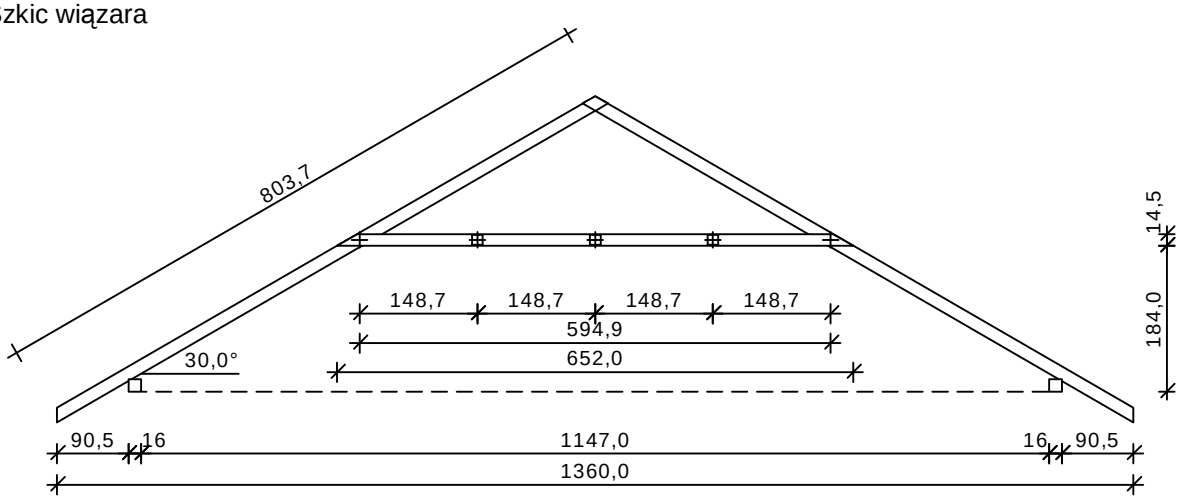
OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE.

Poz. 1. KONSTRUKCJA DACHU NAD BUDYNKIEM ZAPLECZA.

Poz. 1.1. Dach w układzie krokwiowo-kleszczowym.

Szkic wiązara



DANE:

Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30{,}0^{o}$
Rozpiętość wiązara l = 13,60 m
Rozstaw podpór w świetle l_s = 11,47 m
Poziom jętki h = 1,84 m
Rozstaw krokwi a = 0,95 m
Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 4,75 m
Usztywnieniami boczne jętki - brak
Przesuwność jętki - tak
Rozstaw podparć murłaty l_{mo} = 2,00 m
Wysięg wspornika murłaty l_{mw} = 0,36 m

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001: Blacha fałdowa stalowa T-100 gr. 1.00 mm): g_k = 0,15 kN/m^2, g_o = 0,18 kN/m^2
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Z1: strefa IV, H = 330,0 m n.p.m.):
  - na stronie nawietrznej s_{kl} = 1,19 kN/m^2, s_{ol} = 1,66 kN/m^2
  - na stronie zawietrznej s_{kp} = 0,79 kN/m^2, s_{op} = 1,11 kN/m^2
- obciążenie wiatrem (wg PN-77/B-02011/Z1-3: strefa III, H = 330,0 m n.p.m., teren A, wys. budynku z =10,0 m):
  - na stronie nawietrznej $p_{kl\ I}$ = -0,34 kN/m^2, $p_{ol\ I}$ = -0,44 kN/m^2
  - na stronie nawietrznej $p_{kl\ II}$ = 0,19 kN/m^2, $p_{ol\ II}$ = 0,24 kN/m^2
  - na stronie zawietrznej p_{kp} = -0,30 kN/m^2, p_{op} = -0,39 kN/m^2
- obciążenie jętki q_{jk} = 0,32 kN/m^2, q_{jo} = 0,42 kN/m^2
- ocieplenie dolnego odcinka krokwi g_{kk} = 0,32 kN/m^2, g_{ok} = 0,39 kN/m^2
- obciążenie jętki robotnikiem F_{jk} = 1,0 kN, F_{jo} = 1,2 kN

Dane materiałowe:

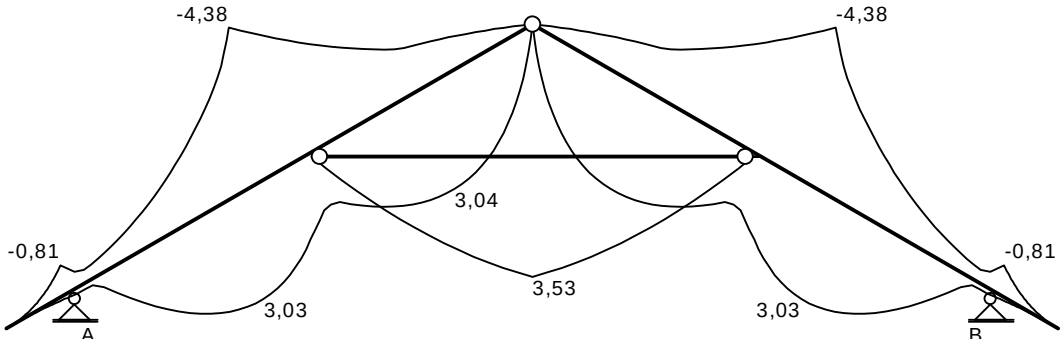
- krokiew 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C27
- jętka 2x 7/16 (h_{min}=14,5) cm z drewna C27 z przewiązkami co 149 cm,
- murłata 16/16 cm z drewna C27

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe

WYNIKI:

Obwiednia momentów:



Wymiarowanie wg PN-B-03150: 2000

drewno z gatunków iglastych, klasy **C27** $\rightarrow$ $f_{m,y,d}$ = 16,62 MPa, $f_{m,z,d}$ = 16,62 MPa, $f_{c,0,d}$ = 13,54 MPa

Krokiew 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C27

Smukłość

λ_y = 118,4 < 150

λ_z = 137,1 < 150

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

M = 3,04 kNm N = 0,66 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 5,94 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,03 MPa

$k_{c,y}$ = 0,233, $k_{c,z}$ = 0,176

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}\cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,368 < 1

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}\cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,372 < 1

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

M = -0,81 kNm N = 20,23 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 2,39 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 1,30 MPa

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,153 < 1

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

M = -4,38 kNm N = 16,13 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 8,55 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,84 MPa

$k_{c,y}$ = 0,233, $k_{c,z}$ = 0,176

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}\cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,781 < 1

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}\cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,867 < 1

Jętka 2x 7/16 (h_{min}=14,5) cm z przewiązkami co 149 cm; drewno C27

Smukłość

λ_y = 142,1 < 150

λ_z = 159,4 < 175

Maksymalne siły i naprężenia

M = 3,53 kNm N = 13,58 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 7,19 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,67 MPa

$k_{c,y}$ = 0,165, $k_{c,z}$ = 0,132

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}\cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,733 < 1

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}\cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,807 < 1

Murłata 16/16 cm z drewna C27

Obciążenia obliczeniowe

q_z = 15,56 kN/m q_y = 18,08 kN/m

Maksymalne siły i naprężenia

M_z = 7,75 kNm

$\sigma_{m,z,d}$ = 11,348 MPa

$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$ = 0,683 < 1

Część wspornikowa murłaty

Obciążenia obliczeniowe

q_z = 12,99 kN/m q_y = 14,64 kN/m

Maksymalne siły i naprężenia

M_y = 0,84 kNm M_z = 0,95 kNm

$\sigma_{m,y,d}$ = 1,23 MPa $\sigma_{m,z,d}$ = 1,39 MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m\cdot\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$ = 0,133 < 1

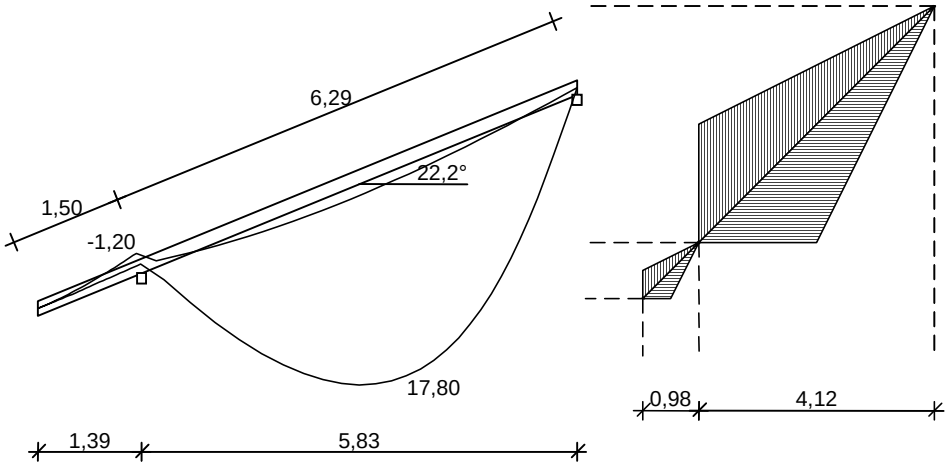
$k_m\cdot\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$ = 0,136 < 1

Poz. 1.1.2. Krokiew koszowa lukarny.

