

OBLICZENIA STATYCZNE

1.0 Obciążenia

1.1 Obciążenie śniegiem strefa IV

Dach jednospadowy

- połąć: $1,2 \times Q_k \times 0,8 \times =$

$$\alpha = 3,4^\circ \quad Q_k = 1,60$$

kN/m ²	γ_f	kN/m ²
1,536	1,500	2,304

1.2 Obciążenie wiatrem strefa I

1.2.1 Dach jednospadowy

- część górna: $q_k \times 1,0 \times (-0,9) \times 1,8 =$

- część dolna: $q_k \times 1,0 \times (-0,5) \times 1,8 =$

$$q_k = 0,30$$

kN/m ²	γ_f	kN/m ²
-0,486	1,500	-0,729
-0,270	1,500	-0,405

1.3 Pokrycie dachu

- 2x papa na deskowaniu

- wełna mineralna gr. 20cm: $1,20 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} =$

- łaty 5x5cm: $(6,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,05 \text{ m} \times 0,05 \text{ m}) / 0,50 \text{ m} =$

- folia

- 2x płyta g-k gr. 12,5mm: $12,0 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 0,0125 \text{ m} =$

kN/m ²	γ_f	kN/m ²
0,350	1,200	0,420
0,240	1,200	0,288
0,030	1,100	0,033
0,003	1,200	0,004
0,300	1,200	0,360
0,923	1,200	1,105

- obciążenie technologiczne

0,500	1,400	0,700
-------	-------	-------

1.4 Ściana zewnętrzna nadziemia

- tynk cem.-wap. gr. 1,5cm: $19,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,015 \text{ m} =$

- bloczki silikatowe gr. 18cm: $19,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,18 \text{ m} =$

- styropian gr. 12cm: $0,45 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m} =$

- wyprawa elewacyjna: $19,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,015 \text{ m} =$

kN/m ²	γ_f	kN/m ²
0,285	1,300	0,371
3,420	1,100	3,762
0,054	1,200	0,065
0,285	1,300	0,371
4,044	1,130	4,568

1.5 Ściana zewnętrzna podziemia

- tynk cem.-wap. gr. 1,5cm: $19,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,015 \text{ m} =$

- bloczki betonowe gr. 24cm: $24,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,24 \text{ m} =$

- styr. ekstrudowany gr. 10cm: $1,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,10 \text{ m} =$

- wyprawa elewacyjna: $19,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,015 \text{ m} =$

kN/m ²	γ_f	kN/m ²
0,285	1,300	0,371
5,760	1,100	6,336
0,100	1,200	0,120
0,285	1,300	0,371
6,430	1,120	7,197

2.0 Dach jednospadowy

Zaprojektowano dach krokwiowy jednospadowy wykonany z drewna klasy C30 o kącie nachylenia połaci $\alpha = 3,4^\circ$. Maksymalny rozstaw krokwi $a = 0,90 \text{ m}$.

Obciążenia przypadające na jedną krokiew

$$a = 0,90 \text{ m}$$

Obciążenie stałe dachu [poz. 1.3 x rozst. krokwi]

Obciążenie śniegiem [poz. 1.1 x rozst. krokwi]

Obciążenie wiatrem [poz. 1.2 x rozst. krokwi]

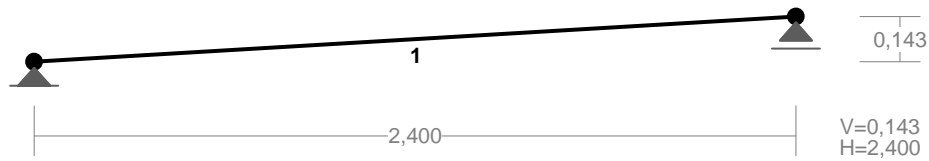
Obciążenie technologiczne [0,50 x rozst. krokwi]

kN/m	γ_f	kN/m
0,831	1,200	0,994
1,382	1,500	2,074
-0,437	1,500	-0,656
0,450	1,180	0,630

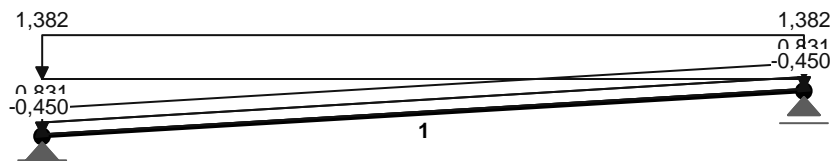
Nazwa: krokiew.rmt

PRETY:

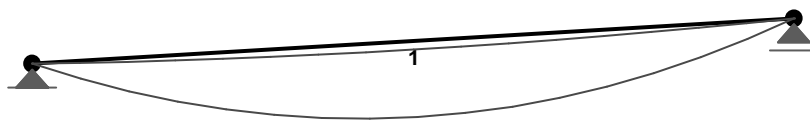
OBLICZENIA STATYCZNE DO PROJEKTU BUDOWLANO-WYKONAWCZEGO PAWILONÓW KONTROLERSKICH
I PLATFORMY ODPRAW



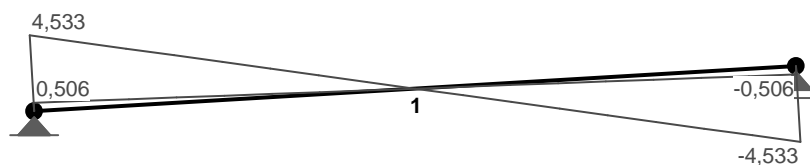
OBCIĄŻENIA :



MOMENTY-OBWIEDNIE :

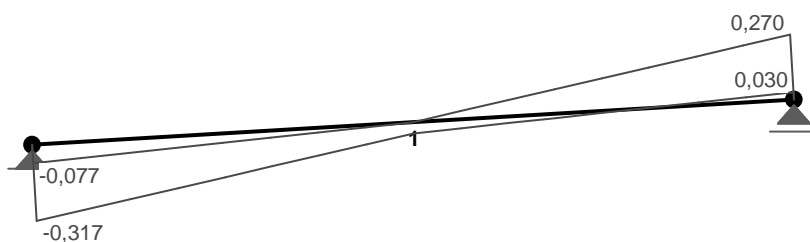


TNĄCE-OBWIEDNIE :



