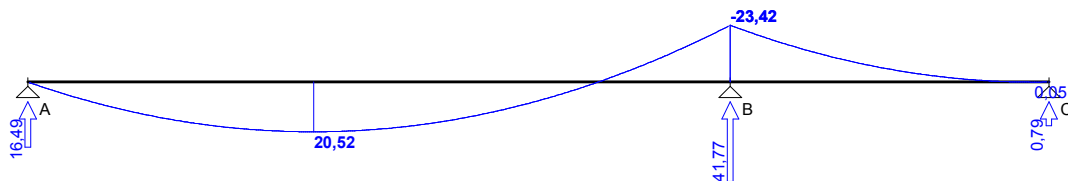


Ugięcia [mm]:

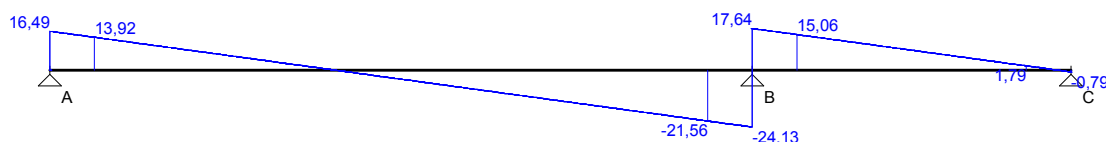


Obwiednia sił wewnętrznych

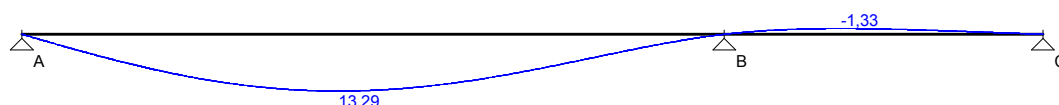
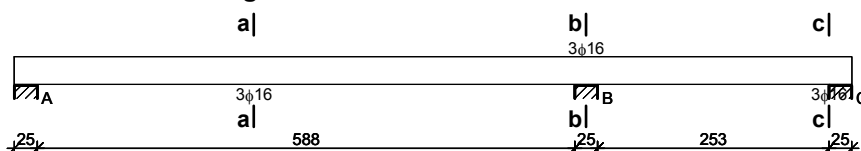
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

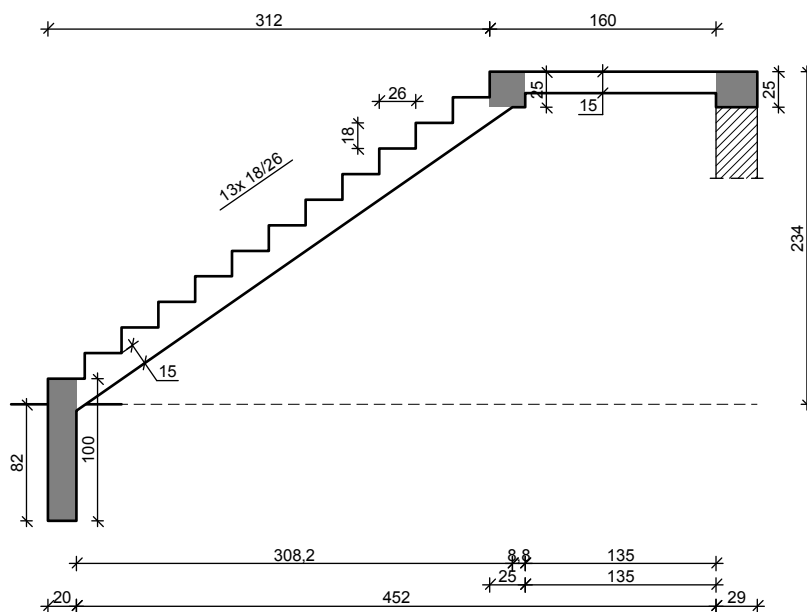


Ugięcia [mm]:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój a-a)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 20,52 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,91\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 20,52 \text{ kNm} < M_{Rd} = 57,25 \text{ kNm}$ (35,8%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)21,56 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 190 mm na całej długości przęsłaWarunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)21,56 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,32 \text{ kN}$ (44,6%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 18,21 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 18,21 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,091 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (30,4%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 13,29 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$ (44,3%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 20,68 \text{ kN}$

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

Podpora B:Zginanie: (przekrój b-b)Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)23,42 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie górą $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,91\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)23,42 \text{ kNm} < M_{Rd} = 57,25 \text{ kNm}$ (40,9%)SGU:Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)20,77 \text{ kNm}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)20,77 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,107 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (35,6%)

Przęsło B - C:Zginanie: (przekrój **c-c**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,91\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 57,25 \text{ kNm}$ (0,1%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 15,06 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 190 mm na całej długości przęsłaWarunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,06 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,32 \text{ kN}$ (31,2%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,04 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)20,77 \text{ kNm}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)20,77 \text{ kNm}$ Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)1,33 \text{ mm} < a_{lim} = 2780/200 = 13,90 \text{ mm}$ (9,6%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 14,91 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)**7. SCHODY ŻELBETOWE****a) Bieg schodowy 1****SZKIC SCHODÓW****GEOMETRIA SCHODÓW**Wymiary schodów :Długość biegu $l_n = 3,12 \text{ m}$ Różnica poziomów spoczników $h = 2,34 \text{ m}$ Liczba stopni w biegu $n = 13 \text{ szt.}$ Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$ Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,60 \text{ m}$ Wymiary poprzeczne:Szerokość biegu $1,30 \text{ m}$

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $73,0 \text{ cm}$ Oparcia : (szerokość / wysokość)Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 20,0 \text{ cm}, h = 100,0 \text{ cm}$ Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$ Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 29,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:Długość podpory lewej $t_L = 25,0$ cmDługość podpory prawej $t_P = 25,0$ cm**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciażenia zmienne [kN/m²]:

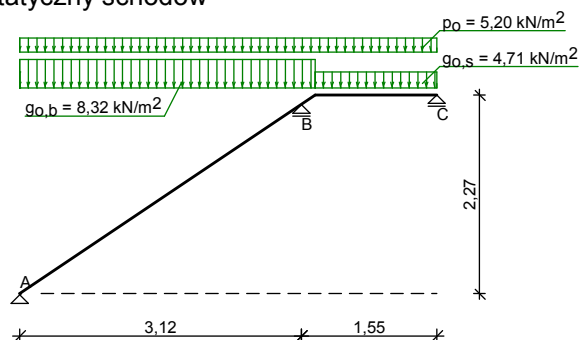
Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (domy kultury, hale koncertowe, teatry, kina, kluby, restauracje, kawiarnie, uczelnie.) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

Obciażenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Deski klejone warstwowe lakierowane (na lepiku) o grubości 19 mm grub. 2 cm [0,200kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,38·(1+18,0/26,0)	0,34	1,20	0,41
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 18/26	6,81	1,10	7,49
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,35	1,20	0,42
Σ :		7,50	1,11	8,31

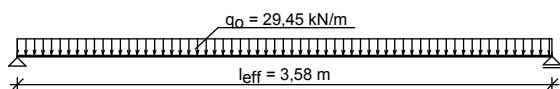
Obciażenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Deski klejone warstwowe lakierowane (na lepiku) o grubości 19 mm grub. 2 cm [0,200kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm	0,20	1,20	0,24
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,24	1,11	4,71

Schemat statyczny schodów**Belka B**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	24,47	1,18	0,77	28,76	cała belka
2.	Ciążar własny belki	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
Σ :		26,03	1,17		30,48	

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 $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 16 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

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

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 16 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

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

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

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

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

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

WYNIKI - PŁYTA

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 16,44 \text{ kNm/mb}$

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 2,98 \text{ kNm/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 21,08 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = 12,97 \text{ kN/mb}$

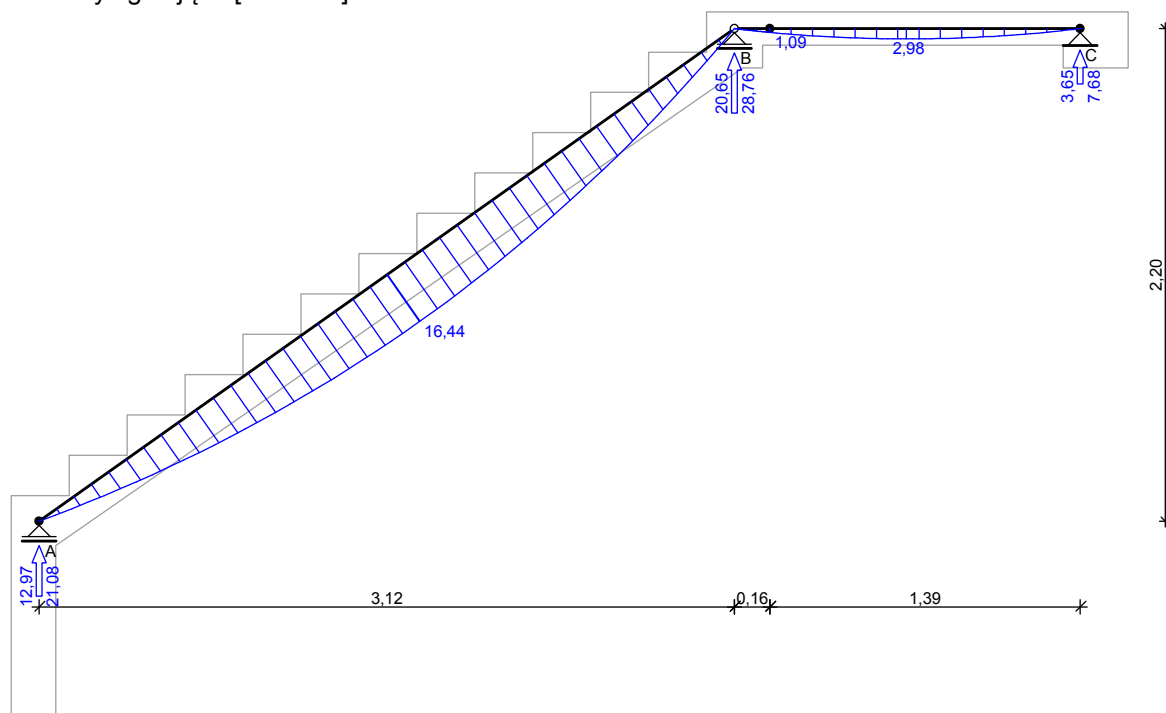
Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 28,76 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 20,65 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 7,68 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = 3,65 \text{ kN/mb}$