Wymiary przekroju:	przekrój prostokątny
Szerokość	b = 16,0 cm
Wysokość	h = 26,0 cm
Zacios na podporach	t_k = 3,0 cm
Drewno:	
Drewno z gatunków iglastych, klasy	**C27**
Klasa użytkowania konstrukcji:	klasa 2
Geometria:	
Kąt nachylenia połaci dachowych	$\alpha = 30,0^0$
Długość rzutu poziomego wspornika	$l_{w,x}$ = 0,98 m
Długość rzutu poziomego odcinka dolnego	$l_{d,x}$ = 4,12 m
Długość rzutu poziomego odcinka górnego	$l_{g,x}$ = 0,00 m

Obciążenia dachu jak w poz. 1.1.:

WYNIKI:



Momenty obliczeniowe - kombinacja (obc.stałe, śnieg, wiatr, obc.ociepl.)

$M_{przęs}$ = 16,05 kNm; M_{podp} = -1,07 kNm

Warunek nośności - przęsło:

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,536 < 1

Warunek nośności - podpora:

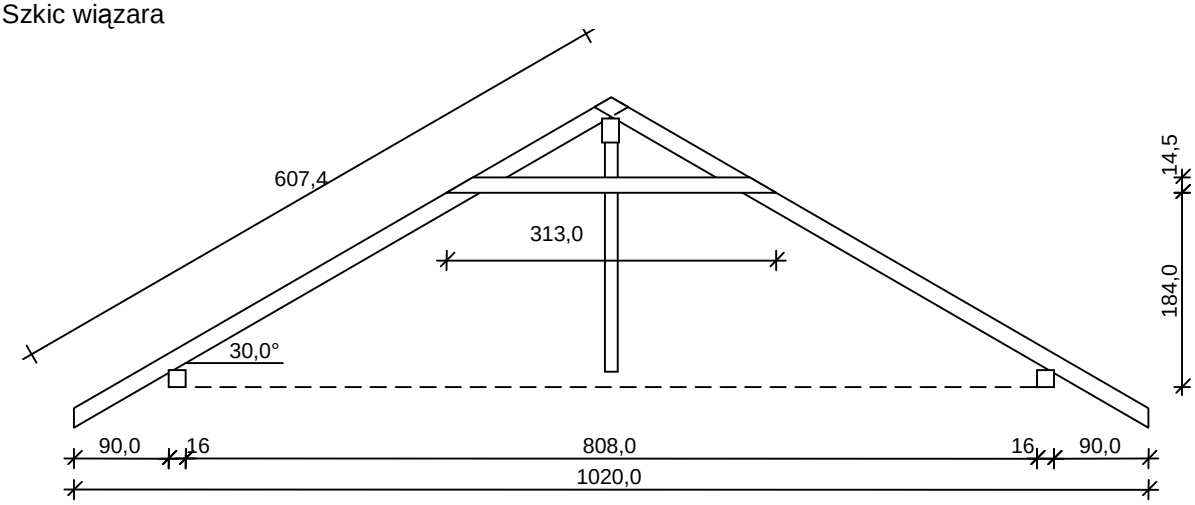
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,046 < 1

Warunek użytkowalności (odcinek dolny):

u_{fin} = 26,11 mm < $u_{net,fin}$ = l/200 =31,47 mm

Poz. 1.1.3. Konstrukcja lukarny:

Szkic wiązara



DANE:

Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30{,}0^{o}$

Rozpiętość wiązara l = 10,20 m

Rozstaw podpór w świetle $l_s = 8{,}08$ m

Poziom jętki h = 1,84 m

Rozstaw krokwi a = 0,95 m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Usztywnieniami boczne jętki - brak

Przesuwność jętki - tak

Rozstaw podparć murłaty $l_{mo} = 1{,}00$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0{,}50$ m

Obciążenia jak w poz. 1.1.:

Dane materiałowe:

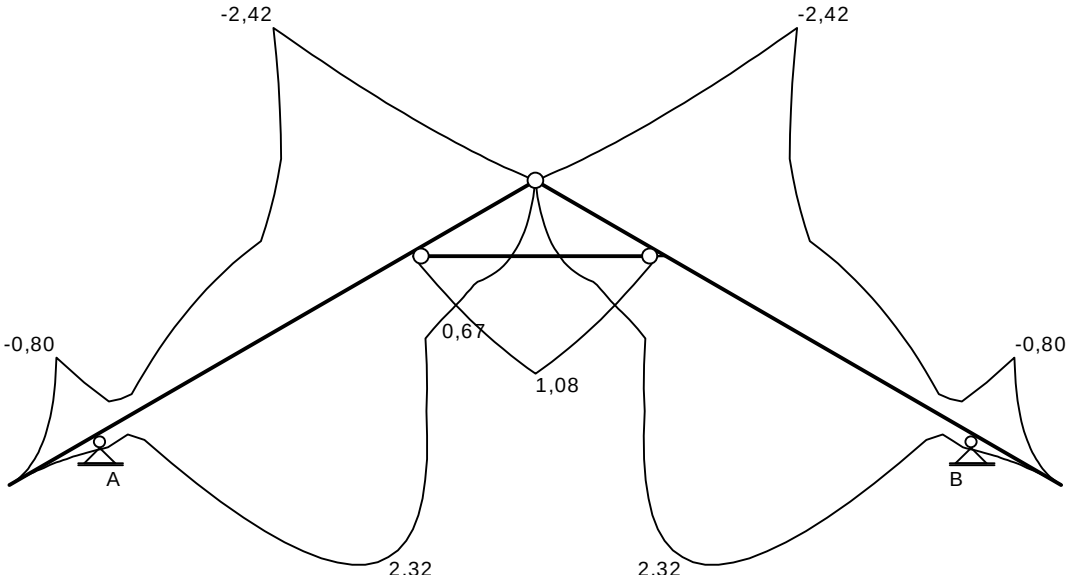
- krokiew 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C27
- płatew 16/20 cm z drewna C27,
- jętka 2x 7/16 (h_{min}=14,5) cm z drewna C27,
- murłata 16/16 cm z drewna C27

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe

WYNIKI:

Obwiednia momentów:



Wymiarowanie wg PN-B-03150: 2000

drewno z gatunków iglastych, klasy **C27** $\rightarrow$ $f_{m,y,d}$ = 16,62 MPa, $f_{m,z,d}$ = 16,62 MPa, $f_{c,0,d}$ = 13,54 MPa

Krokiew 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C27

Smukłość

λ_y = 105,6 < 150

λ_z = 140,8 < 150

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

M = 2,32 kNm N = 11,35 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 4,54 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,59 MPa

$k_{c,y}$ = 0,289, $k_{c,z}$ = 0,167

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,424 < 1

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,534 < 1

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

M = -0,80 kNm N = 13,86 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 2,36 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,89 MPa

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,146 < 1

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

M = -2,42 kNm N = 9,64 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 4,73 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,50 MPa

$k_{c,y}$ = 0,289, $k_{c,z}$ = 0,167

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,413 < 1

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,506 < 1

Jętka 2x 7/16 (h_{min}=14,5) cm z drewna C27

Smukłość

λ_y = 61,1 < 150

λ_z = 126,6 < 150

Maksymalne siły i naprężenia

M = 1,08 kNm N = 10,77 kN

$\sigma_{m,y,d}$ = 2,20 MPa $\sigma_{c,0,d}$ = 0,53 MPa

$k_{c,y}$ = 0,712, $k_{c,z}$ = 0,205

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,187 < 1

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$ = 0,323 < 1

Poz. 1.1.4. Płatew kalenicowa lukarny 16/20 cm z drewna C27

Smukłość

$\lambda_y = 20,6 < 150$

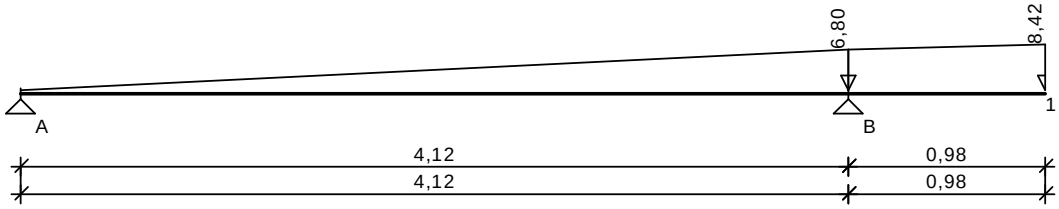
$\lambda_z = 20,6 < 150$

Obciążenia obliczeniowe

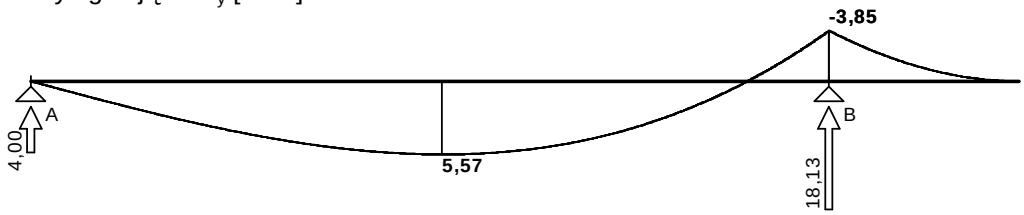
$q_z = 8,42$ kN/m $q_y = 1,24$ kN/m

$q_{z,min} = -1,10$ kN/m (odrywanie)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