NORMALNE-OBWIEDNIE :

OBLICZENIA STATYCZNE DO PROJEKTU BUDOWLANO-WYKONAWCZEGO PAWILONÓW KONTROLERSKICH
I PLATFORMY ODPRAW



SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:
1	1,202	2,725*	0,000	0,000	ABD
	2,404	-0,000*	-4,533	0,270	ABD
	0,000	-0,000*	3,745	-0,317	ABCD
	0,000	-0,000	4,533*	-0,270	ABD
	2,404	-0,000	-4,533*	0,270	ABD
	2,404	-0,000	-4,533	0,270*	ABD
	0,000	-0,000	3,745	-0,317*	ABCD

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

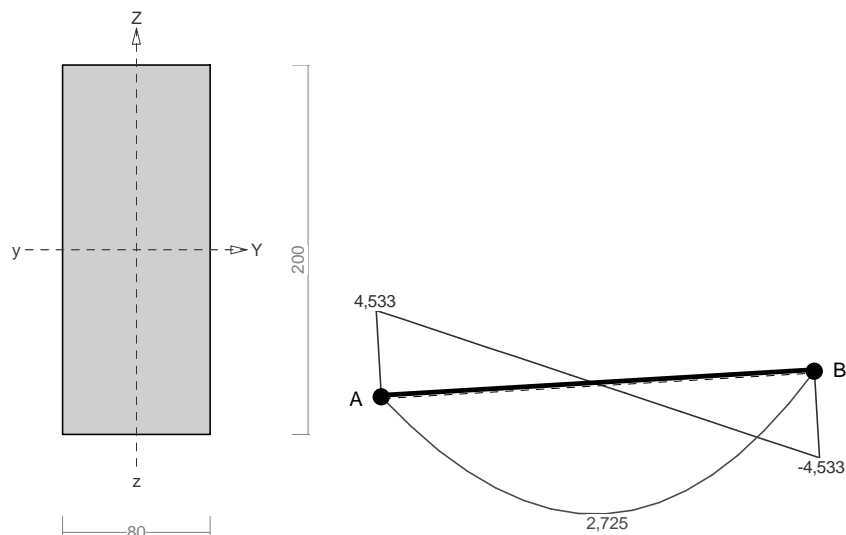
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,094*	3,757	3,758		ABCD
	0,094*	0,512	0,521		AC
	-0,000*	4,541	4,541		ABD
	0,000*	1,296	1,296		A
	-0,000	4,541*	4,541		ABD
	0,094	0,512*	0,521		AC
	-0,000	4,541	4,541*		ABD
2	-0,000*	4,541	4,541		ABD
	0,000*	0,507	0,507		AC
	0,000*	1,296	1,296		A
	-0,000	4,541*	4,541		ABD
	0,000	0,507*	0,507		AC
	-0,000	4,541	4,541*		ABD

* = Wartości ekstremalne

Pręt nr 1

Zadanie: krokiew



Własności techniczne drewna:

Przyjęto 2 klasę użytkowania konstrukcji (temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 85% tylko przez kilka tygodni w roku) oraz klasę trwania obciążenia: **Stale** (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny).

$$K_{mod} = 0,60 \quad \gamma_M = 1,3$$

Cechy drewna: **Drewno C30.**

$f_{m,k} = 30,00$	$f_{m,d} = 13,85 \text{ MPa}$
$f_{t,0,k} = 18,00$	$f_{t,0,d} = 8,31 \text{ MPa}$
$f_{t,90,k} = 0,60$	$f_{t,90,d} = 0,28 \text{ MPa}$
$f_{c,0,k} = 23,00$	$f_{c,0,d} = 10,62 \text{ MPa}$
$f_{c,90,k} = 2,70$	$f_{c,90,d} = 1,25 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 3,00$	$f_{v,d} = 1,38 \text{ MPa}$
$E_{0,mean} = 12000 \text{ MPa}$	
$E_{90,mean} = 400 \text{ MPa}$	
$E_{0,05} = 8000 \text{ MPa}$	
$G_{mean} = 750 \text{ MPa}$	
$\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$	

Sprawdzenie nośności pręta nr 1

Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a=2,40 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABD”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 160,00 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 0,270 / 160,00 \times 10 = \mathbf{0,017} < \mathbf{8,31} = f_{t,0,d}$$

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00 \text{ m}$; $x_b=2,40 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 0,317 / 160,00 \times 10 = \mathbf{0,020} < \mathbf{3,02} = 0,285 \times 10,62 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=1,05 \text{ m}$; $x_b=1,35 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABD”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,002}{0,927 \times 10,62} + 0,7 \times \frac{0,000}{13,85} + \frac{5,029}{13,85} = \mathbf{0,363} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,002}{0,285 \times 10,62} + \frac{0,000}{13,85} + 0,7 \times \frac{5,029}{13,85} = \mathbf{0,255} < \mathbf{1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=1,20 \text{ m}$; $x_b=1,20 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABD”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 2,725 / 533,33 \times 10^3 = \mathbf{5,109} < \mathbf{13,846} = 1,000 \times 13,85 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=1,20$ m; $x_b=1,20$ m, przy obciążeniach „ABD”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,000}{8,31} + \frac{5,109}{13,85} + 0,7 \times \frac{0,000}{13,85} = \mathbf{0,369} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,000}{8,31} + 0,7 \times \frac{5,109}{13,85} + \frac{0,000}{13,85} = \mathbf{0,258} < \mathbf{1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=1,05$ m; $x_b=1,35$ m, przy obciążeniach „ABD”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,002^2}{10,62^2} + \frac{5,029}{13,85} + 0,7 \times \frac{0,000}{13,85} = \mathbf{0,363} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,002^2}{10,62^2} + 0,7 \times \frac{5,029}{13,85} + \frac{0,000}{13,85} = \mathbf{0,254} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścianie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=2,40$ m, przy obciążeniach „ABD”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,425^2 + 0,000^2} = \mathbf{0,425} < \mathbf{1,385} = 1,000 \times 1,38 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=1,20$ m; $x_b=1,20$ m, przy obciążeniach „ABD” liczone od cięciwy przęta.

$$u_{z,fin} = -1,3 + -1,8 = \mathbf{3,0} < \mathbf{9,6} = u_{net,fin}$$

Ostatecznie przyjęto krokwie o przekroju 8x20cm wykonane z drewna klasy C30. Przyjęto maksymalny rozstaw krokwi co 90cm. Krokwie stanowią usztywnienie poprzeczne budynku w związku z czym należy kotwić każdą krokiew do wieńca za pomocą kotew rozporowych M12 i kątowych łączników stalowych wg rysunków szczegółowych.

