

## ZAWARTOŚĆ TOMU

1. Opis techniczny.
2. Wykaz stali zbrojeniowej.
3. Obliczenia statyczne.
4. Ława, fundament F1..... rys. nr K1
5. Słupy S1 i S2, wieniec WD..... rys. nr K2
6. Belka P1 i nadproże N1..... rys. nr K3

## OPIS TECHNICZNY

### 1. Podstawa opracowania

- projekt architektoniczny;
- opinia geotechniczna opracowana przez GeoSolid w 2021 r.

### 2. Zakres opracowania

Projekt obejmuje rozwiązania konstrukcyjne w zakresie:

- ława, stopy i słupy;
- belki i nadproża;
- elementy konstrukcji dachu oraz wytyczne do projektu architektonicznego dotyczące konstrukcji dachu.

### 3. Opis przyjętych rozwiązań

#### 3.1. Ławy i fundamenty

Na podstawie opinii geotechnicznej w poziomie posadowienia zalegają piaski pylaste żółte oraz piaski pylaste z domieszką pyłu, woda gruntowa poniżej poziomu posadowienia. Naprężenia na grunt w poziomie posadowienia nie przekraczają 100 kPa. Ławy żelbetowe monolityczne z betonu C16/20 (B20)-W8 zbrojonego stalą St0S, w narożnikach ław zbrojenie podłużne ławy zakotwić w ławie dochodzącej do niej na długość min. 60 cm lub stosować dodatkowe wkładki. Pod wewnętrznym słupem S1 wykonać fundament o podstawie kwadratowej z betonu C16/20 (B20) zbrojonego stalą St0S, z fundamentu wypuścić zbrojenie słupa S1. Zbrojenie słupów zewnętrznych S1 i S2 wypuszczone z ławy. Słupy S1 o przekroju 30/30 cm zbrojone pionowo 8Ø12 ze strzemionami Ø6 co max. 18 cm, Słupy S2 o przekroju 30/75 cm zbrojone pionowo 6Ø12 ze strzemionami Ø6 co max. 18 cm.. Fundamenty oraz ławy wylewać na betonie podkładowym B7,5 gr. około 10 cm oraz izolacji poziomej. Izolacje poziome i pionowe wg opisu w części architektonicznej. Zbrojenie fundamentu i ław pokazano na rys. nr K-1, słupy i wieniec WD na rys. nr K-2. Rozstaw fundamentów w części architektonicznej.

#### 3.2. Belki monolityczne i nadproża

Pod słupami drewnianymi podpierającymi płatew kalenicową należy wykonać belkę monolityczną o symbolu P1 podpartą wewnętrznym słupem S1. W układzie poprzecznym

należy wykonać taką samą belkę pełniącą rolę usztywniającą. Belki wylewane razem z wieńcem dachowym WD. Wieńiec dachowy WD o przekroju 30/30 cm, zbrojenie podłużne wieńców (w narożnikach) zakotwić na długość min. 60 cm w wieńcu dochodzącym lub stosować dodatkowe wkładki. Belki P1 o przekroju 30/30 cm. Nadproże N1 o przekroju 30/25 cm oparte na słupach S1 i S2. Wieńiec WD pokazano na rys. nr K-2, belki P1 oraz Nadproże N1 na rys. nr K-3. Rozstaw belek oraz nadproży w części architektonicznej.

### 3.3. Dach

Wiązar dachowy przewidziano dla 2 strefy obciążenia śniegiem oraz I strefy obciążenia wiatrem, wiązar z drewna C24, dla pokrycia blachodachówką na pełnym deskowaniu, pochylenie połaci dachowej 20 stopni. Konstrukcję dachu stanowi wiązar jętkowy z płatnią kalenicową. Zastosowano krokwie 7/18 cm co około 0,90 m, jętki 2x6/17 cm czterema przewiązkami, Ocieplenie ułożone wzdłuż kłokwi. Murlata 14/14 cm mocowana do kotew wypuszczonych z wieńca dachowego WD. Płatew kalenicowa 18/20 cm podparta słupami 18/18 cm z mieczami 14/14 cm. Słupy ustawionymi na belce P1. Na rysunku K-2 pokazano szczegół mocowania murlaty. Murlata mocowana do kotew wypuszczonych z wieńca dachowego. W wiązarach należy zastosować tzw. wiatrownice. Rozstaw kotew do mocowania murlat, rozstaw krokwi i innych elementów konstrukcji dachu w części architektonicznej.