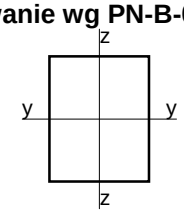


Momenty zginające M_y [kNm]:



- klasa trwania obciążenia od oddziaływania o najkrótszym czasie trwania - stałe
- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek l_d/l =1,00
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- klasa użytkowania konstrukcji - 2
- zginanie dwukierunkowe: stosunek składowych obciążenia $F_y/F_z = 0,150$

Wymiarowanie wg PN-B-03150 :2000



Przekrój prostokątny **16 / 20 cm**
$W_y = 1067$ cm^3, $W_z = 853$ cm^3, $J_y = 10667$ cm^4,
$J_z = 6827$ cm^4, m = 17,6 kg/m
drewno z gatunków iglastych, klasy **C27**
$f_{m,y,d} = 12,46$ MPa, $f_{m,z,d} = 12,46$ MPa, $f_{v,d} = 1,29$ MPa

Zginanie

Momenty maksymalne $M_{y,max} = 5,57$ kNm, $M_{z,max} = 0,84$ kNm

$\sigma_{m,y,d} = 5,23$ MPa, $\sigma_{m,z,d} = 0,98$ MPa

$k_m = 0,70$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,47 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,37 < 1$

Zwichrzenie

$k_{crit,y} = 1,00$

$\sigma_{m,y,d} = 5,23$ MPa $< k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 12,46$ MPa

$k_{crit,z} = 1,00$

$\sigma_{m,z,d} = 0,98$ MPa $< k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d} = 12,46$ MPa

Ścinanie

Maksymalne siły poprzeczne $V_{z,max} = -10,54$ kN, $V_{y,max} = -1,58$ kN

$\tau_{d,z} = 0,49$ MPa $< f_{v,d} = 1,29$ MPa

$\tau_{d,y} = 0,07$ MPa $< f_{v,d} = 1,29$ MPa

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_{B,z} = 18,13$ kN

(wymiarowanie na docisk pominięto)

Stan graniczny użytkowalności (γ_f =1,30; $k_{def} = 0,80$)

Wartość graniczna ugięcia $u_{net,fin} = 2,0 \cdot l_o / 200 = 9,80$ mm

Ugięcia maksymalne $u_{fin,z} = u_{My} + u_{Tz} = 9,08$ mm, $u_{fin,y} = u_{Mz} + u_{Ty} = 1,79$ mm

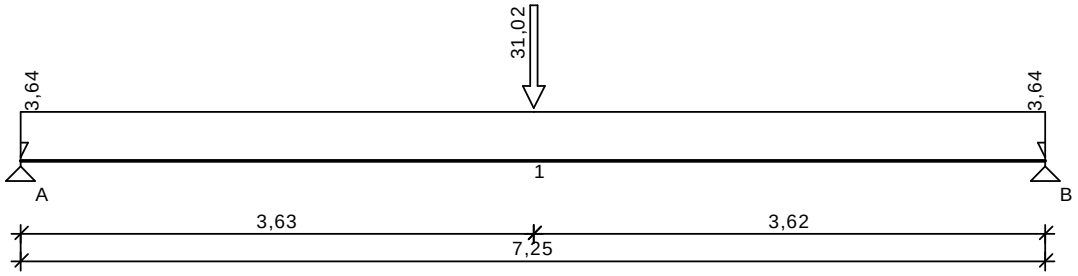
$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0.5} = 9,26$ mm $< u_{fin,net} = 9,80$ mm

Poz. 1.1.5. Belka drewniana podpierająca płatew kalenicową lukarny i krokwie koszowe.

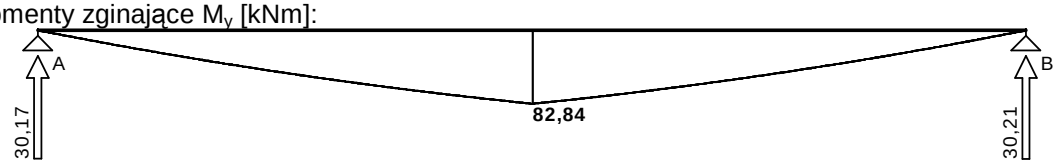
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

- obciążenia rozłożone z połaci dachu ponad linią płatwi: g_0=3,64 kN/m;
- obciążenie skupione:
  - reakcja z płatwi kalenicowej: $P_{pł}$=4,00 kN;
  - reakcja z krokwi koszowych: P_{kr}=2x13,51 kN;

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

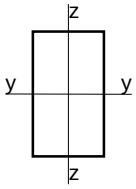


Momenty zginające M_y [kNm]:



- klasa trwania obciążenia od oddziaływania o najkrótszym czasie trwania - stałe
- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek l_d/l =1,00
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- klasa użytkowania konstrukcji - 2
- zginanie dwukierunkowe: stosunek składowych obciążenia F_y/F_z = 0,035

Wymiarowanie wg PN-B-03150 :2000



Przekrój prostokątny **24 / 42 cm**
W_y = 7056 cm^3, W_z = 4032 cm^3, J_y = 148176 cm^4,
J_z = 48384 cm^4, m = 55,4 kg/m
drewno z gatunków iglastych, klasy **C27**
$f_{m,y,d}$ = 12,46 MPa, $f_{m,z,d}$ = 12,46 MPa,
$f_{v,d}$ = 1,29 MPa, $f_{c,90,d}$ = 2,58 MPa

Zginanie

Momenty maksymalne $M_{y,max}$ = 82,84 kNm, $M_{z,max}$ = 2,90 kNm

$\sigma_{m,y,d}$ = 11,74 MPa, $\sigma_{m,z,d}$ = 0,72 MPa

k_m = 0,70

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$ = 0,98 < 1

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$ = 0,72 < 1

Zwichrzenie: $k_{crit,y}$ = 1,00

$\sigma_{m,y,d}$ = 11,74 MPa < $k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d}$ = 12,46 MPa

$k_{crit,z}$ = 1,00

$\sigma_{m,z,d}$ = 0,72 MPa < $k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d}$ = 12,46 MPa

Ścinanie

Maksymalne siły poprzeczne $V_{z,max}$ = -30,21 kN, $V_{y,max}$ = -1,06 kN

$\tau_{d,z}$ = 0,45 MPa < $f_{v,d}$ = 1,29 MPa

$\tau_{d,y}$ = 0,02 MPa < $f_{v,d}$ = 1,29 MPa

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_{B,z}$ = 30,21 kN

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

$\sigma_{c,90,z,d}$ = 1,26 MPa < $k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$ = 2,58 MPa

Stan graniczny użytkowalności (γ_f =1,36; k_{def} = 0,80)

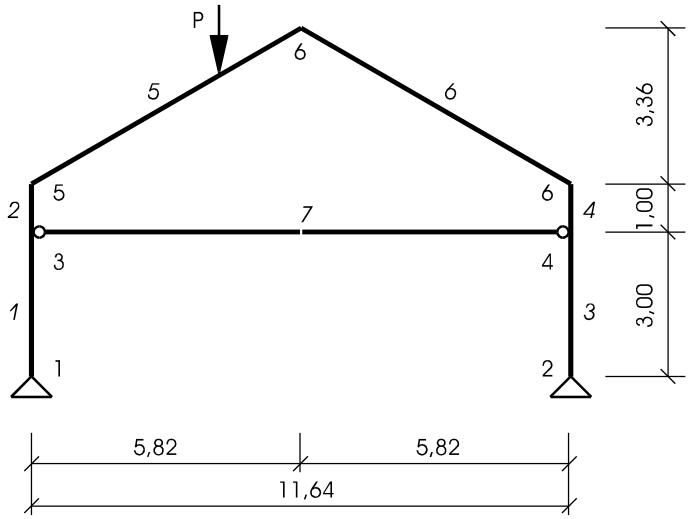
Wartość graniczna ugięcia $u_{net,fin} = l_o / 200$ = 36,25 mm

Ugięcia maksymalne $u_{fin,z} = u_{My} + u_{Tz}$ = 31,33 mm, $u_{fin,y}$ = 3,16 mm

$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0.5}$ = 31,49 mm < $u_{fin,net}$ = 36,25 mm

Poz. 2. Rama żelbetowa podpierająca konstrukcję dachu.

Schemat układu:



Maksymalne wartości reakcji:

- w węźle nr 1: R_{pion} = 64,49 (53,89) kN; R_{poz} = -3,50 (-2,76) kN;
- w węźle nr 2: R_{pion} = 52,91 (45,43) kN; R_{poz} = 3,50 (2,76) kN;

Maksymalne wartości sił w prętach i wymiarowanie zbrojenia.

Poz. 2.1. Słupy ramy.