3.0 Podciągi i nadproża

3.1 Nadproże czteroprzęsłowe o rozpiętości 3,96m, 1,85m w świetle

Przyjęto nadproże żelbetowe monolityczne wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone podłużnie stalą A-III (34GS) i poprzecznie strzemionami ze stali A-0 (St0S).

Obciążenia przypadające na nadproże

- maksymalna reakcja z dachu poz. 2.0 / rozstaw krokwi

kN/m	γ_f	kN/m
3,652	1,390	5,046

- ściana attykowa poz. 1.4

4,044kN/m² x 0,50m=

2,022	1,130	2,284
-------	-------	-------

- wieniec żelbetowy 18x25cm

25,00kN/m³ x 0,18m x 0,25m=

1,125	1,100	1,238
-------	-------	-------

- ściana nadziemia poz. 1.4

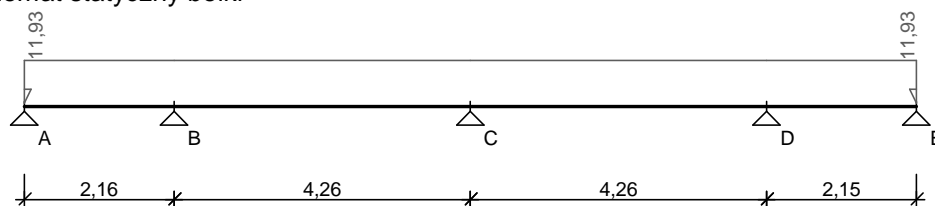
4,044kN/m² x 0,40m=

1,618	1,130	1,827
-------	-------	-------

8,417	1,240	10,394
--------------	--------------	---------------

Ciążar własny uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym.

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

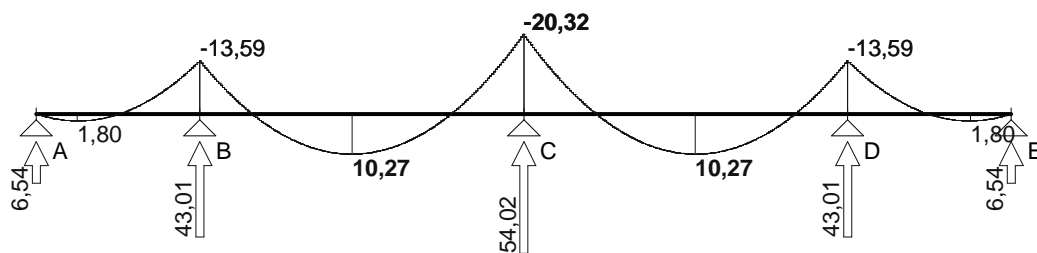
Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa
 Stal zbrojeniowa główna **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa
 Stal zbrojeniowa strzemion **A-0 (St0S-b)** → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

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

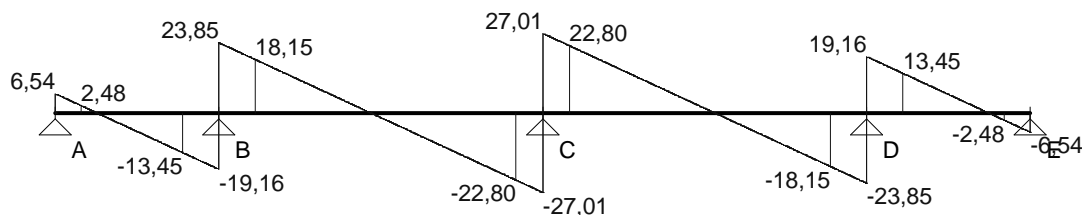
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

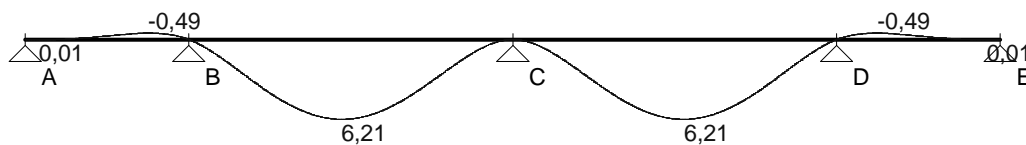
Momenty zginające [kNm]:



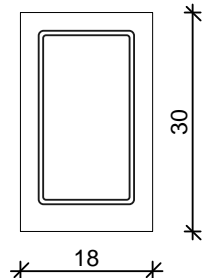
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 18,0$ cm, $h = 30,0$ cm
 otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 25$ mm
 otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 37$ mm
 otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 25$ mm
 otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 25$ mm

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 1,80$ kNm

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 0,63$ cm². Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,50\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 1,80$ kNm/mb < $M_{Rd} = 18,57$ kNm/mb

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)13,45$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 180 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)13,45$ kN < $V_{Rd1} = 32,05$ kN

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długostrzały $M_{Sk,lt} = 1,47$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Moment podporowy charakterystyczny długostrzały $M_{Sk,lt} = (-)11,13$ kNm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,49$ mm < $a_{lim} = 10,78$ mm

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 13,59$ kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)13,59$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,54$ cm². Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,48\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)13,59$ kNm/mb < $M_{Rd} = 19,52$ kNm/mb

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długostrzały $M_{Sk,lt} = (-)11,13$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,218$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,27$ kNm

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,21$ cm². Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,50\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,27$ kNm/mb < $M_{Rd} = 18,57$ kNm/mb

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)22,80$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)22,80$ kN < $V_{Rd1} = 32,05$ kN

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długostrzały $M_{Sk,lt} = 8,41$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,183$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,21$ mm < $a_{lim} = 21,32$ mm

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 21,25$ kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora C:

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)20,32$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,36$ cm². Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39$ cm² ($\rho = 0,72\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)20,32$ kNm/mb < $M_{Rd} = 28,29$ kNm/mb