### 4. Uwagi końcowe

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27.04.2012 r. poz. 463 obiekt zaliczono do pierwszej kategorii geotechnicznej. Posadowienie spełnia proste warunki gruntowe, zgodnie z opinią geotechniczną grunty przydatne do bezpośredniego posadowienia. Prace związane z posadowieniem prowadzić pod nadzorem geologicznym. Prace budowlane prowadzić pod uprawnionym nadzorem z zachowaniem przepisów BHP i p-poż.

### ZBIORCZE ZESTAWIENIE STALI ZBROJENIOWEJ

Nr	Ø lub Ø	Długość 1 pręta	Ilość	Długość razem					
				Stal A-0 St0S		Stal A-IIIIN RB500			
				Ø 6	Ø 12	Ø 8	Ø 12	Ø 16	
-	mm	cm	szt.	m					
RYS. NR K-1 ŁAWA, FUNDAMENT F1									
ŁAWA	1	12	ΣL	-	-	190,00	-	-	-
	2	6	140	196	274,40	-	-	-	-
F1	1	12	160	9	-	14,40	-	-	-
	2	12	160	9	-	14,40	-	-	-
	3	12	105	72	-	-	-	75,60	-
	4	6	113	36	40,68	-	-	-	-
RAZEM					315.08	218.80	-	75.60	-

PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU OBSŁUGI TECHNICZNEJ, PRZEBUDOWA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU Z PRZEZNACZENIEM NA AGREGAT PRĄDOTWÓRCZY I ROZDZIELNIĘ ELEKTRYCZNĄ, BUDOWA BUDYNKU GOSPODARCZO – GARAŻOWEGO WRAZ Z NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ TECHNICZNĄ W ZAKRESIE: INSTALACJI WODY, KANALIZACJI SANITARNEJ, KANALIZACJI DESZCZOWEJ I WEWNĘTRZNEJ LINII ZASILAJĄCEJ ENERGII ELEKTRYCZNEJ ORAZ NAWIERZCHNI UTWARDZONYCH NA TERENIE OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W WÓLCIE KOZODAWSKIEJ

05-502 WÓŁKA KOZODAWSKA, UL. HERBACIANEJ RÓŻY 6  
DZIAŁKA NR EWID. 267, OBRĘB 0038 WÓŁKA KOZODAWSKA, JEDN. EWID. 114804\_5

RYS. NR K-2 SŁUPY S1 I S2, WIENIEC WD								
1	12	ΣL	-	-	-	-	275,00	-
2	6	118	220	259,60	-	-	-	-
3	12	65	22	-	14,30	-	-	-
4	12	580	64	-	-	-	371,20	-
5	6	118	280	330,40	-	-	-	-
6	12	105	12	-	-	-	12,60	-
7	12	580	12	-	-	-	69,60	-
8	6	128	152	194,56	-	-	-	-
RAZEM				784,56	14,30	-	728,40	-
RYS. NR K-3 BELKA P1 i NADPROŻE N1								
P1	1	16	1087	8	-	-	-	86,96
	2	16	1131	8	-	-	-	90,48
	3	8	105	208	-	-	218,40	-
N1	1	16	407	8	-	-	-	32,56
	2	12	406	8	-	-	32,48	-
	3	8	95	96	-	-	91,20	-
RAZEM				-	-	309,60	32,48	210,00
Długość wg średnic			m	1099,64	233,10	309,60	836,48	210,00
Ciężar jednostkowy			kg/m	0,222	0,888	0,395	0,890	1,580
Ciężar wg średnic			kg	244,2	207,0	122,3	744,5	331,8
Ciężar wg gat. stali				451,2		1198,6		
Ciężar razem				1649,8				

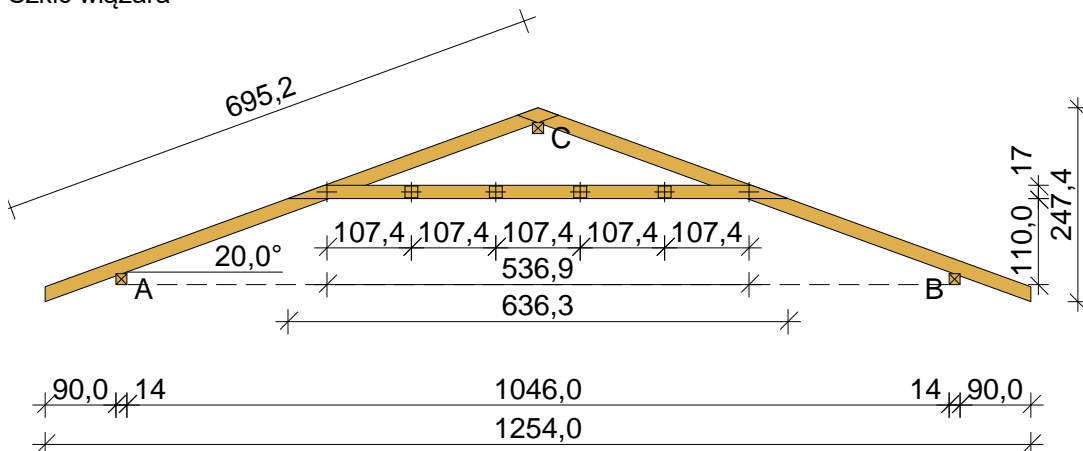
<b>BETON C16/20 (B20)</b>	<b>STAL A-0 St0S</b> OZNACZENIE Ø
OPISANY NA POSZCZEGÓLNYCH RYSUNKACH	<b>A-IIIN RB500</b> OZNACZENIE Ø
<b>UWAGA:</b> Dla prętów Ø12 (stal St0S) stosowanych dla fundamentów i ław można zastosować stal żebrowaną o symbolu A-IIIN (RB500)	