Wymiary przekroju:

Szerokość przekroju	b = 25,0 cm
Wysokość przekroju	h = 30,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu	**B20**
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 16 mm

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia	c_{min} = 15 mm
Wartość dopuszczalnej odchyłki	Δh = 5 mm

Zbrojenie:

Pręty podłużne ϕ = 12 mm ze stali A-II (**18G2-b**)

Strzemiona ϕ = 6 mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	44,62	0,00	27,59

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa N_o = 2,06 kN

Słup:

Wysokość słupa l_{col} = 1,00 m

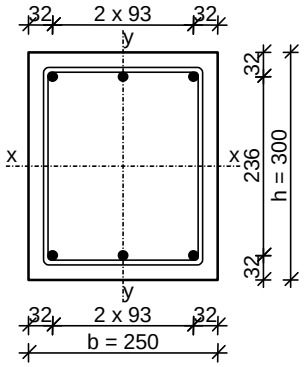
Rodzaj konstrukcji:

- w płaszczyźnie obciążenia: przesuwna
- z płaszczyzny obciążenia: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Współczynniki długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia	β_x = 0,70
Współczynniki długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia	β_y = 0,70

WYNIKI - SŁUP:



Ściskanie:
Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :
Zbrojenie potrzebne $A_{s1} = A_{s2} = 3{,}08$ cm^2 Przyjęto po **3ϕ12** o $A_s = 3{,}39$ cm^2
Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :
Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2} = 1{,}13$ cm^2. Przyjęto po **2ϕ12** o $A_s = 2{,}26$ cm^2
Łącznie przyjęto **6ϕ12** o $A_s = 6{,}79$ cm^2 (ρ= 0,90%)

Poz. 2.2. Rygiel górny ramy.

Wymiary przekroju:

Szerokość przekroju	b = 25,0 cm
Wysokość przekroju	h = 40,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu	**B20**
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 16 mm

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia	c_{min} = 15 mm
Wartość dopuszczalnej odchyłki	Δh = 5 mm

Zbrojenie:
Pręty podłużne ϕ = 12 mm ze stali A-II (**18G2-b**)
Strzemiona ϕ = 6 mm

Obciążenia: [kN,kNm]

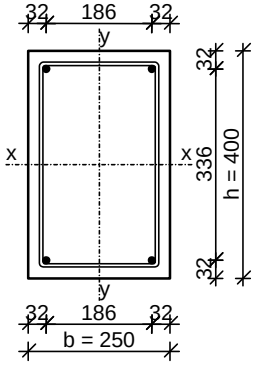
	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	55,30	0,00	27,59

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny N_o = 18,48 kN

Rygiel górny:
Wysokość słupa l_{col} = 6,72 m
Rodzaj konstrukcji:
- w płaszczyźnie obciążenia: przesuwna
- z płaszczyzny obciążenia: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1
Współczynniki długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia β_x = 1,00
Współczynniki długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia β_y = 1,00

WYNIKI – RYGIEL GÓRNY:



Ściskanie:
Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :
Zbrojenie potrzebne $A_{s1} = A_{s2} = 1,83$ cm^2 Przyjęto po **2ϕ12** o $A_s = 2,26$ cm^2
Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :
Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2} = 1,50$ cm^2. Przyjęto po **2ϕ12** o $A_s = 2,26$ cm^2
Łącznie przyjęto **4ϕ12** o $A_s = 4,52$ cm^2 (ρ= 0,45%)

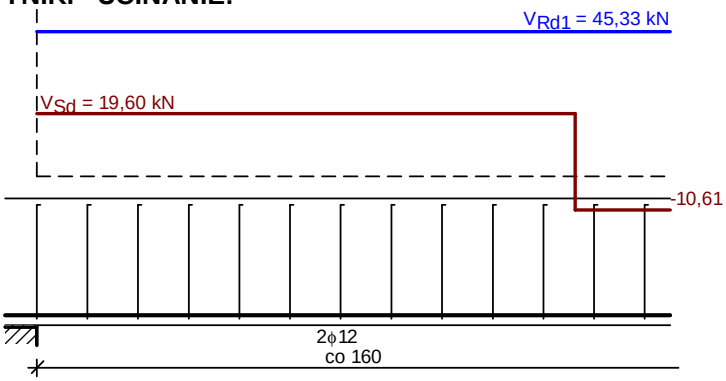
Sprawdzenie ścinania:

Siła poprzeczna w licu podpory $V_{sd} = 19,60$ kN
Siła poprzeczna charakterystyczna $V_{Sk,lt} = 15,83$ kN
Siły skupione na odcinku przypodporowym:

L.p.	F [kN]	a [m]:
1.	30,21	1,70

Sposób oparcia belki na podporze: oparcie bezpośrednie

WYNIKI - ŚCINANIE:



Ścinanie:
Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi **ϕ6 co 160** mm na całej długości belki
Warunek nośności na ścinanie V_{Sd} =19,60 kN < V_{Rd1} = 45,33 kN
SGU :
Szerokość rozwarcia rys ukośnych $w_k = 0,000$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Poz. 3. STROPY.

Poz. 3.1. Stropy nad parterem.

- obciążenia:
  - masa własna konstrukcji stropu: g_{st}=4,00 kN/m^2

- warstwy wykończeniowe:	g_k
- płytki podłogowe 0,01x25,0	0,25
- wylewka betonowa 0,04x21,0	0,84
- izolacja - styropian 0,02x0,45	0,01
- tynk 0,015x19,0	0,29
RAZEM [kN/m^2]:	1,39

  - ściany działowe (obciążenie zastępcze od ścianek działowych): $g_{ść}$=0,25 kN/m^2
  - obciążenie zmienne: k_d=0,35 g_{zm}=5,00 kN/m^2
- sumaryczne obciążenie na 1m^2 stropu:
  - obc. charakterystyczne:

$$g_{\Sigma k}= g_{st}+g_{ww}+g_{ść}+g_{zm}= 4,00+1,39+0,25+5,0 = 10,64 \text{kN/m}^2 < g_{dop}= 11,55 \text{ kN/m}^2;$$

  - obc. obliczeniowe ponad ciężar stropu:

$$g_{\Sigma 0}= g_{ww}x1,30+g_{ść}x1,10+g_{zm}x1,40 = 1,39x1,30+0,25x1,20+5,0x1,30 = 8,61 \text{ kN/m}^2;$$

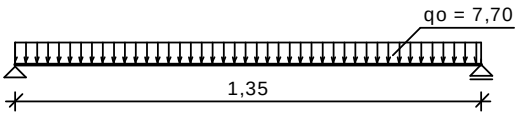
$$g_{\Sigma 0}= 8,61 \text{ kN/m}^2 < g_{dop}= 14,72 \text{ kN/m}^2;$$

Poz.3.2. Płyta balkonu.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Warstwy posadzkowe	1,50	1,30	--	1,95
2.	Obciążenie zmienne	3,00	1,00	--	3,00
3.	Płyta żelbetowa gr.10 cm	2,50	1,10	--	2,75
	Σ:	7,00	1,10		7,70

Schemat statyczny płyty



Rozpiętość obliczeniowa płyty l_{eff} = 1,35 m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy	M_{Sd} = 1,75 kNm/m
Moment przęsłowy charakterystyczny	M_{Sk} = 1,59 kNm/m
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 1,59 kNm/m
Reakcja obliczeniowa lewa	R_A = 5,20 kN/m
Reakcja obliczeniowa prawa	R_B = 5,20 kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty	**10,0 cm**
Klasa betonu	**B20**
Stal zbrojeniowa	A-II (**18G2-b**)
Otulina zbrojenia przęsłowego	c = 2,0 cm

Wymiarowanie wg PN-B-03264:1999 :

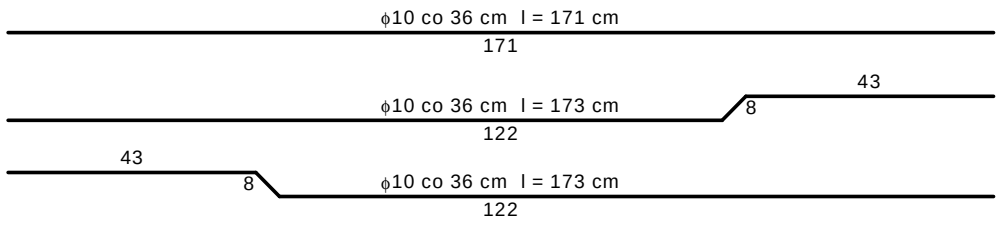
Przęsło:

Zbrojenie potrzebne A_s = 1,27 cm^2/mb. Przyjęto **ϕ10 co 12,0 cm** o A_s = 6,54 cm^2/mb (ρ= 0,87%)

Szerokość rozwarcia rys w_k = 0,000 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ a($M_{Sk,lt}$) = 0,46 mm < a_{lim} = 6,75 mm

Propozycja zbrojenia:



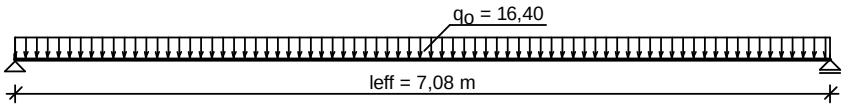
Poz. 4. BELKI, NADPROŻA I SŁUPY.