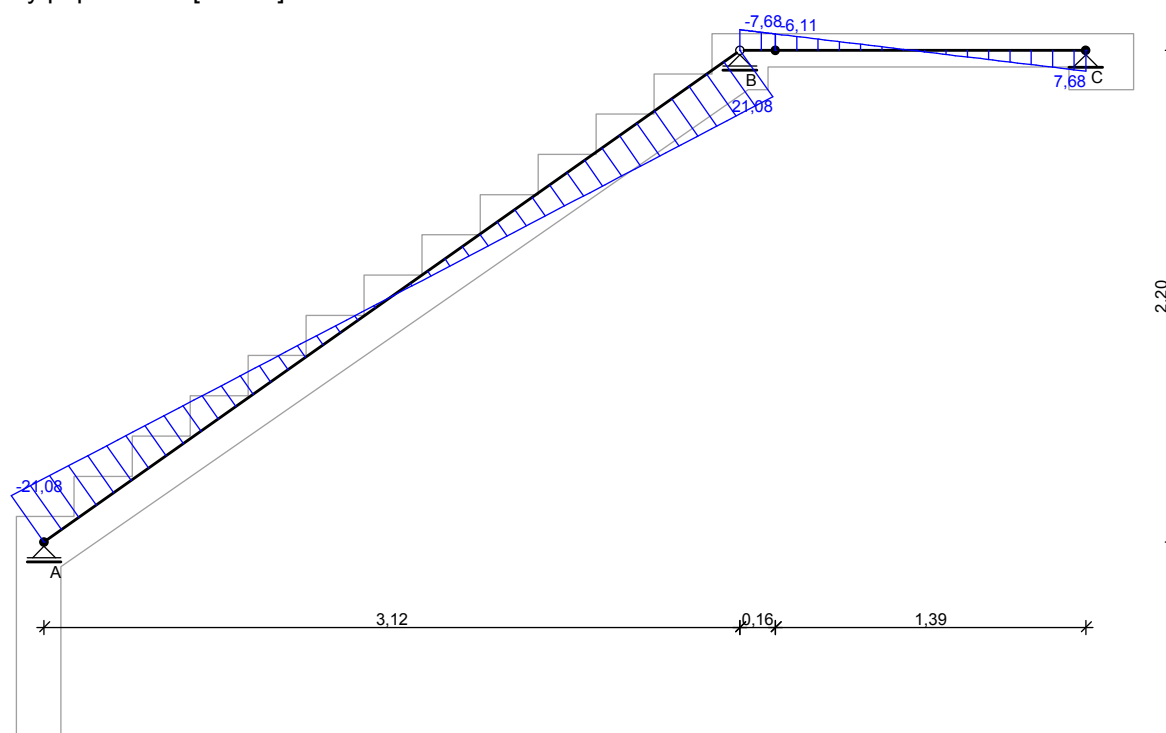
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

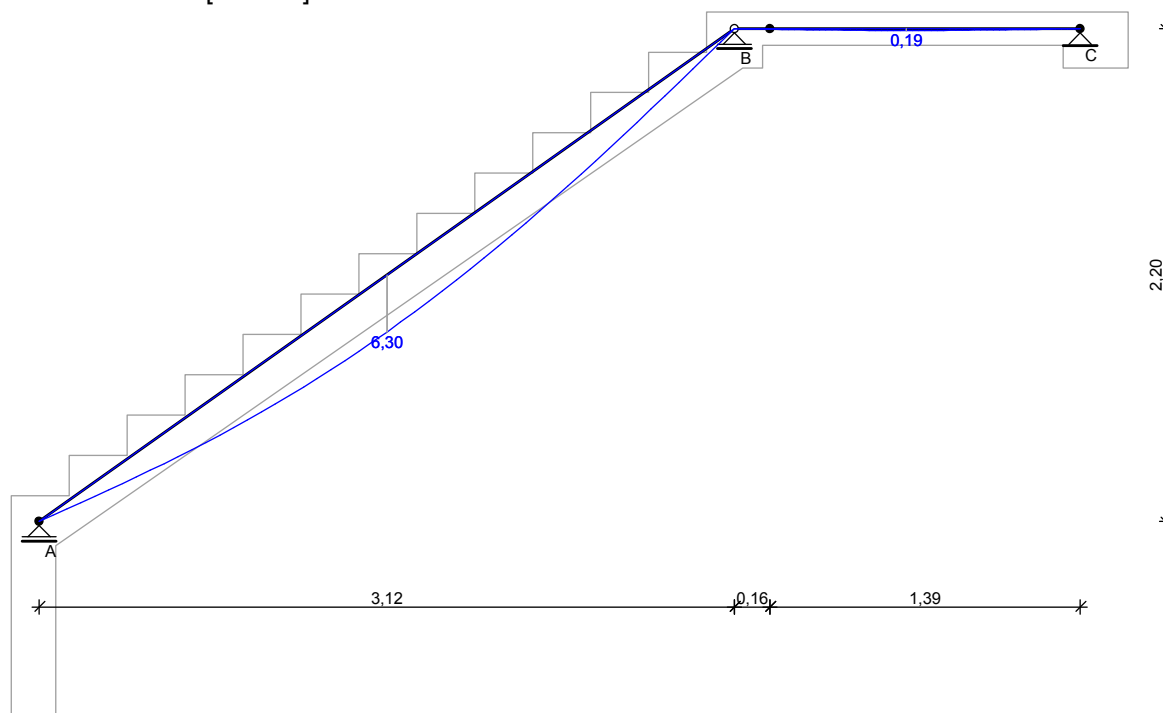
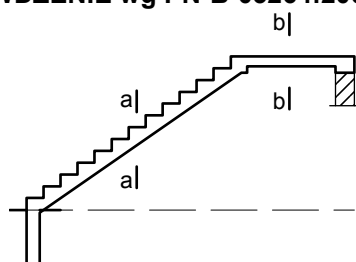
Momenty zginające [kNm/mb]:



Siły poprzeczne [kN/mb]:



Przemieszczenia [mm/mb]:

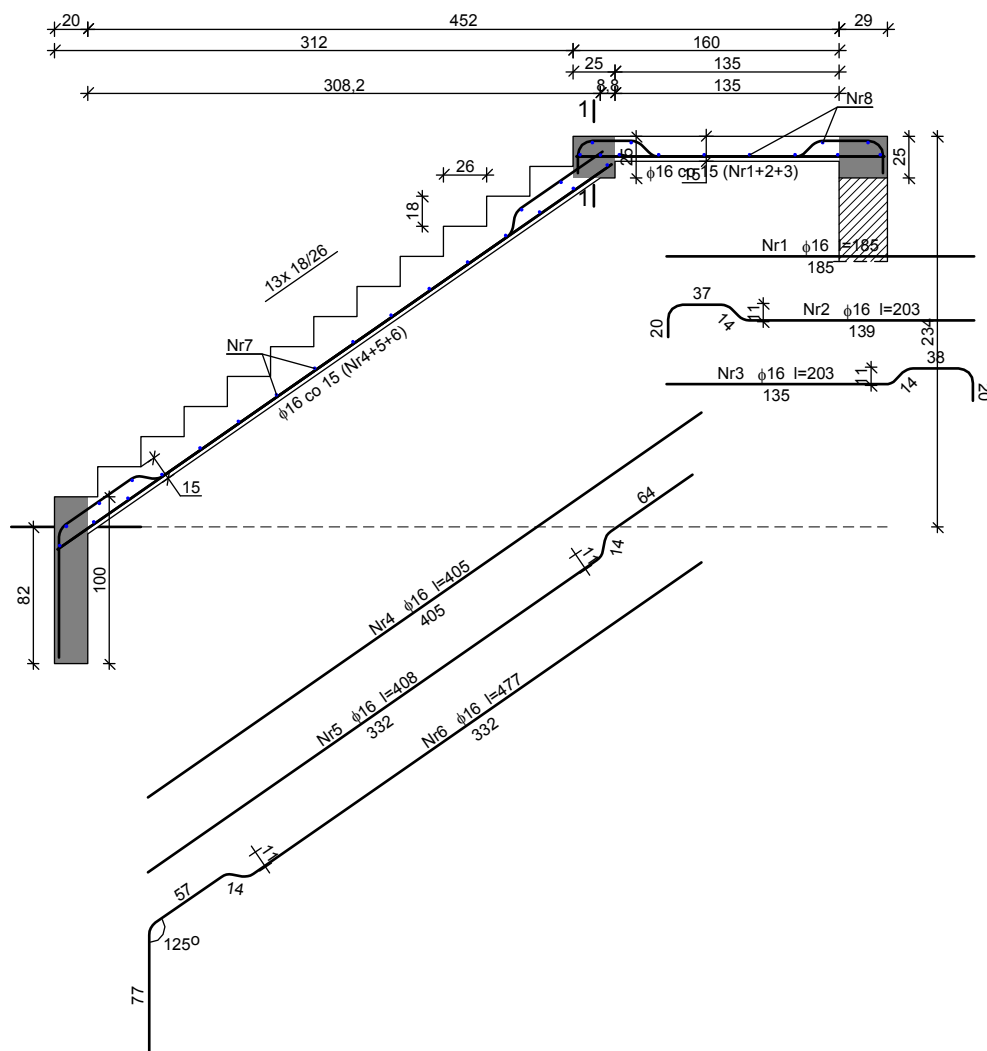
**SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A-B- sprawdzenie**Zginanie: (przekrój a-a)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 16,44 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 16 \text{ co } 15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 13,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,10\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

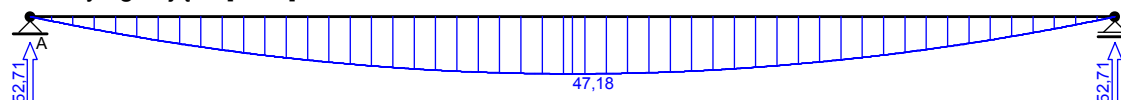
Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 16,44 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 56,80 \text{ kNm/mb}$ (29,0%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 20,07 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 20,07 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 57,49 \text{ kN/mb}$ (34,9%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 13,99 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 10,82 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,041 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (13,6%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,30 \text{ mm} < a_{lim} = 3120/200 = 15,60 \text{ mm}$ (40,4%)**Przęsło B-C- sprawdzenie**Zginanie: (przekrój b-b)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 2,98 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,59 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 16 \text{ co } 15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 13,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,10\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

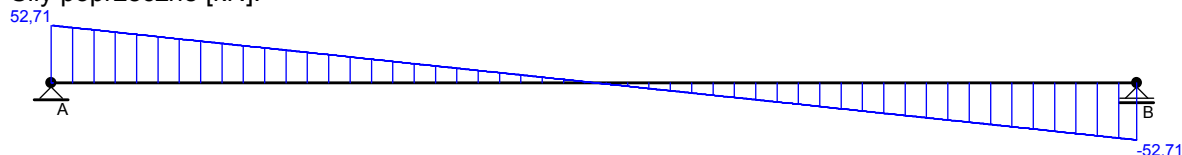
Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 2,98 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 56,80 \text{ kNm/mb}$ (5,2%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 6,69 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 6,69 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 57,49 \text{ kN/mb}$ (11,6%)

SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 2,53 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 1,96 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (0,0\%)$ Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,19 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm} \quad (2,5\%)$ **SZKIC ZBROJENIA****WYNIKI - BELKA B:**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 47,18 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 39,96 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 30,23 \text{ kNm}$ Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 52,71 \text{ kN}$ **WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH****Obwiednia sił wewnętrznych:**

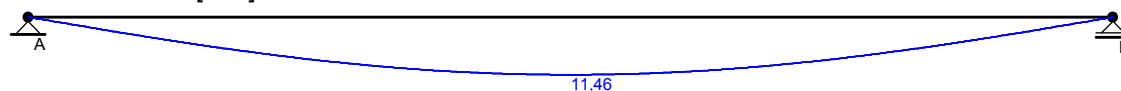
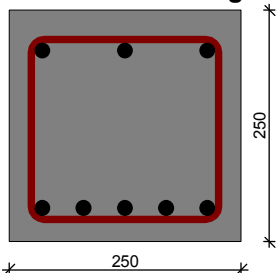
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