WYKONAŁ

### OBLICZENIA STATYCZNE

#### WIĄZAR JĘTKOWY Z PŁATWIA KALENICOWA

Szkic wiązara



Geometria ustroju:

Rozstaw wiązarów  $a = 0,90$  m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Usztywnienia boczne jętki - brak

Rozstaw podparć poziomych murlaty  $l_{mo} = 1,50$  m

Wysięg wspornika murlaty  $l_{mw} = 0,55$  m

#### Dane materiałowe:

- krokiew 7/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak) z drewna C24
- jętka 2x 6/17 cm z drewna C24 z przewiązkami co 108 cm,
- murlata 14/14 cm z drewna C24

#### Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

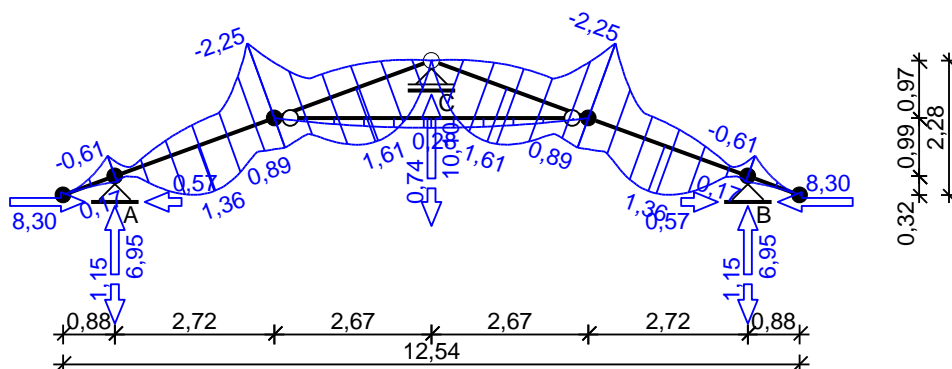
- pokrycie dachu (Blachodachówka na pełnym deskowaniu):  
 $g_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_o = 0,33 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1: strefa 2):  
 - na połaci lewej  $s_{kl} = 0,84 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{ol} = 1,26 \text{ kN/m}^2$   
 - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,72 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{op} = 1,08 \text{ kN/m}^2$   
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. bud.  $z = 10,0 \text{ m}$ ):  
 - na połaci nawietrznej  $p_{kl I} = -0,49 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{ol I} = -0,73 \text{ kN/m}^2$   
 - na połaci nawietrznej  $p_{kl II} = 0,05 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{ol II} = 0,08 \text{ kN/m}^2$   
 - 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  $g_{kk} = 0,36 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_{ok} = 0,47 \text{ kN/m}^2$
- 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 montażowe jętki  $F_k = 0,0 \text{ kN}$ ,  $F_o = 0,0 \text{ kN}$

#### Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

#### WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



#### Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	6,95 -1,15 5,87 0,05	7,55 0,26 8,30 -0,57	K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II K26: stałe-min+wiatr z lewej K6: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej-wariant II K28: stałe-min+wiatr z prawej
4 (C)	10,10 -0,74	-- --	K7: stałe-max+śnieg-wariant II K28: stałe-min+wiatr z prawej
6 (B)	6,95 -1,15 0,05 5,28	-7,55 -0,26 0,57 -8,30	K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II K28: stałe-min+wiatr z prawej K26: stałe-min+wiatr z lewej K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 7/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak)

Smukłość  $\lambda_y = 88,3 < 150$   $\lambda_z = 0,0 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: K6 stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$M = -1,69 \text{ kNm}$ ,  $N = 7,54 \text{ kN}$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,47 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,60 \text{ MPa}, \quad k_{c,y} = 0,389$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,562 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,286 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