Poz. 4.1. Belka nad wejściem.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie z balkonu	4,41	1,18	--	5,20	cała belka
2.	Ciężar ściany 0,5x4,0x16x0,17	5,44	1,30	--	7,07	cała belka
3.	Ciężar własny belki	3,75	1,10	--	4,13	cała belka
	Σ:	13,60	1,21		16,40	

Schemat statyczny belki



Rozpiętość obliczeniowa belki l_{eff} = 7,08 m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy	M_{Sd} = 102,76 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny	M_{Sk} = 85,21 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 85,21 kNm
Reakcja obliczeniowa	R_{Sd} = 58,06 kN

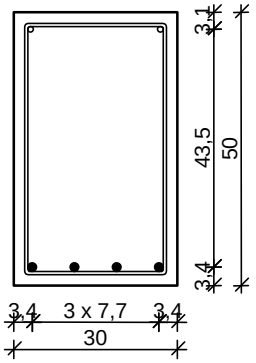
Dane materiałowe :

Klasa betonu	**B20**
Stal zbrojeniowa	A-II (**18G2-b**)
Stal zbrojeniowa strzemion	A-0 (**St0S-b**)
Stal zbrojeniowa montażowa	A-0 (**St0S-b**)
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Czas działania obciążenia	nieograniczony
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 8 mm

Założenia obliczeniowe :

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.	cot θ = 2,00
Graniczna szerokość rys	w_{lim} = 0,3 mm
Graniczne ugięcie	$a_{lim} = l_{eff}/250$ - jak dla belek (tabela 10)

Wymiarowanie wg PN-B-03264:1999 :



Przyjęte wymiary przekroju:

b_w = 30,0 cm, h = 50,0 cm

otulina zbrojenia c = 20 mm

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne A_s = 7,88 cm^2. Przyjęto **4**ϕ**16** o A_s = 8,04 cm^2 (ρ= 0,58%)

Warunek nośności na zginanie M_{Sd} = 102,76 kNm < M_{Rd} = 104,68 kNm

Ścinanie:

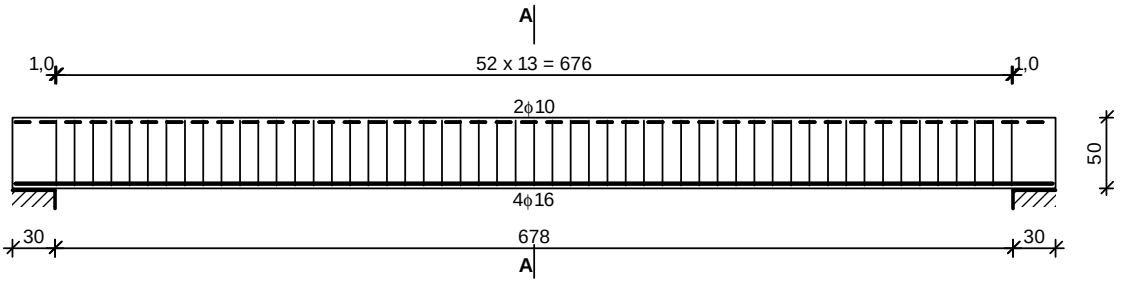
Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi ϕ6 co 130 mm na całej długości belki

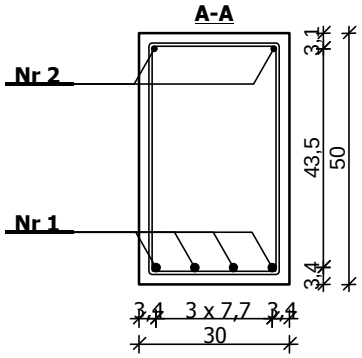
Warunek nośności na ścinanie V_{Sd} = 47,96 kN < V_{Rd1} = 69,83 kN

SGU :

Szerokość rozwarcia rys prostopadłych	w_k = 0,217 mm < w_{lim} = 0,3 mm
Szerokość rozwarcia rys ukośnych	w_k = 0,000 mm < w_{lim} = 0,3 mm
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$	$a(M_{Sk,lt})$ = 24,71 mm < a_{lim} = 30,00 mm

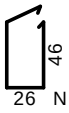
Propozycja zbrojenia:





Nr2 2ϕ10 l = 734
734

Nr1 4ϕ16 l = 734
734



26 Nr3 53ϕ6 l = 154

Zestawienie stali zbrojeniowej

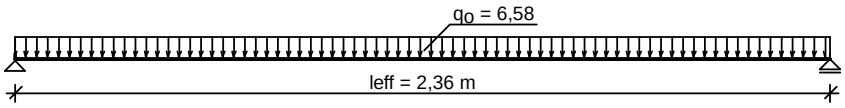
Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b ϕ6	St0S-b ϕ10	18G2-b ϕ16
1.	16	734	4			29,36
2.	10	734	2		14,68	
3.	6	154	53	81,62		
Długość wg średnic [m]				81,7	14,7	29,4
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,617	1,578
Masa wg średnic [kg]				18,1	9,1	46,4
Masa wg gatunku stali [kg]				28,0		47,0
Razem [kg]				**75**		

Poz. 4.2. Belka na słupach zewnętrznych.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciazenie z płyty balkonu	4,73	1,10	--	5,20	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,25	1,10	--	1,38	cała belka
	Σ:	5,98	1,10		6,58	

Schemat statyczny belki



Rozpiętość obliczeniowa belki l_{eff} = 2,36 m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy	M_{Sd} = 4,58 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny	M_{Sk} = 4,16 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 4,16 kNm
Reakcja obliczeniowa	R_{Sd} = 7,76 kN

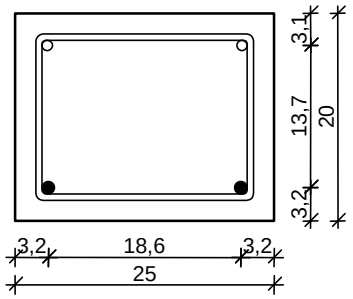
Dane materiałowe :

Klasa betonu	**B20**
Stal zbrojeniowa	A-II (**18G2-b**)
Stal zbrojeniowa strzemion	A-0 (**St0S-b**)
Stal zbrojeniowa montażowa	A-0 (**St0S-b**)
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Czas działania obciążenia	nieograniczony
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 8 mm

Założenia obliczeniowe :

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.	cot θ = 2,00
Graniczna szerokość rys	w_{lim} = 0,3 mm
Graniczne ugięcie	$a_{lim} = l_{eff}/250$ - jak dla belek (tabela 10)

Wymiarowanie wg PN-B-03264:1999 :



Przyjęte wymiary przekroju:

b_w = 25,0 cm, h = 20,0 cm

otulina zbrojenia c = 20 mm

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne A_s = 0,91 cm^2. Przyjęto **2**ϕ**12** o A_s = 2,26 cm^2 (ρ= 0,54%)

Warunek nośności na zginanie M_{Sd} = 4,58 kNm < M_{Rd} = 10,69 kNm

Ścinanie:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi ϕ6 co 130 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie V_{Sd} = 6,00 kN < V_{Rd1} = 26,22 kN

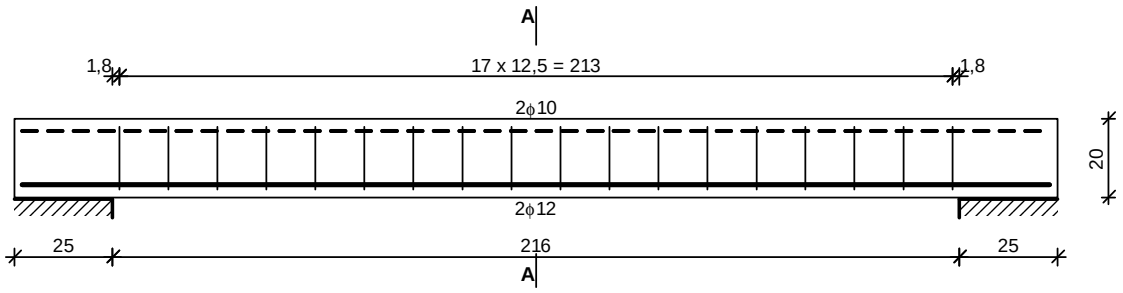
SGU :

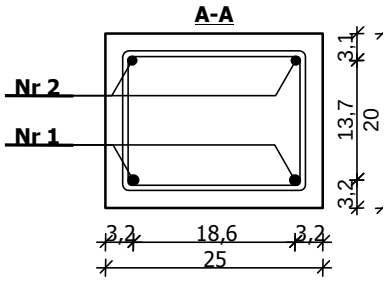
Szerokość rozwarcia rys prostopadłych w_k = 0,120 mm < w_{lim} = 0,3 mm

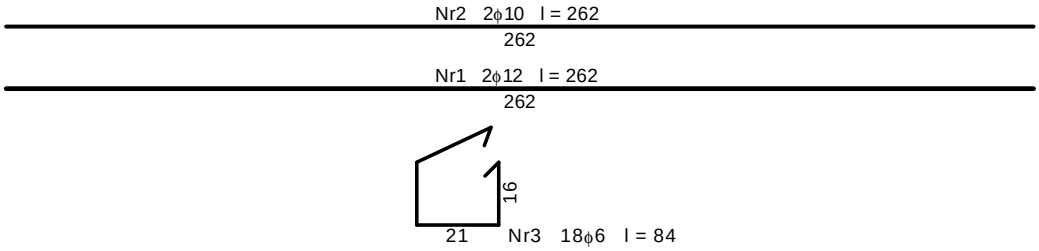
Szerokość rozwarcia rys ukośnych w_k = 0,000 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ $a(M_{Sk,lt})$ = 3,17 mm < a_{lim} = 11,80 mm

Propozycja zbrojenia:







Zestawienie stali zbrojeniowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b		18G2-b
				ϕ6	ϕ10	ϕ12
1.	12	262	2			5,24
2.	10	262	2		5,24	
3.	6	84	18	15,12		
Długość wg średnic [m]				15,2	5,3	5,3
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,617	0,888
Masa wg średnic [kg]				3,4	3,3	4,7
Masa wg gatunku stali [kg]				7,0		5,0
Razem [kg]				**12**		

Poz. S.1. Słupy zewnętrzne.