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długostrzały $M_{Sk,lt} = (-)16,65$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,191$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,27$ kNm

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,21$ cm². Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,50\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,27$ kNm/mb < $M_{Rd} = 18,57$ kNm/mb

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 22,80$ kN

ADRES:

DRAFT Usługi Projektowe
10-560 Olsztyn
ul. Żołnierska 33/35

PRACOWNIA:

10-526 Olsztyn
ul. Lanca 3 llp./pok.2

TELEFON:

kom. 0 505 755 227

E-MAIL:

draft.olsztyn@wp.pl
a-kozłowski@wp.pl

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 22,80 \text{ kN} < V_{Rd1} = 32,05 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = 8,41 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,183 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,It}$: $a(M_{Sk,It}) = 6,21 \text{ mm} < a_{lim} = 21,32 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 21,25 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora D:

Zginanie: (przekrój **f-f**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)13,59 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,54 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2 $\phi 12$** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,48\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)13,59 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 19,52 \text{ kNm/mb}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = (-)11,13 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,218 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Przęsło D - E:

Zginanie: (przekrój **g-g**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 1,80 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 0,63 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2 $\phi 12$** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,50\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 1,80 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 18,57 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 13,45 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13,45 \text{ kN} < V_{Rd1} = 32,05 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = 1,47 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = (-)11,13 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,It}$: $a(M_{Sk,It}) = (-)0,49 \text{ mm} < a_{lim} = 10,77 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 13,59 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Ostatecznie przyjęto nadproże żelbetowe monolityczne o wymiarach 18x30 cm wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone prętami podłużnymi 3#12 dołem i 4#12 górą ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ ze stali A-0 (St0S) w rozstawie co 19cm na całej długości belki.

3.2 Belka podpierająca nadproże poz. 3.1

3.2.1 Belka dwuprzęsłowa podpierająca nadproże poz. 3.1

Przyjęto belkę żelbetową monolityczną wykonaną z betonu C20/25 (B25) zbrojoną podłużnie stalą A-III (34GS) i poprzecznie strzemionami ze stali A-0 (St0S).

Obciążenia przypadające na nadproże

	kN/m	γ_f	kN/m
- ściana attykowa poz. 1.4 $4,044 \text{ kN/m}^2 \times 0,50 \text{ m} =$	2,022	1,130	2,284
- wieniec żelbetowy 18x25cm $25,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,18 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} =$	1,125	1,100	1,238
- ściana nadziemna poz. 1.4 $4,044 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} =$	1,618	1,130	1,827

ADRES:

DRAFT Usługi Projektowe
10-560 Olsztyn
ul. Żołnierska 33/35

PRACOWNIA:

10-526 Olsztyn
ul. Lanca 3 IIp./pok.2

TELEFON:

kom. 0 505 755 227

E-MAIL:

draft.olsztyn@wp.pl
a-kozlowski@wp.pl

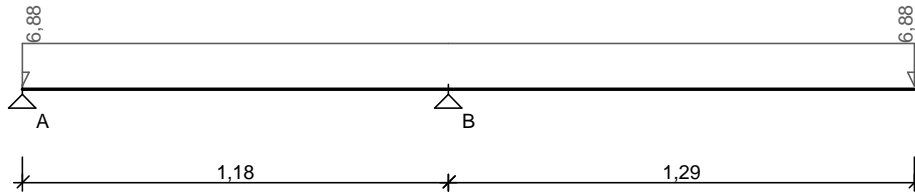
4,765 1,130 5,349

- maksymalna reakcja z nadproża poz. 3.1 [kN]

5,360 1,230 6,540

Ciężar własny uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym.

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25 (C20/C25)** → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,16$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

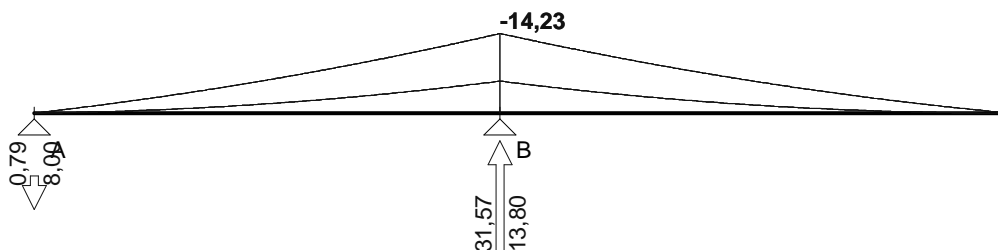
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

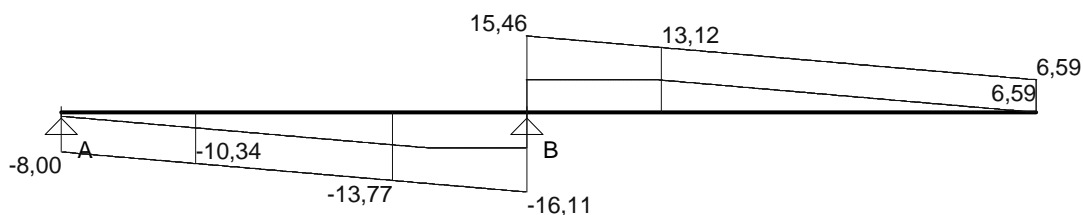
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

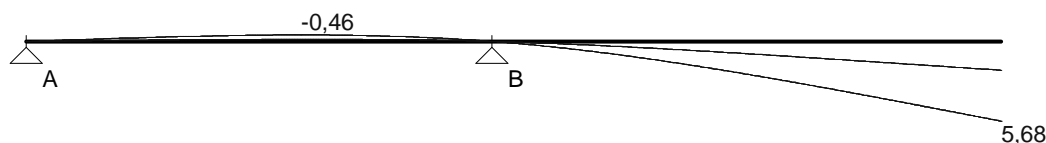
Momenty zginające [kNm]:



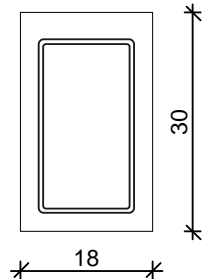
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 18,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{\text{nom,G}} = 37 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{\text{nom,D}} = 25 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{\text{nom,L}} = 25 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{\text{nom,P}} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Zbrojenie dolne w przęśle zbyteczne