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

$$M = -0,61 \text{ kNm}, \quad N = 9,02 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,32 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,162 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: K22 stałe-max+wiatr z prawej-wariant II+0,90·śnieg

$$M = -1,70 \text{ kNm}, \quad N = 7,09 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,50 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,410 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy jętką a kalenicą)

decyduje kombinacja: K15 stałe-max+wiatr z lewej-wariant II

$$u_{fin} = 5,13 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2846 / 200 = 14,23 \text{ mm} \quad (36,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: K15 stałe-max+wiatr z lewej-wariant II

$$u_{fin} = 3,33 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 936 / 200 = 9,36 \text{ mm} \quad (35,6\%)$$

Jętka 2x 6/17 cm z przewiązkami co 108 cm z drewna C24

$$\text{Smukłość } \lambda_y = 109,4 < 150 \quad \lambda_z = 147,5 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$M = 0,28 \text{ kNm}, \quad N = 16,72 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,48 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,263, \quad k_{c,z} = 0,149$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,365 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,611 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: K15 stałe-max+wiatr z lewej-wariant II

$$u_{fin} = 4,75 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5349 / 200 = 26,74 \text{ mm} \quad (17,8\%)$$

Murłata 14/14 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 7,73 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -9,22 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -1,28 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 2,22 \text{ kNm}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 4,857 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,329 < 1$$

Część wspornikowa murłaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,38 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -6,97 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 0,97 \text{ kNm}, \quad M_z = 1,05 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,11 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 2,31 \text{ MPa}, \quad k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,252 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,256 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,34 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 550 / 200 = 5,50 \text{ mm} \quad (6,2\%)$$