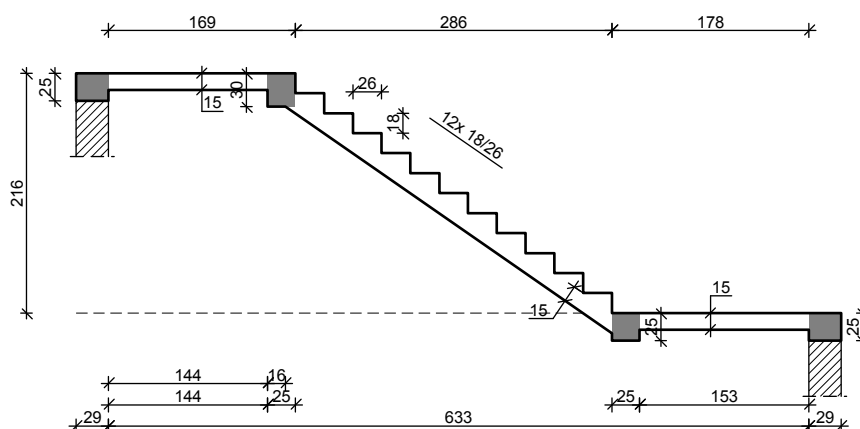


Przemieszczenia [mm]:

**SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002**Przyjęte wymiary przekroju: $b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 28 \text{ mm}$ Zginanie (metoda uproszczona):Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 47,18 \text{ kNm}$

Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą $3\phi 16$ o $A_{s2} = 6,03 \text{ cm}^2$ Przyjęto dołem $5\phi 16$ o $A_{s1} = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,88\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 47,18 \text{ kNm} < M_{Rd} = 71,78 \text{ kNm}$ (65,7%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 49,03 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co max. 160 mm na odcinku 48,0 cm przy podporach oraz co max. 160 mm w środku rozpiętości belkiWarunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 49,03 \text{ kN} < V_{Rd3} = 108,43 \text{ kN}$ (45,2%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 39,96 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 30,23 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,098 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (32,8%)Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 31,42 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,102 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (34,0%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 11,46 \text{ mm} < a_{lim} = 3580/200 = 17,90 \text{ mm}$ (64,0%)

b) Bieg schodowy 2**SZKIC SCHODÓW****GEOMETRIA SCHODÓW**Wymiary schodów :Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,78 \text{ m}$ Długość biegu $l_n = 2,86 \text{ m}$ Różnica poziomów spoczników $h = 2,16 \text{ m}$ Liczba stopni w biegu $n = 12 \text{ szt.}$ Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$ Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,69 \text{ m}$ Wymiary poprzeczne:Szerokość biegu $1,30 \text{ m}$

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $73,0 \text{ cm}$ Oparcia : (szerokość / wysokość)Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 29,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$ Belka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$ Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}, h = 30,0 \text{ cm}$ Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 29,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$ Oparcie belek:Długość podpory lewej $t_L = 25,0 \text{ cm}$ Długość podpory prawej $t_P = 25,0 \text{ cm}$ **OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

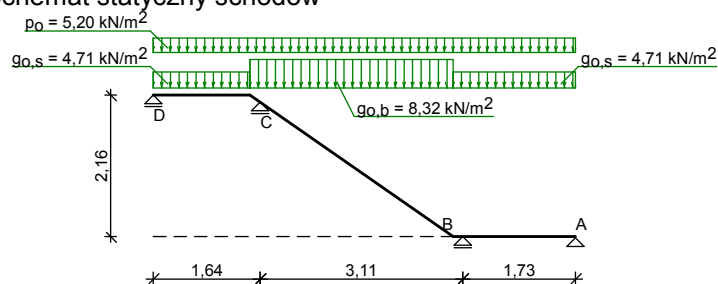
Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (domy kultury, hale koncertowe, teatry, kina, kluby, restauracje, kawiarnie, uczelnie.) [4,0kN/m2]	4,00	1,30	0,35	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

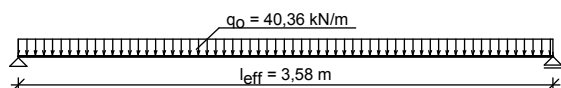
Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Deski klejone warstwowe lakierowane (na lepiku) o grubości 19 mm grub. 2 cm [0,200kN/m2:0,02m]) grub.2 cm	0,20	1,20	0,24
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m3]) grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,24	1,11	4,71

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

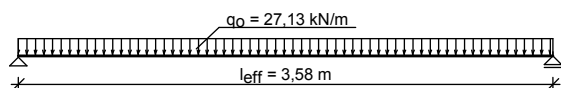
Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Deski klejone warstwowe lakierowane (na lepiku) o grubości 19 mm grub. 2 cm [0,200kN/m ² :0,02m]) grub. 2 cm 0,38·(1+18,0/26,0)	0,34	1,20	0,41
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 15 cm + schody 18/26	6,81	1,10	7,49
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³]) grub. 1,5 cm	0,35	1,20	0,42
Σ :		7,50	1,11	8,31

Schemat statyczny schodów**Belka B**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	33,75	1,18	0,77	39,68	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
Σ :		35,31	1,17		41,39	

Schemat statyczny belki**Belka C**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	22,20	1,18	0,77	26,10	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,88	1,10	--	2,06	cała belka
Σ :		24,08	1,17		28,16	

Schemat statyczny belki**DANE MATERIAŁOWE**Parametry betonu:

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

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

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 16 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

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

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 16 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

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

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

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

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

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

WYNIKI - PŁYTA**WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,84 \text{ kNm/mb}$

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -11,80 \text{ kNm/mb}$

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 11,24 \text{ kNm/mb}$

Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 3,35 \text{ kNm/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 4,08 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = -2,35 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 39,68 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 22,83 \text{ kN/mb}$