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{\text{Sd}} = (-)13,77 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 180 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{\text{Sd}} = (-)13,77 \text{ kN} < V_{\text{Rd1}} = 33,29 \text{ kN}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{\text{Sk,lt}} = (-)12,01 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{\text{Sk,lt}}$: $a(M_{\text{Sk,lt}}) = (-)0,46 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 5,90 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{\text{Sk}} = 13,24 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Prawy wspornik:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{\text{Sd}} = (-)14,23 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,70 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,75\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{\text{Sd}} = (-)14,23 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd}} = 26,87 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{\text{Sd}} = 13,12 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 180 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{\text{Sd}} = 13,12 \text{ kN} < V_{\text{Rd1}} = 33,29 \text{ kN}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{\text{Sk,lt}} = (-)12,01 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,160 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{\text{Sk,lt}}$: $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 5,68 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 8,60 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{\text{Sk}} = 12,70 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Ostatecznie przyjęto nadproże żelbetowe monolityczne o wymiarach 18x30 cm wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone prętami podłużnymi 2#12 dołem i 4#12 górą ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ ze stali A-0 (St0S) w rozstawie co 18cm na całej długości belki.

ADRES:

DRAFT Usługi Projektowe
10-560 Olsztyn
ul. Żołnierska 33/35

PRACOWNIA:
10-526 Olsztyn
ul. Lanca 3 Ilp./pok.2

TELEFON:

kom. 0 505 755 227

E-MAIL:

draft.olsztyn@wp.pl
a-kozlowski@wp.pl

3.2.2 Belka trzyprzęsłowa podpierająca nadproże poz. 3.1

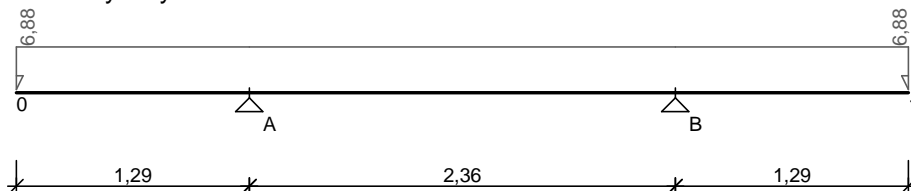
Przyjęto belkę żelbetową monolityczną wykonaną z betonu C20/25 (B25) zbrojoną podłużnie stalą A-III (34GS) i poprzecznie strzemionami ze stali A-0 (St0S).

Obciążenia przypadające na nadproże	kN/m	γ_f	kN/m
- ściana attykowa poz. 1.4 4,044kN/m ² x 0,50m=	2,022	1,130	2,284
- wieniec żelbetowy 18x25cm 25,00kN/m ³ x 0,18m x 0,25m=	1,125	1,100	1,238
- ściana nadziemna poz. 1.4 4,044kN/m ² x 0,40m=	1,618	1,130	1,827
	4,765	1,130	5,349
- maksymalna reakcja z nadproża poz. 3.1 [kN]	5,360	1,230	6,540

Ciężar własny uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym.

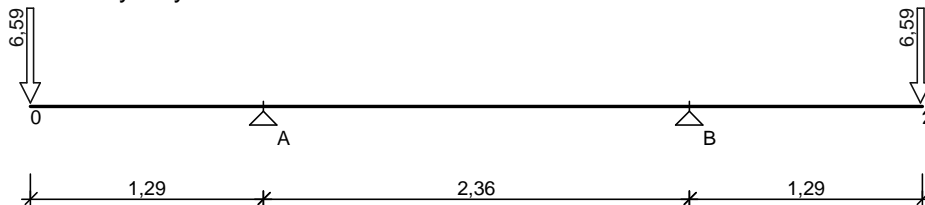
Przypadek: P1: Przypadek 1

Schemat statyczny belki



Przypadek: P2: Przypadek 2

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

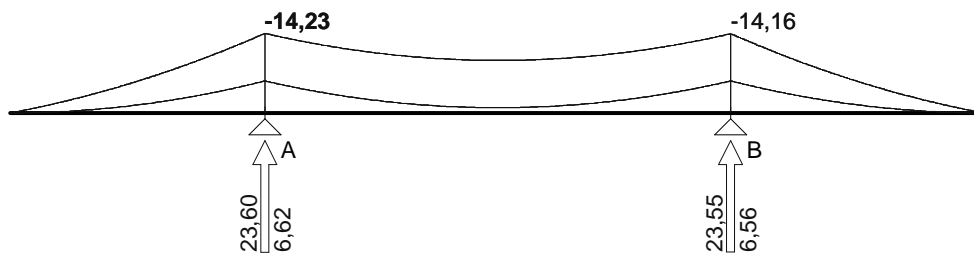
Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa
 Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa
 Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

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

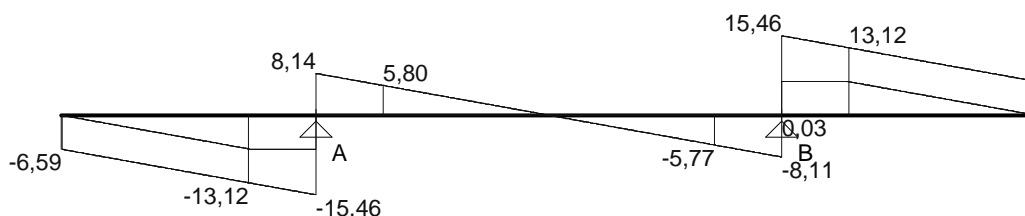
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

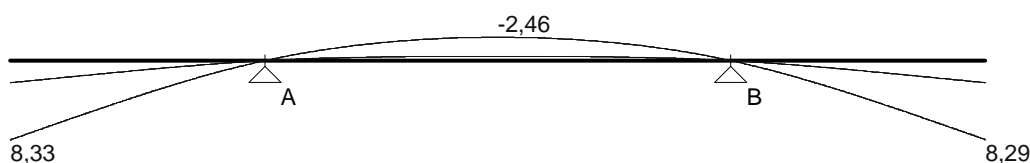
Momenty zginające [kNm]:



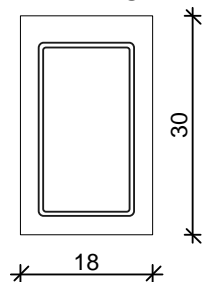
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 18,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 37 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 25 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 25 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 25 \text{ mm}$

Lewy wspornik:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)14,23 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,70 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 12$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,00\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia w przęśle)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)14,23 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 34,52 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)13,12 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)13,12 \text{ kN} < V_{Rd1} = 35,51 \text{ kN}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)12,01 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,103 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,33 \text{ mm} < a_{lim} = 8,60 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 12,70 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Zbrojenie dolne w przęśle zbyteczne

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 5,80$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 180 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 5,80$ kN < $V_{Rd1} = 35,51$ kN

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)11,95$ kNm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)2,46$ mm < $a_{lim} = 11,80$ mm

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 6,69$ kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Prawy wspornik:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)14,16$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,70$ cm². Przyjęto 4 $\phi 12$ o $A_s = 4,52$ cm² ($\rho = 1,00\%$)
(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia w przęśle)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)14,16$ kNm/mb < $M_{Rd} = 34,52$ kNm/mb

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 13,12$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 180 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13,12$ kN < $V_{Rd1} = 35,51$ kN

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)11,95$ kNm

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,103$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,29$ mm < $a_{lim} = 8,60$ mm

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 12,70$ kN

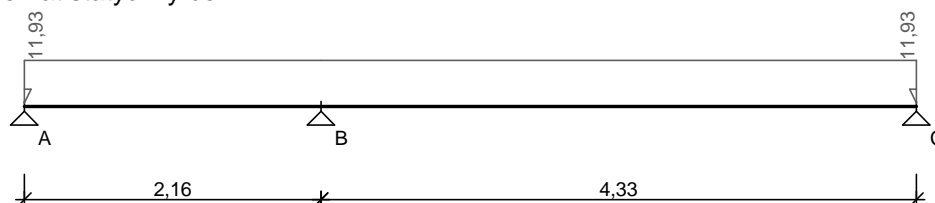
Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Ostatecznie przyjęto nadproże żelbetowe monolityczne o wymiarach 18x30 cm wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone prętami podłużnymi 2#12 dołem i 4#12 górą ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ ze stali A-0 (St0S) w rozstawie co 18cm na całej długości belki.

3.3 Nadproże dwuprzęsłowe o rozpiętości 3,96m, 1,85m w świetle

Przyjęto nadproże żelbetowe monolityczne wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone podłużnie stalą A-III (34GS) i poprzecznie strzemionami ze stali A-0 (St0S). Obciążenia jak w poz. 3.1. Ciężar własny uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym.

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

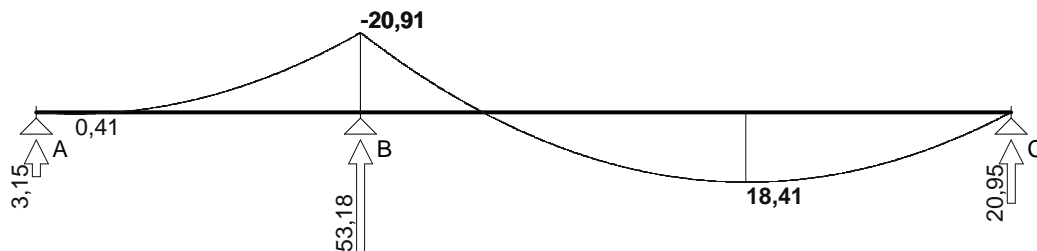
Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa
Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa
Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

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

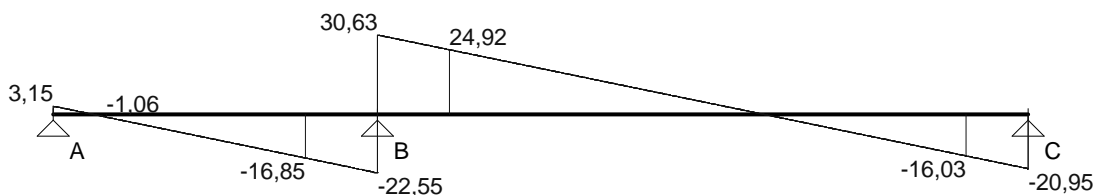
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

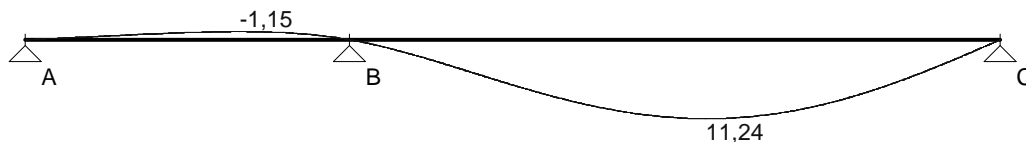
Momenty zginające [kNm]:



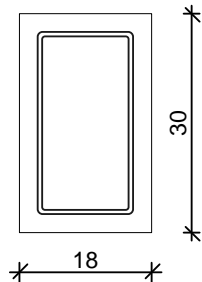
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 18,0$ cm, $h = 30,0$ cm
otulina zbrojenia $c_{nom} = 25$ mm

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

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

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 0,66$ cm². Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,48\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,41$ kNm/mb < $M_{Rd} = 19,52$ kNm/mb

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)16,85 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)16,85 \text{ kN} < V_{Rd1} = 32,05 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,34 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)17,13 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)1,15 \text{ mm} < a_{lim} = 10,78 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 16,38 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)20,91 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,44 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3 ϕ 12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,72\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)20,91 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 28,29 \text{ kNm/mb}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)17,13 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,197 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 18,41 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,13 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3 ϕ 12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,72\%$)
(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 18,41 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 28,29 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 24,92 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,92 \text{ kN} < V_{Rd1} = 32,05 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,08 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,171 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 11,24 \text{ mm} < a_{lim} = 21,63 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 22,99 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Ostatecznie przyjęto nadproże żelbetowe monolityczne o wymiarach 18x30 cm wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone prętami podłużnymi 3#12 dołem i 4#12 górą ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ ze stali A-0 (St0S) w rozstawie co 19cm na całej długości belki.