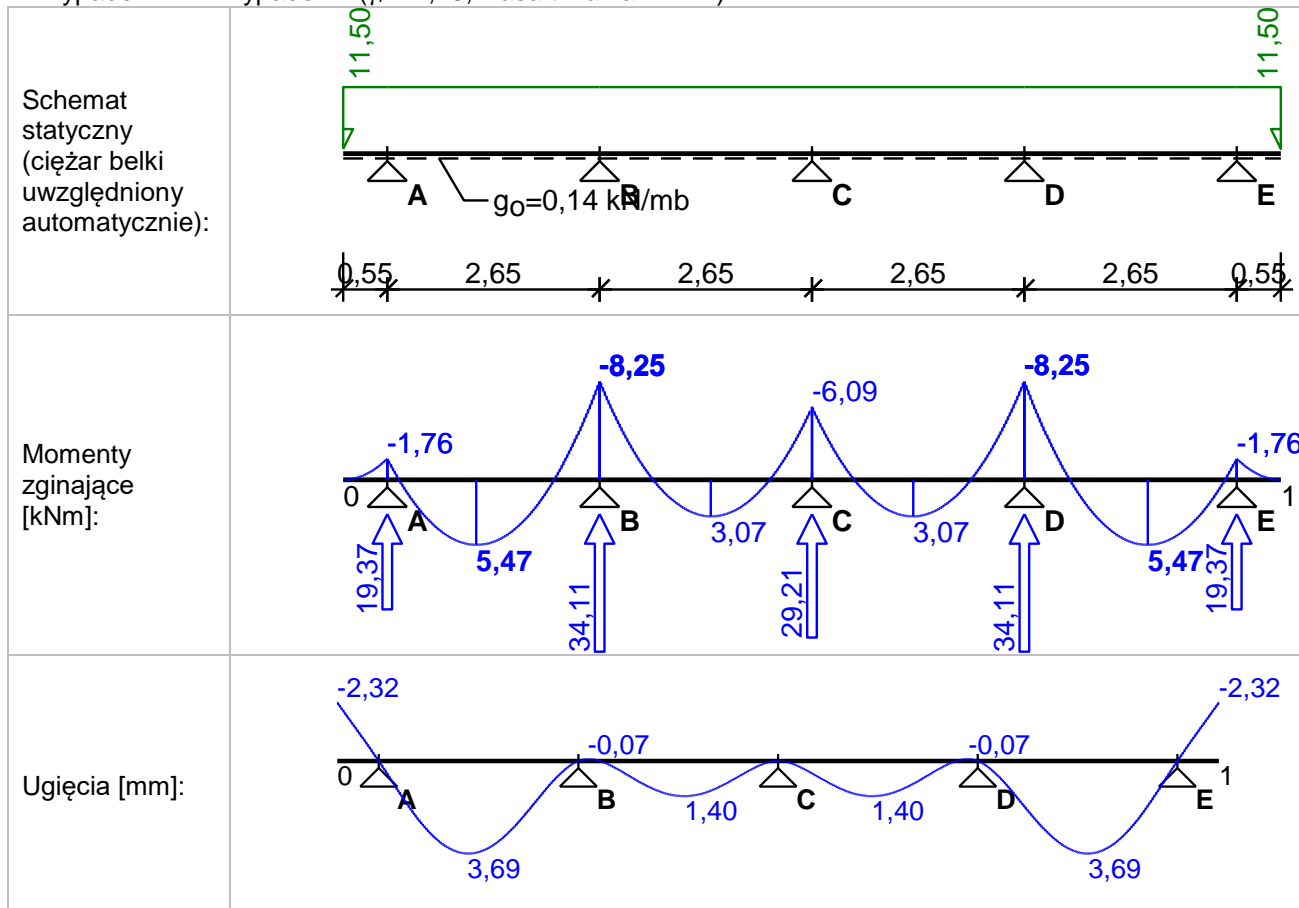
### PLATEW KALENICOWA

$q=10,10/0,90=11,22$  kN/mb, przyjęto 11,50 kN/mb.

Parametry belki: - współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ( $\gamma_f = 1,15$ , klasa trwania - stałe)



### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek  $l_0/l = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskowym (górnym) belki

Ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = l_0 / 300$

### WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000

Przekrój prostokątny 18 / 20 cm  $W_y = 1200$  cm<sup>3</sup>,  $J_y = 12000$  cm<sup>4</sup>,  $m = 12,6$  kg/m

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

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

Belka

Zginanie Przekrój  $x = 8,50$  m

Moment maksymalny  $M_{max} = -8,25$  kNm

$\sigma_{m,y,d} = 6,88$  MPa,  $f_{m,y,d} = 11,08$  MPa

Warunek nośności:  $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,62 < 1$

Warunek stateczności:  $k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 6,88$  MPa  $< k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08$  MPa (62,1%)

Ścinanie Przekrój  $x = 3,20$  m

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{max} = -17,87$  kN

$\tau_d = 0,74$  MPa  $< f_{v,d} = 1,15$  MPa (64,5%)

### Docisk na podporze

Reakcja podporowa  $R_D = 34,11 \text{ kN}$

$a_p = 18,0 \text{ cm}$ ,  $k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,y,d} = 1,05 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (91,2\%)$

Stan graniczny użytkowalności: ugięcia wg. wykresu

### SŁUPY PŁATWI KALENICOWEJ

$P = 34,11 \text{ kN}$ , przyjęto  $35,0 \text{ kN}$ ,  $H = 1,90 \text{ m}$

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 18,0 \text{ cm}$  Wysokość  $h = 18,0 \text{ cm}$

Drewno: jw.

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Wysokość słupa  $l_{col} = 1,90 \text{ m}$

Współczynniki długości wyboczeniowej:

- względem osi y  $\mu_y = 1,00$

- względem osi z  $\mu_z = 1,00$

Obciążenia:

Siła ściskająca  $N_c = 35,00 \text{ kN}$

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

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

Klasa trwania obciążenia: stałe

WYNIKI:

Ściskanie równoległe:  $N_c = 35,00 \text{ kN}$

Warunek smukłości:

$\lambda_y = 36,57 < \lambda_c = 150 \quad (24,4\%)$

$\lambda_z = 36,57 < \lambda_c = 150 \quad (24,4\%)$

Warunek nośności:  $k_{c,y} = 0,963$ ;  $k_{c,z} = 0,963$

$\sigma_{c,y,d} = 1,12 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa} \quad (11,6\%)$

$\sigma_{c,z,d} = 1,12 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa} \quad (11,6\%)$

### WIENIEC DACHOWY

$q = z$  murlaty parcie poziome  $= 9,22 \text{ kN/mb}$ , rozstaw w świetle pomiędzy słupami  $5,00 \text{ m} +$  oparcie  $30 \text{ cm}$

Przyjęto wieniec o przekroju  $30/30 \text{ cm}$ , liczono jako belkę dwuprzęsłową,  $L_0 = 2 \times 5,00 \text{ m}$ .

Zginanie: Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 18,20 \text{ kNm}$ , Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,98 \text{ cm}^2$ .

Przyjęto indywidualnie z uwagi na szerokość rys  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,55\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 18,20 \text{ kNm} < M_{Rd} = 39,31 \text{ kNm} \quad (46,3\%)$

Ścinanie: Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)26,62 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi 6$  co  $200 \text{ mm}$  na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)26,62 \text{ kN} < V_{Rd1} = 46,84 \text{ kN} \quad (56,8\%)$

SGU: Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 14,86 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,103 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (34,4\%)$

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 9,06 \text{ mm} < a_{lim} = 5300/200 = 26,50 \text{ mm} \quad (34,2\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 23,79 \text{ kN}$