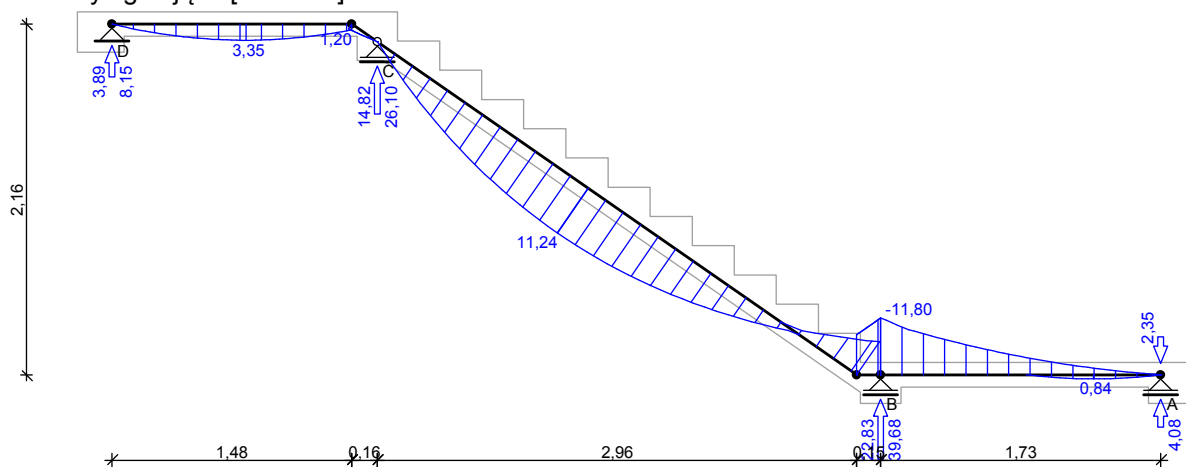
Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 26,10 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = 14,82 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,D,max} = 8,15 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,D,min} = 3,89 \text{ kN/mb}$

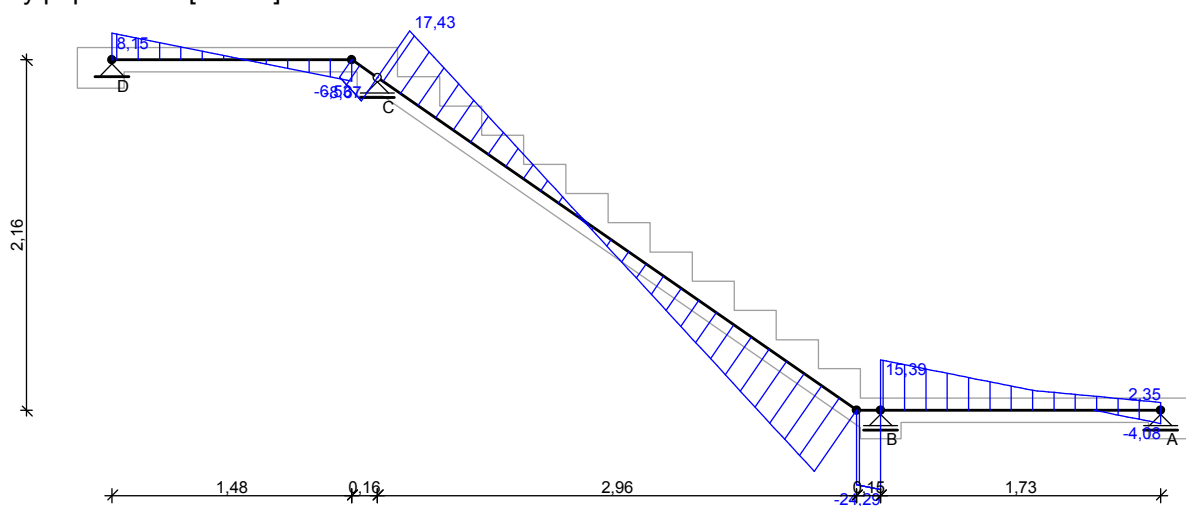
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

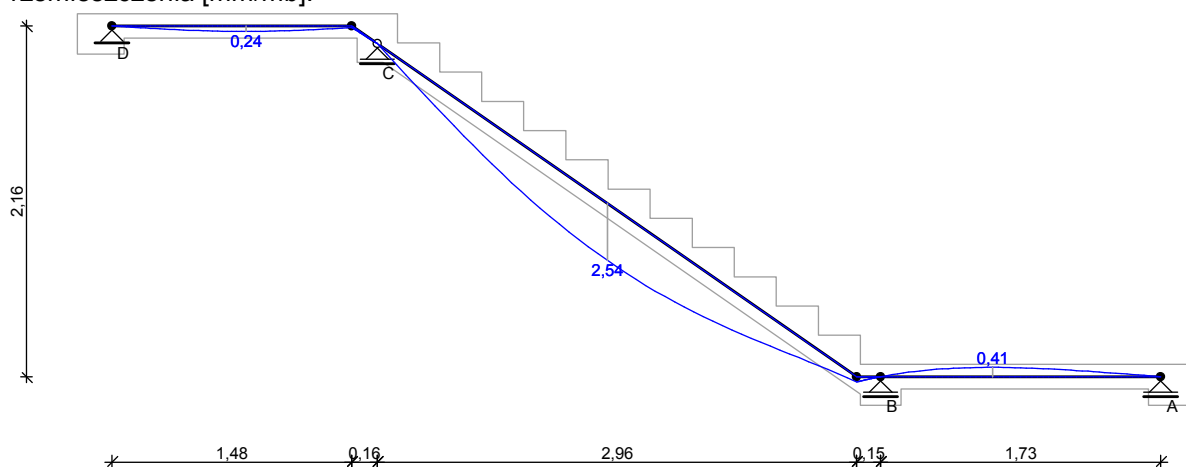
Momenty zginające [kNm/mb]:

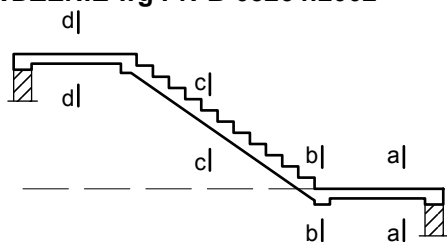


Siły poprzeczne [kN/mb]:



Przemieszczenia [mm/mb]:



SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002**Przęsło A-B- sprawdzenie**Zginanie: (przekrój a-a)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,84 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,59 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 16$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 13,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,10\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,84 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 56,80 \text{ kNm/mb}$ (1,5%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 14,15 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,15 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 57,49 \text{ kN/mb}$ (24,6%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,72 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,55 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk,podp} = 10,04 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = 7,77 \text{ kNm/m}$ Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,41 \text{ mm} < a_{lim} = 1730/200 = 8,65 \text{ mm}$ (4,8%)**Podpora B- sprawdzenie**Zginanie: (przekrój b-b)Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,80 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,13 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 16$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 13,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 11,80 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 80,25 \text{ kNm/mb}$ (14,7%)SGU:Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 10,04 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,77 \text{ kNm/m}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,021 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (6,9%)**Przęsło B-C- sprawdzenie**Zginanie: (przekrój c-c)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,24 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 16$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 13,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,10\%$)

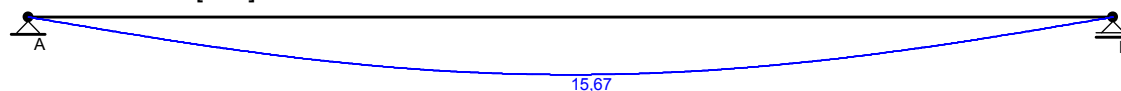
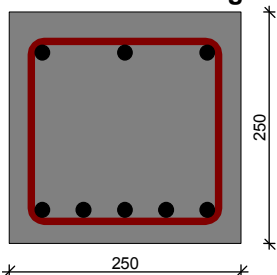
(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 11,24 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 56,80 \text{ kNm/mb}$ (19,8%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 23,05 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 23,05 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 57,49 \text{ kN/mb}$ (40,1%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,56 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,40 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,020 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (6,5%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,54 \text{ mm} < a_{lim} = 3110/200 = 15,55 \text{ mm}$ (16,3%)**Przęsło C-D- sprawdzenie**Zginanie: (przekrój d-d)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 3,35 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,59 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 16$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 13,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,10\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 3,35 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 56,80 \text{ kNm/mb}$ (5,9%)

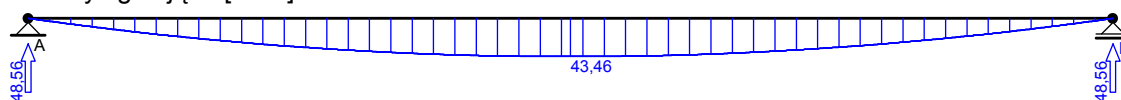
Przemieszczenia [mm]:

**SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002**Przyjęte wymiary przekroju: $b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 28 \text{ mm}$ Zginanie (metoda uproszczona):Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 64,66 \text{ kNm}$

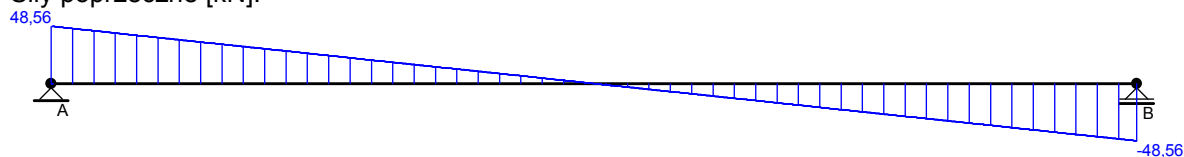
Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą $3\phi 16$ o $A_{s2} = 6,03 \text{ cm}^2$ Przyjęto dołem $5\phi 16$ o $A_{s1} = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,88\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 64,66 \text{ kNm} < M_{Rd} = 71,78 \text{ kNm}$ (90,1%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 67,20 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co max. 160 mm na odcinku 64,0 cm przy podporach oraz co max. 160 mm w środku rozpiętości belkiWarunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 67,20 \text{ kN} < V_{Rd3} = 108,43 \text{ kN}$ (62,0%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 54,72 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 41,23 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,135 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (45,1%)Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 42,85 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,190 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (63,2%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 15,67 \text{ mm} < a_{lim} = 3580/200 = 17,90 \text{ mm}$ (87,5%)**WYNIKI - BELKA C:**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 43,46 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 36,85 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 28,00 \text{ kNm}$ Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 48,56 \text{ kN}$ **WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH****Obwiednia sił wewnętrznych:**

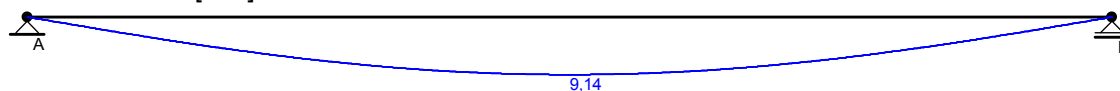
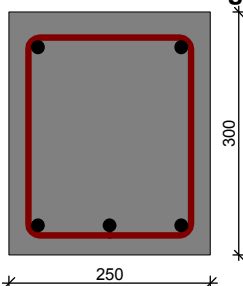
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