3.4 Belka dwuprzęsłowa podpierająca nadproże poz. 3.3

Przyjęto belkę żelbetową monolityczną wykonaną z betonu C20/25 (B25) zbrojoną podłużnie stalą A-III (34GS) i poprzecznie strzemionami ze stali A-0 (St0S).

Obciążenia przypadające na nadproże

	kN/m	γ_f	kN/m
- ściana attykowa poz. 1.4 $4,044 \text{ kN/m}^2 \times 0,50 \text{ m} =$	2,022	1,130	2,284
- wieniec żelbetowy 18x25cm $25,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,18 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} =$	1,125	1,100	1,238
- ściana nadziemia poz. 1.4 $4,044 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} =$	1,618	1,130	1,827

ADRES:

DRAFT Usługi Projektowe
10-560 Olsztyn
ul. Żołnierska 33/35

PRACOWNIA:
10-526 Olsztyn
ul. Lanca 3 IIp./pok.2

TELEFON:

kom. 0 505 755 227

E-MAIL:

draft.olsztyn@wp.pl
a-kozlowski@wp.pl

	4,765	1,130	5,349
- maksymalna reakcja z nadproża poz. 3.1 [kN]	2,580	1,230	3,150

Ostatecznie przyjęto nadproże jak w poz. 3.2.

3.5 Pozostałe nadproża

3.5.1 Nadproża monolityczne

Przyjęto konstrukcyjnie nadproże żelbetowe monolityczne o wymiarach 18x25 cm wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone podłużnie 3#12 dołem oraz 2#12 górą ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami $\phi 6$ co 15cm ze stali A-0 (St0S).

3.5.2 Nadproża prefabrykowane

Przyjęto nadproża prefabrykowane w postaci belek L19 odmiany N. Długość belki dopasować do wymiaru otworu zachowując minimalne oparcie belki na ścianie równe 10cm.

4.0 Słupy i rdzenie przyziemia

4.1 Słupy i rdzenie przyziemia

Projektuje się słup żelbetowy monolityczny wykonany z betonu C20/25 (B25) zbrojony podłużnie stalą A-III (34GS) oraz poprzecznie A-0 (St0S). Przedmiotowy słup obciążony będzie reakcją pionową z nadproża.

DANE:

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 18,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 18,0$ cm

Zbrojenie:

Pręty podłużne $\phi = 12$ mm ze stali A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Strzemiona $\phi = 6$ mm

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/C25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

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

Otulenie:

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

Obciążenia: [kN,kNm]

	N_{Sd}	$N_{Sd,lt}$	M_{Sd}
1.	54,02	54,02	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 4,19$ kN

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 4,70$ m

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

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

ADRES:

DRAFT Usługi Projektowe
10-560 Olsztyn
ul. Żołnierska 33/35

PRACOWNIA:
10-526 Olsztyn
ul. Lanca 3 llp./pok.2

TELEFON:

kom. 0 505 755 227

E-MAIL:

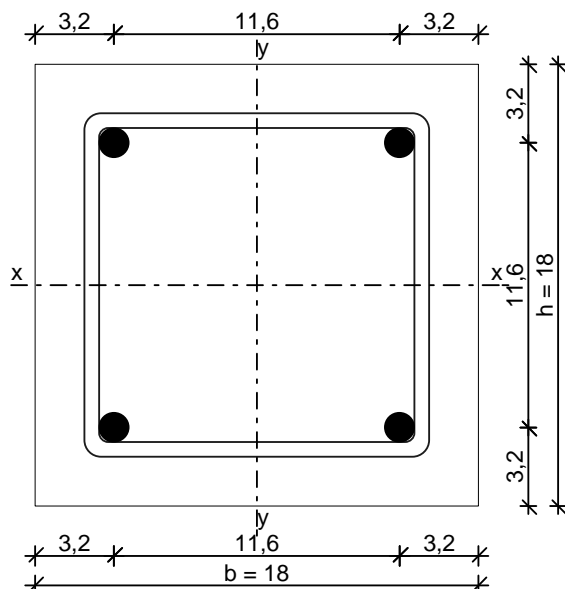
draft.olsztyn@wp.pl
a-kozlowski@wp.pl

Współczynnik długości wybojzeniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 1,00$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002):



Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne $A_{s1} = A_{s2} = 1,11 \text{ cm}^2$ Przyjęto po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (z warunku $N_{Sd} < N_{crit}$) $A_{s1} = A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$. Przyjęto po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
Łącznie przyjęto **4 ϕ 12** o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,40\%$)

Strzemiona:

Przyjęto strzemiona pojedyncze $\phi 6$ w rozstawie co 18,0 cm

Ostatecznie przyjęto słup jako żelbetowy monolityczny o przekroju 18x18cm wykonany z betonu C20/25 (B25) zbrojony podłużnie prętami 4#12 ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ w rozstawie co 18cm ze stali A-0 (St0S).

5.0 Wieńce

Przyjęto konstrukcyjnie wieńce monolityczne, żelbetowe szerokości 18cm wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojone podłużnie prętami 4#12 ze stali A-III (34GS) i poprzecznie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ w rozstawie co 25 cm ze stali A-0 (St0S).

6.0 Fundamenty

Projektuje się posadowienie bezpośrednie budynku na ławach fundamentowych wysokości 40 cm wykonanych z betonu C20/25 (B25) zbrojonych prętami ze stali A-III (34GS) oraz strzemionami ze stali A-0 (St0S). Pod fundamentami zastosować podkład z chudego betonu C8/10 (B10) o grubości 10 cm.

Warunki gruntowe przyjęto na podstawie dokumentacji pierwotnej pawilonów kontrolerskich opracowanej przez pracownię projektową AKON w czerwcu 2008 r. Zgodnie z informacjami zawartymi w projekcie na podstawie dokumentacji geotechnicznej opracowanej w kwietniu 2004 r. oraz w czerwcu 2008 r. przez uprawnionego geologa mgr Marka Winskiewicza stwierdzono, że budowa

geologiczna jest stosunkowo zróżnicowana. W podłożu pod nasypami i glebą o bardzo zróżnicowanej miąższości występują spójne i sypkie utwory deluwialne i jeziorne, utwory organiczne, gliny lodowcowe oraz pisaki. Jako bezpośrednie podłoże można wykorzystać: gliny, piaski oraz gliny i piaski morenowe.