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

### ŚCIANA ZEWNĘTRZNA

Ściana z gazobetonu  $q = 7,73 + 0,30 \times 0,30 \times 25,0 \times 1,1 = 10,21 \text{ kN/mb}$   $\times 5,0 = 51,1 \text{ kN}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż jednej krawędzi pionowej

- odległość krawędzi swobodnej od osi ściany usztywniającej  $l = 500,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy

- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{0d} = 51,10 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 0,00 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 9,0 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_f = 1,10$

→ ciężar własny ściany  $G_s = 70,54 \text{ kN}$

Obciążenie poziome od ssania wiatru  $w_d = -1,519 \text{ kN/m}$



Obciążenie poziome od parcia wiatru  $w_d = 2,126 \text{ kN/m}$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,2$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,894 \quad A = 1,50 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,56 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 51,10 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 2097,55 \text{ kN} \quad (2,4\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,188 \quad A = 1,50 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,56 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 86,37 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 441,91 \text{ kN} \quad (19,5\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,894 \quad A = 1,50 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,56 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 121,64 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 2097,55 \text{ kN} \quad (5,8\%)$$

### BELKI I NADPROŻA

Z murłaty 7,73 kN/m

Ściana zewnętrzna parteru  $(0,30 \times 9,0 + 0,10 \times 0,45 + 0,03 \times 19,0) \times 1,30 = 4,31 \text{ kN/m}^2$

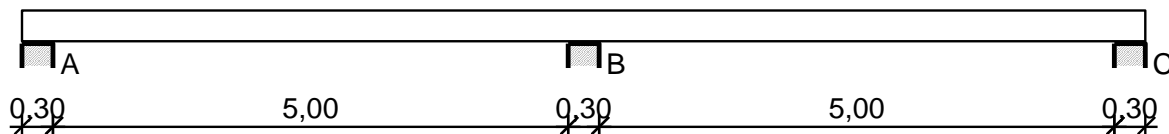
Wieża + ocieplenie  $0,30 \times 0,30 \times 25,0 \times 1,1 + (0,10 \times 0,45 + 0,03 \times 19,0) \times 0,30 \times 1,3 = 2,72 \text{ kN/mb}$

### BELKA P1 SZT.2

P=z płatwi=34,11+0,18x1,18x3,50x1,1x1,90=34,35 kN, przyjęto 36,0 kN, x=2,50 w przęśle A-B i B-C

+ ciężar własny

SKZIC BELKI



### OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,15	0,90	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,30m·0,30m·25,0kN/m3]	2,25	1,10	--	2,48	cała belka
	$\Sigma$ :	2,25	1,10		2,48	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	$F_k$	x [m]	$\gamma_f$	$k_d$	$F_d$
1.	Ze słupa płatwi 34,11, przyjęto 36,00 kN	31,30	2,50	1,15	0,90	36,00
2.	Ze słupa płatwi 34,11, przyjęto 36,00 kN	31,30	7,80	1,15	0,90	36,00

### DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,25$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (RB500) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-IIIN (RB500) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-IIIN (RB500)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

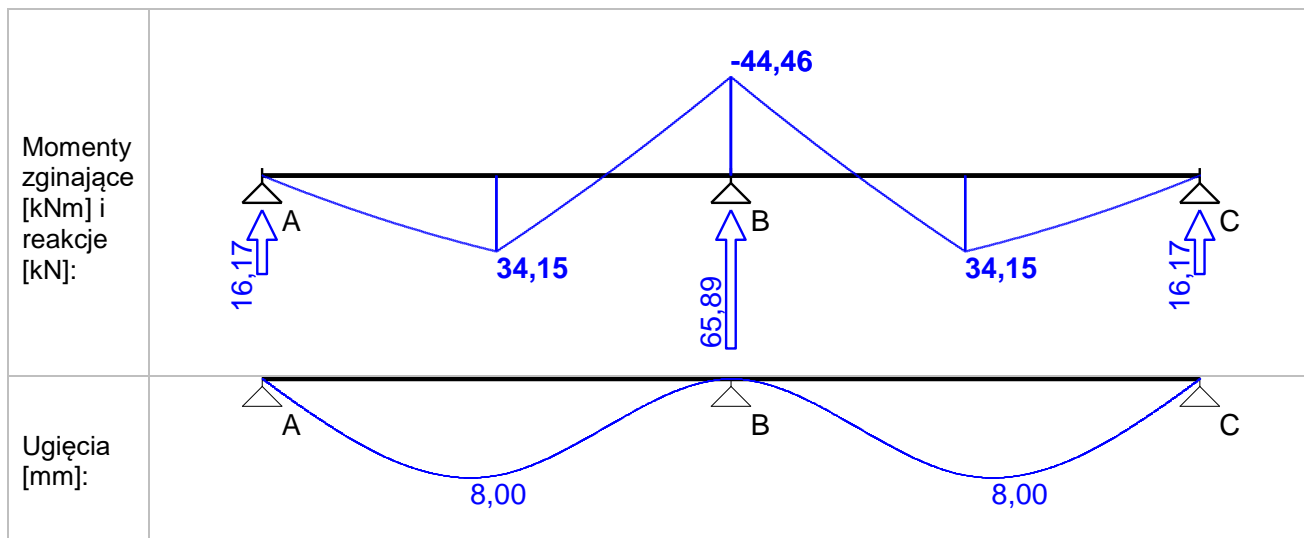
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