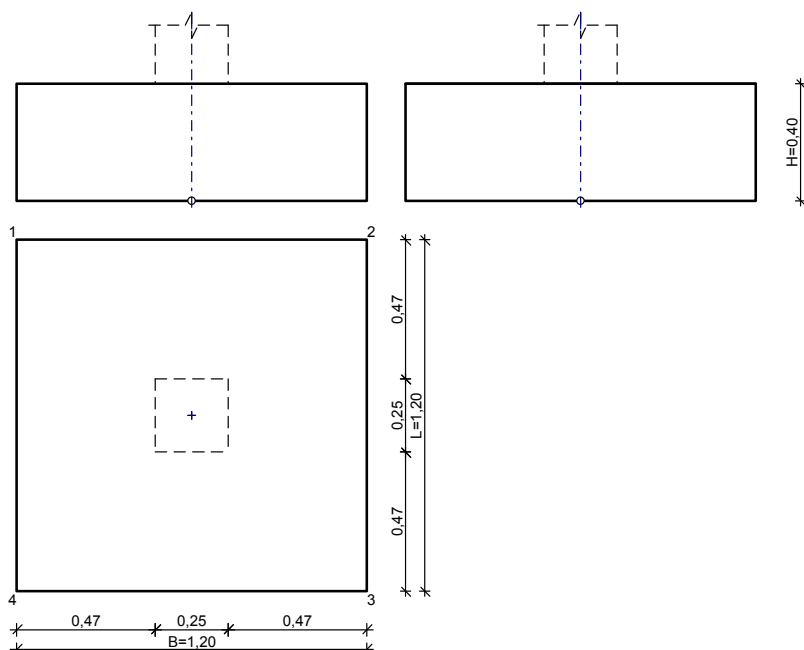
Przemieszczenia [mm]:

**SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002**

Przyjęte wymiary przekroju:

 $b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 28 \text{ mm}$ Zginanie (metoda uproszczona):Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 43,46 \text{ kNm}$

Przekrój podwójnie zbrojony

Przyjęto górą $2\phi 16$ o $A_{s2} = 4,02 \text{ cm}^2$ Przyjęto dołem $3\phi 16$ o $A_{s1} = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,91\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 43,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55,73 \text{ kNm}$ (78,0%)Ścinanie:Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 45,17 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co max. 190 mm na całej długości belkiWarunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 45,17 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,32 \text{ kN}$ (93,5%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 36,85 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 28,00 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,153 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (51,1%)Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 29,10 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,14 \text{ mm} < a_{lim} = 3580/200 = 17,90 \text{ mm}$ (51,0%)**8. STOPA FUNDAMENTOWA SF-1.1** $V = 0,58 \text{ m}^3$

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostokątnościenna**

B = 1,20 m L = 1,20 m H = 0,40 m

B_s = 0,25 m L_s = 0,25 m e_B = 0,00 m e_L = 0,00 m

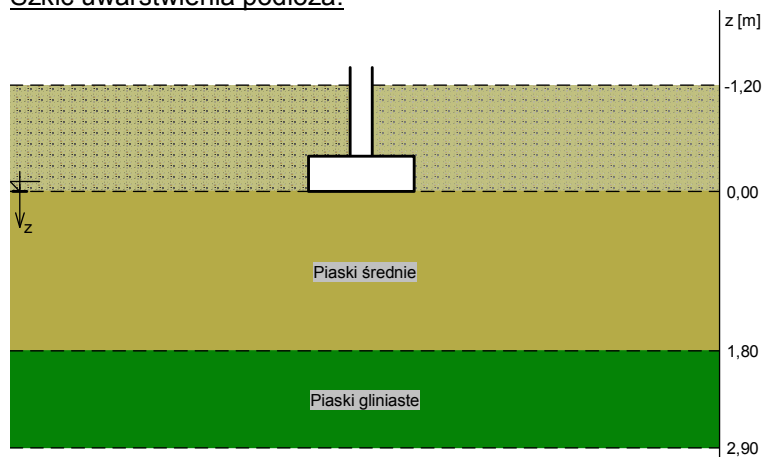
Posadowienie fundamentu:

D = 1,20 m D_{min} = 1,20 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodn iona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Piaski średnie	1,80	nie	1,85	0,90	1,10	29,70	0,00	94688	105208
2	Piaski gliniaste	1,10	nie	2,05	0,90	1,10	8,71	7,39	15071	25123

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	142,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	długotrwałe	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 17,0 kN/m³Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mmWspółczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mmŚrednica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 12$ mmMaksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ 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 kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: $z = 1,80$ m

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 1967,8$ kN

$N_r = 387,4$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 1967,8$ kN = 1593,9 kN (24,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 86,0$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 86,0$ kN = 61,9 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 103,23$ kNm

$M_o = 0,00$ kNm < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 103,2$ kNm = 74,3 kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,07$ cm, wtórne $s'' = 0,02$ cm, całkowite $s = 0,09$ cm

$s = 0,09$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (8,6%)

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najbliższej				
Nr	N [kN]	Q_{fN} [kN]	m_N	[%]	z [m]	N [kN]	Q_{fN} [kN]	m_N	[%]
1	180,4	1327,7	0,14	16,8	1,80	387,4	1967,8	0,20	24,3
2	42,7	1327,7	0,03	4,0	1,80	249,7	1967,8	0,13	15,7

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najbliższej					
Nr	N [kN]	T [kN]	Q_{fT} [kN]	m_T	[%]	z [m]	N [kN]	T [kN]	Q_{fT} [kN]	m_T	[%]
1	172,1	0,0	86,0	0,00	0,0	0,00	172,1	0,0	86,0	0,00	0,0
2	34,3	0,0	17,2	0,00	0,0	0,00	34,3	0,0	17,2	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,15$ m²

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 18,2$ kN

Nośność na przebiecie $N_{Rd} = 198,7$ kN

$N_{sd} = 18,2$ kN < $N_{Rd} = 198,7$ kN (9,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,55$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **7 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 7,92$ cm²

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,55$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **7 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 7,92$ cm²