Wymiary przekroju:

Szerokość przekroju b = 25,0 cm
Wysokość przekroju h = 25,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu **B20**
Wilgotność środowiska RH = 50%
Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa d_g = 16 mm

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia c_{min} = 15 mm
Wartość dopuszczalnej odchyłki Δh = 5 mm

Zbrojenie:

Pręty podłużne ϕ = 12 mm ze stali A-II (**18G2-b**)
Strzemiona ϕ = 6 mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	7,76	0,00	0,00

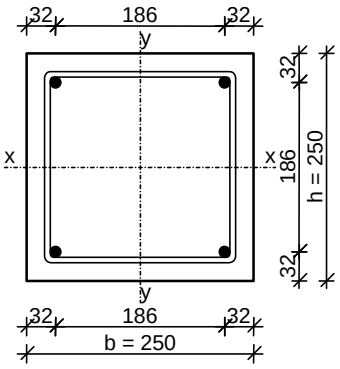
Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa N_o = 5,16 kN

Słup:

Wysokość słupa l_{col} = 3,00 m
Rodzaj konstrukcji:
- w płaszczyźnie obciążenia: przesuwna
- z płaszczyzny obciążenia: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1
Współczynniki długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia β_x = 1,00
Współczynniki długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia β_y = 1,00

WYNIKI - SŁUP:



Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :
Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2}$ = 0,94 cm^2 Przyjęto po **2ϕ12** o A_s = 2,26 cm^2
Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :
Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2}$ = 0,94 cm^2. Przyjęto po **2ϕ12** o A_s = 2,26 cm^2
Łącznie przyjęto **4ϕ12** o A_s = 4,52 cm^2 (ρ= 0,72%)

Poz. S.2. Słup podpierający belkę poz. 5.2.

Wymiary przekroju:

Szerokość przekroju b = 25,0 cm

Wysokość przekroju h = 25,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu **B20**

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Maksymalny rozmiar kruszywa d_g = 16 mm

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia c_{min} = 15 mm

Wartość dopuszczalnej odchyłki Δh = 5 mm

Zbrojenie:

Pręty podłużne ϕ = 12 mm ze stali A-II (**18G2-b**)

Strzemiona ϕ = 6 mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	58,69	0,00	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa N_o = 5,16 kN

Wysokość słupa l_{col} = 3,00 m

Rodzaj konstrukcji:

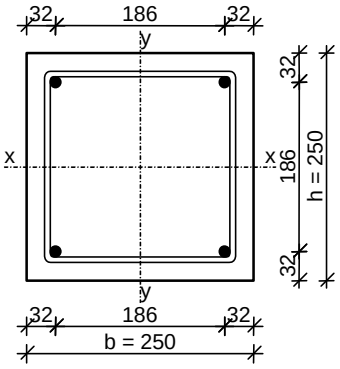
- w płaszczyźnie obciążenia: przesuwna
- z płaszczyzny obciążenia: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Współczynniki długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia β_x = 1,00

Współczynniki długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia β_y = 1,00

WYNIKI - SŁUP:



Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2}$ = 0,94 cm^2 Przyjęto po **2ϕ12** o A_s = 2,26 cm^2

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2}$ = 0,94 cm^2. Przyjęto po **2ϕ12** o A_s = 2,26 cm^2

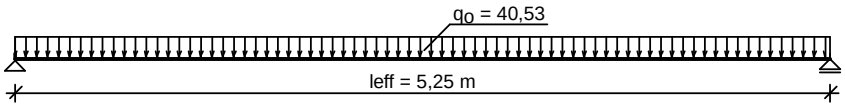
Łącznie przyjęto **4ϕ12** o A_s = 4,52 cm^2 (ρ= 0,72%)

Poz. N.1. Nadproże nad drzwiami garażowymi.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie z dachu	11,97	1,30	--	15,56	cała belka
2.	Ciężar wieńca na ściankach kolankowych	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
3.	Obciążenie ze stropu	10,30	1,30	--	13,39	cała belka
4.	Ciężar wieńca stropowego	2,55	1,10	--	2,81	cała belka
5.	Ciężar ściany	2,04	1,10	--	2,24	cała belka
6.	Ciężar własny belki	3,75	1,10	--	4,13	cała belka
	Σ:	32,80	1,24		40,53	

Schemat statyczny belki



Rozpiętość obliczeniowa belki l_{eff} = 5,25 m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy	M_{Sd} = 139,65 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny	M_{Sk} = 113,01 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 113,01 kNm
Reakcja obliczeniowa	R_{Sd} = 106,40 kN

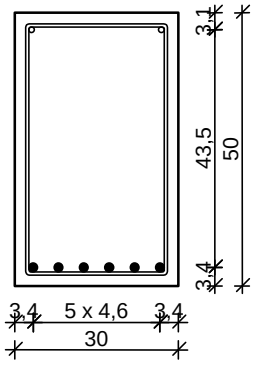
Dane materiałowe :

Klasa betonu	**B20**
Stal zbrojeniowa	A-II (**18G2-b**)
Stal zbrojeniowa strzemion	A-0 (**St0S-b**)
Stal zbrojeniowa montażowa	A-0 (**St0S-b**)
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Czas działania obciążenia	nieograniczony
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 8 mm

Założenia obliczeniowe :

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.	cot θ = 2,00
Graniczna szerokość rys	w_{lim} = 0,3 mm
Graniczne ugięcie	$a_{lim} = l_{eff}/250$ - jak dla belek (tabela 10)

Wymiarowanie wg PN-B-03264:1999 :



Przyjęte wymiary przekroju:

b_w = 30,0 cm, h = 50,0 cm

otulina zbrojenia c = 20 mm

Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne A_s = 11,21 cm^2. Przyjęto **6ϕ16** o A_s = 12,06 cm^2 (ρ= 0,86%)

Warunek nośności na zginanie M_{Sd} = 139,65 kNm < M_{Rd} = 148,40 kNm

Ścinanie:

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **ϕ6 co 130 mm** na odcinku 104,0 cm przy podporach oraz co 130 mm w środku rozpiętości belki

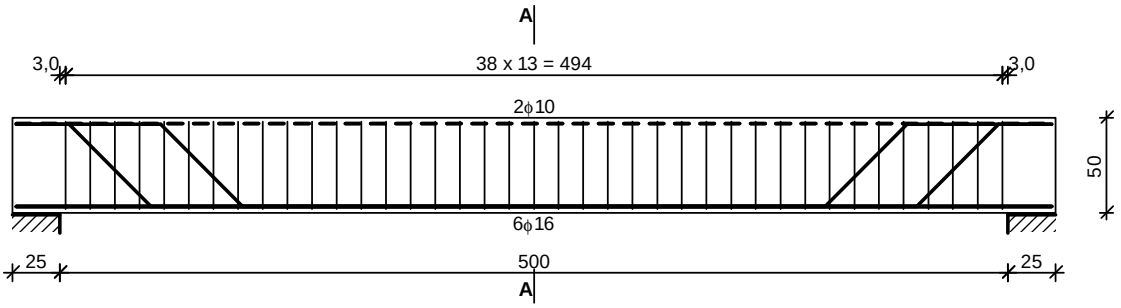
Dodatkowe zbrojenie **2** prętami odgiętymi ϕ**16** na odcinkach przypodporowych

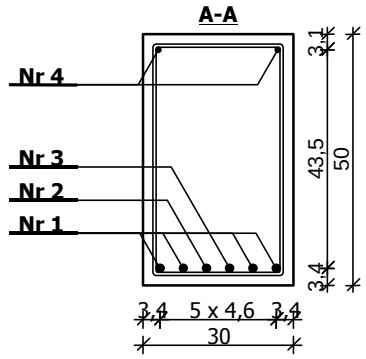
Warunek nośności na ścinanie V_{Sd} = 82,45 kN < V_{Rd3} = 184,37 kN