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

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

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH





WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :

Przyjęte wymiary przekroju:

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

otulina zbrojenia  $c_{nom} = 15 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 34,15 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $4\phi 16$  o  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,00\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 34,15 \text{ kNm} < M_{Rd} = 73,04 \text{ kNm}$  (46,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)31,91 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co 200 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)31,91 \text{ kN} < V_{Rd1} = 52,09 \text{ kN}$  (61,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 27,28 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,119 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (39,7%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 8,00 \text{ mm} < a_{lim} = 5300/200 = 26,50 \text{ mm}$  (30,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 26,48 \text{ kN}$

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

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)44,46 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą  $4\phi 16$  o  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,00\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)44,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 73,04 \text{ kNm}$  (60,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = (-)35,89 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,160 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (53,3%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 34,15 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $4\phi 16$  o  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,00\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 34,15 \text{ kNm} < M_{Rd} = 73,04 \text{ kNm}$  (46,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 31,91 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co 200 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 31,91 \text{ kN} < V_{Rd1} = 52,09 \text{ kN}$  (61,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 27,28 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,119 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (39,7%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 8,00 \text{ mm} < a_{lim} = 5300/200 = 26,50 \text{ mm}$  (30,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 26,48 \text{ kN}$

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

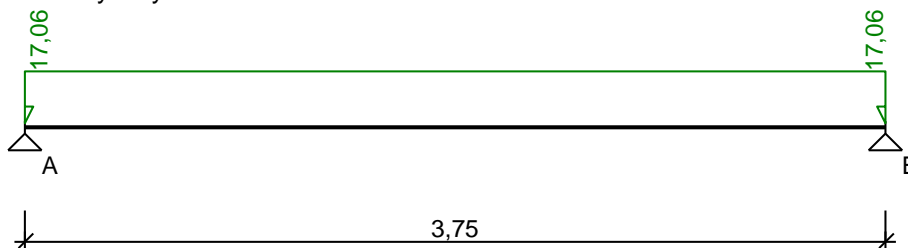
### NADPROŻE N1 SZT.2

$q = 2,72 + 4,31 \times 2,0 = 11,5 \text{ kN/mb}$ , przyjęto  $15,0 \text{ kN/mb}$ ,  $L_0 = 3,50 \text{ m} + 2 \times 0,30 \text{ m}$  na oparciu

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

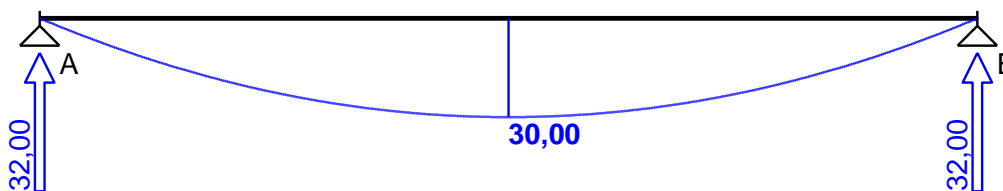
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		13,04	1,15	0,90	15,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,30m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,88	1,10	--	2,07	cała belka
	$\Sigma$ :	14,92	1,14		17,06	

Schemat statyczny belki



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm] i reakcje [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :

Przyjęte wymiary przekroju:

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

otulina zbrojenia  $c_{nom} = 15 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 30,00 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $4\phi 16$  o  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,21\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 30,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 56,82 \text{ kNm}$  (52,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 29,86 \text{ kN}$

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

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 29,86 \text{ kN} < V_{Rd1} = 44,37 \text{ kN}$  (67,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 23,93 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,127 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (42,4%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 12,43 \text{ mm} < a_{lim} = 3750/200 = 18,75 \text{ mm}$  (66,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk} = 23,83 \text{ kN}$

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

### SŁUP S1 WEWNĘTRZNY

$P = 65,89 + 0,32 \times 0,32 \times 25,0 \times 1,1 \times 10,6 \times 0,5 \times 1,25 + 29,21 = 113,76 \text{ kN}$ , przyjęto  $120,0 \text{ kN}$