Zaprojektowano wymianę gruntów spod fundamentów. Należy w całości usunąć: nasypy niebudowlane, glebę, grunty organiczne oraz gliny miękkoplastyczne, a także podziemne uzbrojenie, tak żeby w dnie wykopu znalazły się grunty nośne. Wymieniany grunt należy zastąpić podsypką piaskową. Z uwagi na to, że w dnie wykopu zalegają grunty spójne, pierwszą warstwę podsypki piaskowej gr. ~50cm należy stabilizować cementem, pozostałą część należy zagęścić warstwami do $I_D=0,50$. Nadzór nad pracami ziemnymi podczas przygotowania dna wykopu pod fundamenty zlecić uprawnionemu geologowi. Odbiór prawidłowości wykonania dna wykopu pod fundamenty potwierdzić wpisem do dziennika budowy przez nadzór geotechniczny. Zabezpieczenie wykopu zgodnie z zaleceniami nadzoru geotechnicznego.

W trakcie prac ziemnych i fundamentowych należy bardzo ostrożnie obchodzić się z gruntami w dnie wykopu. Duża ich część może ulegać wtórnemu uplastycznieniu pod wpływem wstrząsów. W przypadku uplastycznienia gruntu – wybrać na całą głębokość jego zalegania i zastąpić go pospółką piaskową wg ww. opisu.

Równie ostrożnie należy postępować z napotkanymi w wykopie nawodnionymi piaskami- wybieranie ich bez uprzedniego odwodnienia może doprowadzić do ich rozluźnienia.

Warunki wodne są korzystne dla eksploatacji obiektu, natomiast niekorzystne dla wykonawstwa – woda gruntowa występuje stosunkowo głęboko, ale będzie utrudniała prace ziemne podczas projektowanej wymiany gruntu, dlatego należy być przygotowanym na intensywne odwodnienie wykopu.

Warunki gruntowo – wodne należy traktować jako złożone.

W czasie prac ziemnych i fundamentowych należy zapewnić bezpieczeństwo fundamentom pobliskiej hali. Nie wolno dopuścić do osuwania się gruntu spod tych fundamentów. Z uwagi na prowadzenie prac ziemnych i fundamentowych poniżej poziomu wód gruntowych przebieg prac konsultować z nadzorem geotechnicznym. Wykopy należy chronić w poziomie posadowienia przed wpływem warunków atmosferycznych oraz groźbą nieumyślnego spulchnienia i uplastycznienie gruntu.

6.1 Ława fundamentowa

<u>Na przedmiotów ławę będą działać następujące obciążenia</u>	kN/m	γ_f	kN/m
- 2x maksymalna reakcja z dachu / rozst. krokwi	7,304	1,390	10,091
- wieniec żelbetowy 18x20cm $25,00\text{kN/m}^3 \times 0,18\text{m} \times 0,20\text{m} =$	0,900	1,100	0,990
- wykończenie wieńca $19,00\text{kN/m}^3 \times 2 \times 0,015 \times 0,20\text{m} =$	0,114	1,300	0,148
- ściana nadziemna poz. 1.4 $4,044\text{kN/m}^2 \times 3,00\text{m} =$	12,132	1,130	13,703
- ściana podziemna poz. 1.5 $6,43\text{kN/m}^2 \times 1,20\text{m} =$	7,716	1,120	8,636
	$N_k =$ 28,166	1,200	33,569

Ciężar własny ławy i gruntu na ławie uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym.

Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

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

OBLICZENIA STATYCZNE DO PROJEKTU BUDOWLANO-WYKONAWCZEGO PAWILONÓW KONTROLERSKICH
I PLATFORMY ODPRAW

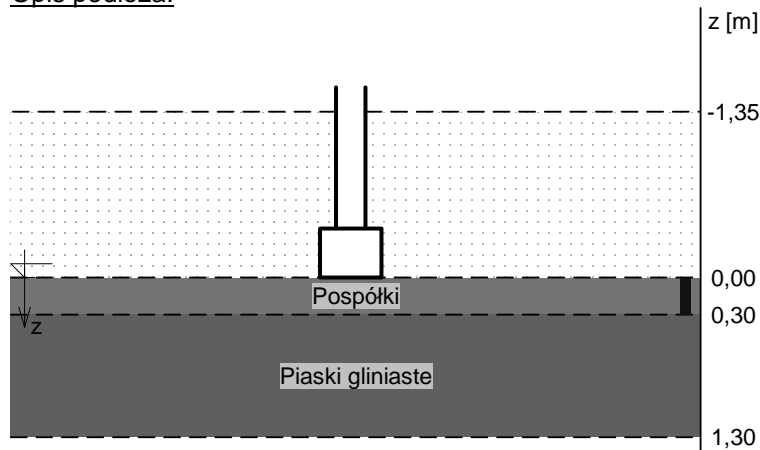
$$B_s = 0,24 \text{ m} \quad e_B = 0,00 \text{ m}$$

Posadowienie fundamentu:

$$D = 1,35 \text{ m} \quad D_{\min} = 1,35 \text{ m}$$

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]
1	Pospółki	0,30	tak	0,75	0,90	1,10	34,60	0,00
2	Piaski gliniaste	1,00	nie	2,10	0,90	1,10	13,10	22,29

Materiały :

Zasypka:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³
współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$
ciężar objętościowy: 25,00 kN/m³
współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**)
otulina zbrojenia $c_{nom} = 60 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**
Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,30 \text{ m}$**
Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 186,5 \text{ kN}$
 $N_r = 46,5 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 151,1 \text{ kN} \quad (30,75\%)$

Ostatecznie przyjęto ławę jako żelbetową monolityczną o wymiarach 50x40cm wykonaną z betonu C20/25 (B25) zbrojoną podłużnie 4#12 ze stali A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemiętami $\phi 6$

co 25cm ze stali A-0 (St0S).

Projektował:

mgr inż. ANDRZEJ KOZŁOWSKI
upr. bud. nr WAM/0005/POOK/03

Sprawdził:

mgr inż. GRZEGORZ WILCZEK
upr. bud. nr WAM/0095/PWOK/11