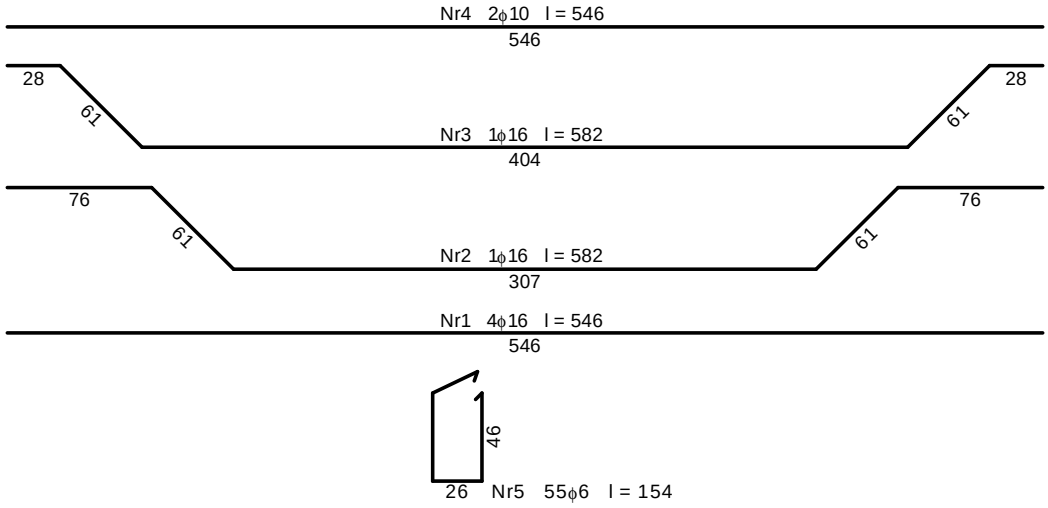
SGU :

Szerokość rozwarcia rys prostopadłych w_k = 0,167 mm < w_{lim} = 0,3 mm
Szerokość rozwarcia rys ukośnych w_k = 0,100 mm < w_{lim} = 0,3 mm
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ $a(M_{Sk,lt})$ = 13,97 mm < a_{lim} = 26,25 mm

Propozycja zbrojenia:







Zestawienie stali zbrojeniowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b		18G2-b
				ϕ6	ϕ10	ϕ16
1.	16	546	4			21,84
2.	16	582	1			5,82
3.	16	582	1			5,82
4.	10	546	2		10,92	
5.	6	154	55	84,70		
Długość wg średnic [m]				84,8	11,0	33,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,617	1,578
Masa wg średnic [kg]				18,8	6,8	52,9
Masa wg gatunku stali [kg]				26,0		53,0
Razem [kg]				**79**		

Poz. N.2. Nadproże lukarny na poddaszu.

Wymiary przekroju:

Szerokość przekroju	b = 30,0 cm
Wysokość przekroju	h = 30,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu	**B20**
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 16 mm

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia	c_{min} = 15 mm
Wartość dopuszczalnej odchyłki	Δh = 5 mm

Zbrojenie:

Pręty podłużne ϕ = 12 mm ze stali A-II (**18G2-b**)

Strzemiona ϕ = 6 mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	30,30	0,00	2,05

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa N_o = 7,57 kN

Długość elementu: l_{col} = 3,06 m

Rodzaj konstrukcji:

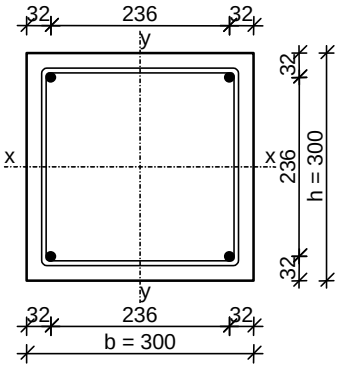
- w płaszczyźnie obciążenia: przesuwna
- z płaszczyzny obciążenia: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Współczynniki długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia β_x = 2,00

Współczynniki długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia β_y = 2,00

WYNIKI :



Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2}$ = 1,35 cm^2 Przyjęto po **2ϕ12** o A_s = 2,26 cm^2

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = A_{s2}$ = 1,35 cm^2. Przyjęto po **2ϕ12** o A_s = 2,26 cm^2

Łącznie przyjęto **4ϕ12** o A_s = 4,52 cm^2 (ρ= 0,50%)

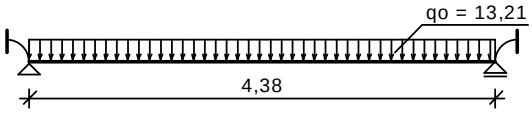
Poz. 5. SCHODY WEWNĘTRZNE.

Poz. 5.1. Płyta biegu schodów wewnętrznych.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	warstwy wykończeniowe	1,00	1,30	--	1,30
2.	ciężar stopni 0,5x0,166x24,0	1,99	1,30	--	2,59
3.	obciążenie zmienne	4,00	1,30	0,35	5,20
4.	Płyta żelbetowa gr.15 cm	3,75	1,10	--	4,13
	Σ:	10,74	1,23		13,21

Schemat statyczny płyty



Rozpiętość obliczeniowa płyty l_{eff} = 4,38 m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy	M_{Sd} = 24,42 kNm/m
Moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p}$ = 15,84 kNm/m
Moment przęsłowy charakterystyczny	M_{Sk} = 20,17 kNm/m
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 16,01 kNm/m
Reakcja obliczeniowa lewa	R_A = 28,93 kN/m
Reakcja obliczeniowa prawa	R_B = 28,93 kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty	**15,0 cm**
Klasa betonu	**B20**
Stal zbrojeniowa	A-II (**18G2-b**)
Otulina zbrojenia przęsłowego	c = 2,0 cm
Otulina zbrojenia podporowego	c` = 2,0 cm

Wymiarowanie wg PN-B-03264:1999 :

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne A_s = 7,04 cm^2/mb. Przyjęto **ϕ12 co 12,0 cm** o A_s = 9,42 cm^2/mb (ρ= 0,76%)

Szerokość rozwarcia rys w_k = 0,111 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ a($M_{Sk,lt}$) = 20,21 mm < a_{lim} = 21,90 mm

Podpora:

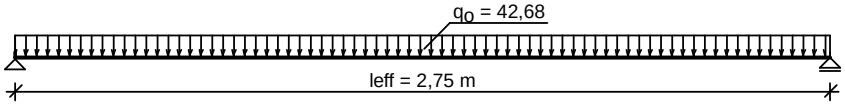
Zbrojenie potrzebne A_s = 4,39 cm^2/mb. Przyjęto **ϕ12 co 25,0 cm** o A_s = 4,52 cm^2/mb (ρ= 0,36%)

Poz. 5.2. Belka podpierająca płytę biegu.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie ze stropu 0,5x1,78x10,64	9,47	1,30	--	12,31	cała belka
2.	Obciążenie z płyty biegu	22,79	1,23	--	28,03	cała belka
3.	Ciężar własny belki	2,13	1,10	--	2,34	cała belka
	Σ:	34,39	1,24		42,68	

Schemat statyczny belki



Rozpiętość obliczeniowa belki l_{eff} = 2,75 m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy	M_{Sd} = 40,35 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny	M_{Sk} = 32,50 kNm
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 32,50 kNm
Reakcja obliczeniowa	R_{Sd} = 58,69 kN

Dane materiałowe :

Klasa betonu	**B20**
Stal zbrojeniowa	A-II (**18G2-b**)

Stal zbrojeniowa strzemion	A-0 (**St0S-b**)
Stal zbrojeniowa montażowa	A-0 (**St0S-b**)
Wilgotność środowiska	RH = 50%
Czas działania obciążenia	nieograniczony
Wiek betonu w chwili obciążenia	28 dni
Maksymalny rozmiar kruszywa	d_g = 8 mm

Założenia obliczeniowe :

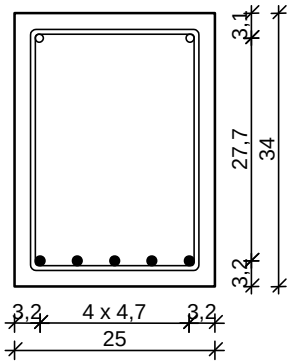
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.	cot θ = 2,00
Graniczna szerokość rys	w_{lim} = 0,3 mm
Graniczne ugięcie	$a_{lim} = l_{eff}/250$ - jak dla belek (tabela 10)

Wymiarowanie wg PN-B-03264:1999 :

Przyjęte wymiary przekroju:

b_w = 25,0 cm, h = 34,0 cm

otulina zbrojenia c = 20 mm



Zginanie (metoda uproszczona):

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne A_s = 4,72 cm^2. Przyjęto **5ϕ12** o A_s = 5,65 cm^2 (ρ= 0,73%)

Warunek nośności na zginanie M_{Sd} = 40,35 kNm < M_{Rd} = 47,17 kNm

Ścinanie:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi ϕ6 co 160 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie V_{Sd} = 40,20 kN < V_{Rd1} = 45,77 kN

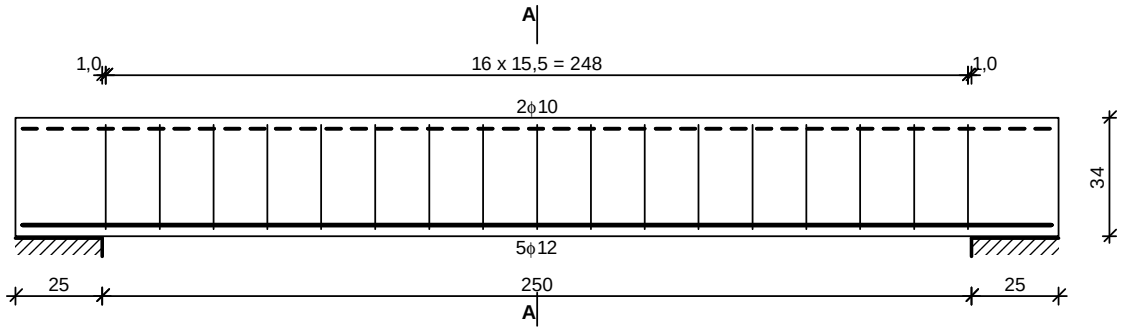
SGU :

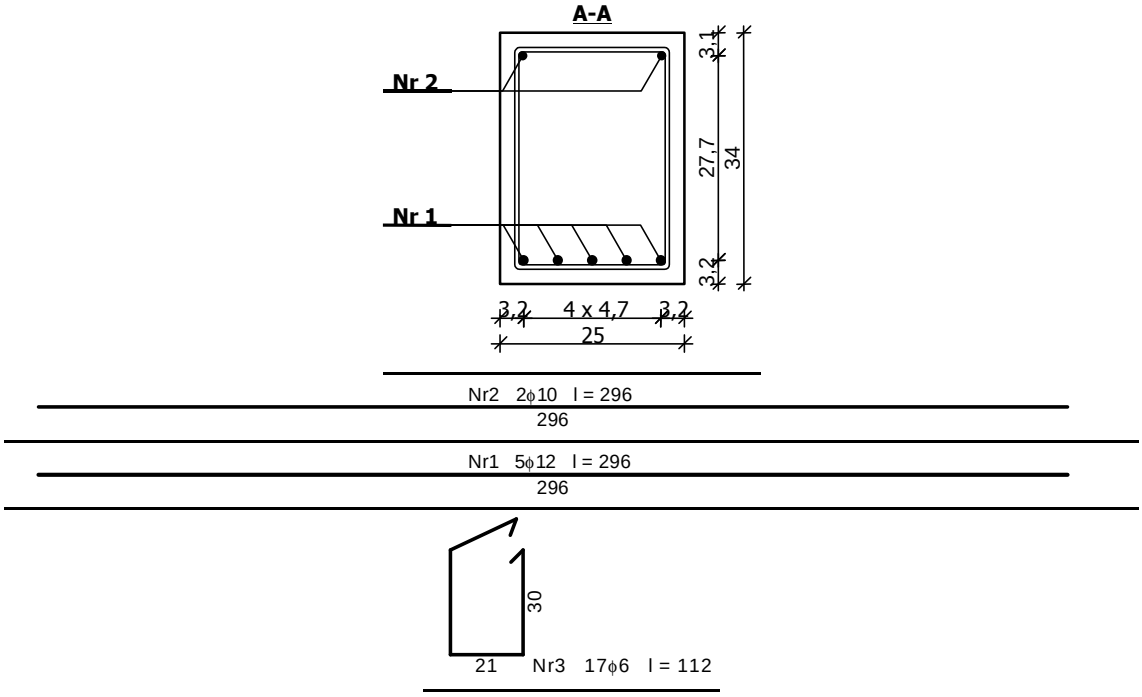
Szerokość rozwarcia rys prostopadłych w_k = 0,166 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Szerokość rozwarcia rys ukośnych w_k = 0,000 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$ a($M_{Sk,lt}$) = 5,07 mm < a_{lim} = 13,75 mm

Propozycja zbrojenia:





Zestawienie stali zbrojeniowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b		18G2-b
				ϕ6	ϕ10	ϕ12
1.	12	296	5			14,80
2.	10	296	2		5,92	
3.	6	112	17	19,04		
Długość wg średnic [m]				19,1	6,0	14,8
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,617	0,888
Masa wg średnic [kg]				4,2	3,7	13,1
Masa wg gatunku stali [kg]				8,0		14,0
Razem [kg]				**22**		

Poz. 6. WIEŃCE.

Poz. 6.1. Wieniec stropowy.

Szerokość wieńca na ścianach zewn. przyjęto z warunku: $b = L_{st}/20 = 5,89/20 = 0,29$ m

Przyjęto na ścianach wewnętrznych I zewnętrznych obwodowo wieńce o szerokości 30 cm i wysokości min. 34 cm.

Przyjęto zbrojenie 4 ϕ 12, stal A-II; 18G2 , strzemiona ϕ 6 co 25 cm, stal A-0, St0S.

Poz. 6.2. Wieniec na ściankach kolankowych.

Wymiary przekroju:

Typ przekroju:	prostokątny
Szerokość przekroju	b_w = 25,0 cm
Wysokość przekroju	h = 35,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu	**B20** jw.

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia	c_{min} = 15 mm
Wartość dopuszczalnej odchyłki	Δh = 5 mm

Zbrojenie główne:

Klasa stali:	A-II (**18G2-b**)
Średnica prętów dolnych	ϕ_d = 16 mm

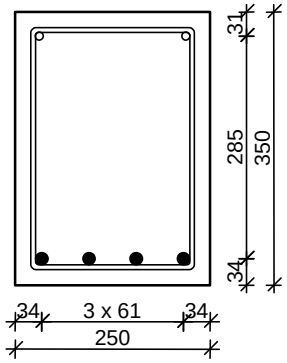
Strzemiona:

Średnica	ϕ_s = 6 mm

Belka:

Moment obliczeniowy	M_{sd} = 63,87 kNm
Moment charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 46,96 kNm
Rozpiętość efektywna belki	l_{eff} = 5,89 m
Współczynnik ugięcia	α_k = (5/48) x 1,00

WYNIK - ZGINANIE:



Zginanie:

Zbrojenie potrzebne A_s = 7,87 cm^2. Przyjęto **4ϕ16** o A_s = 8,04 cm^2 (ρ= 1,02%)

Warunek nośności na zginanie M_{Sd} = 63,87 kNm < M_{Rd} = 64,99 kNm

SGU :

Rozwarcie rys prostopadłych w_k = 0,171 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Ugięcie od $M_{Sk,lt}$ $a(M_{Sk,lt})$ = 15,39 mm < a_{lim} = 29,45 mm

Poz. 6.3. Słupki podpierające wieniec na ściankach kolankowych.

Wymiary przekroju:

Typ przekroju:	prostokątny
Szerokość przekroju	b_w = 25,0 cm
Wysokość przekroju	h = 30,0 cm

Parametry betonu:

Klasa betonu	**B20** jw.
Wilgotność środowiska	RH = 50%

Otulina:

Minimalna grubość otulenia zbrojenia	c_{min} = 15 mm
Wartość dopuszczalnej odchyłki	Δh = 5 mm

Zbrojenie główne:

Klasa stali:	A-II (**18G2-b**)
Średnica prętów dolnych	ϕ_d = 16 mm
Średnica prętów górnych	ϕ_g = 16 mm

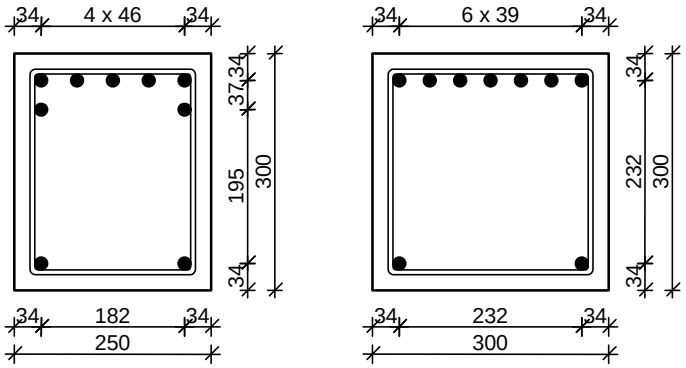
Strzemiona:

Średnica	ϕ_s = 6 mm

Belka:

Moment obliczeniowy	M_{sd} = 79,19 kNm
Moment charakterystyczny	M_{Sk} = 60,91 kNm
Moment charakterystyczny długotrwały	$M_{Sk,lt}$ = 0,00 kNm
Rozpiętość efektywna wspornika	l_{eff} = 1,00 m
Współczynnik ugięcia	α_k = (5/48) x 0,60

WYNIK - ZGINANIE:



Zginanie:

Zbrojenie potrzebne górne A_{s1} = 13,21 cm^2. Przyjęto **7ϕ16** o A_{s1} = 14,07 cm^2 (ρ= 2,20%)

Zbrojenie potrzebne dolne A_{s2} = 3,00 cm^2. Przyjęto **2ϕ16** o A_{s2} = 4,02 cm^2

Warunek nośności na zginanie M_{Sd} = 79,19 kNm < M_{Rd} = 85,65 kNm

SGU :

Rozwarcie rys prostopadłych w_k = 0,000 mm < w_{lim} = 0,3 mm

Ugięcie od M_{Sk} a(M_{Sk}) = 0,40 mm < a_{lim} = 5,00 mm

Cieszyn, czerwiec 2008 r.