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 30,0 \text{ cm}$

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

Zbrojenie:

Pręty podłużne  $\phi = 12 \text{ mm}$  ze stali A-IIIN (RB500)

Strzemiona  $\phi = 6$  mm

Parametry betonu:

Klasa betonu: C16/20 (B20)  $\rightarrow f_{cd} = 12,31$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,25$

Otulinie: Otulinie nominalne zbrojenia  $c_{nom} = 15$  mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	$N_{Sd}$	$N_{Sd,lt}$	$M_{Sd}$
1.	120,00	115,00	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 13,74$  kN

Słup:

Wysokość słupa  $l_{col} = 5,55$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Współczynnik długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia  $\beta_x = 1,00$

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

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: wyjątkowa

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002):

Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = A_{s2} = 1,35$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto po 2 $\phi$ 12 o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = A_{s2} = 1,35$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto po 2 $\phi$ 12 o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Łącznie przyjęto 4 $\phi$ 12 o  $A_s = 4,52$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,50\%$ )

Ostatecznie przyjęto 8 $\phi$ 12

Strzemiona:

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

**SŁUP S1 ZEWNĘTRZNY**

$P = (7,73 + 0,32 \times 0,32 \times 25,0 \times 1,1) \times 1,0 = 10,6$  kN, przyjęto 11,0 kN  $M = 2,126 \times 5,55 \times 5,55 \times 0,125 = 8,2$  kNm, przyjęto 9,0 kNm

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 30,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 30,0$  cm

Zbrojenie:

Pręty podłużne  $\Phi = 12$  mm ze stali A-IIIN (RB500)

Strzemiona  $\Phi = 6$  mm

Parametry betonu:

Klasa betonu: C16/20 (B20)  $\rightarrow f_{cd} = 12,31$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,25$

Otulinie: Otulinie nominalne zbrojenia  $c_{nom} = 15$  mm

Obciążenia: [kN,kNm]

	$N_{Sd}$	$N_{Sd,lt}$	$M_{Sd}$
1.	11,00	10,00	9,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 13,74$  kN

Słup: Wysokość słupa  $l_{col} = 5,55$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Współczynnik długości wybojczy w płaszczyźnie obciążenia  $\beta_x = 1,00$

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

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: wyjątkowa

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002):

Ściskanie:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = A_{s2} = 1,35 \text{ cm}^2$ . Przyjęto po  $2\Phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h" :

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = A_{s2} = 1,35 \text{ cm}^2$ . Przyjęto po  $2\Phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $4\Phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,50\%$ )

Ostatecznie przyjęto  $8\Phi 12$  o  $A_s = 9,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,00\%$ )

Strzemiona:

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

### ŁAWY I FUNDAMENTY

#### **Fundament F1 pod słupem wewnętrznym**

$P=z P_1+cw=68,09+29,21+3,0 \times 10,6 \times 0,5 \times 1,25+0,33 \times 0,33 \times 25,0 \times 1,1 \times 5,55=133,8 \text{ kN}$ , przyjęto 140 0 kN

Wymiary: B = 1,50 m L = 1,50 m H = 0,40 m w = 0,40 m

Posadowienie fundamentu: D = 1,20 m  $D_{\min} = 1,20 \text{ m}$

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	$M_o$ [kPa]	$M$ [kPa]
1	Piaski pylaste	6,00	nie	1,65	0,90	1,10	26,93	0,00	51257	64072

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	$T_B$ [kN]	$M_B$ [kNm]	$T_L$ [kN]	$M_L$ [kNm]	e [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwałe	140,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały:

Zasyпка: ciężar objętościowy: 20,00 kN/m<sup>3</sup>

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

Beton: klasa betonu: B15 (C12/15)  $\rightarrow f_{cd} = 8,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,73 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 27,0 \text{ GPa}$

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m<sup>3</sup>

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

Zbrojenie: klasa stali: A-0 (St0S-b)  $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

otulina zbrojenia  $c_{nom} = 35 \text{ mm}$

Żałożenia obliczeniowe:

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

Współczynnik 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
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

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

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

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

Nośność pionowa podłoża: Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fN} = 1761,6 \text{ kN}$

$N_r = 205,2 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 1426,9 \text{ kN}$  (14,4%)

Osiadanie: Decyduje: kombinacja nr 1

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,09 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,12 \text{ cm}$

$s = 0,12 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$  (11,7%)

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_4$ [kPa]	C [m]	C/C'	$a_L$ [m]	$a_P$ [m]
1	D	91,2	91,2	91,2	91,2	--	--	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN]	$Q_{fN}$ [kN]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN]	$Q_{fN}$ [kN]	$m_N$	[%]
1	205,2	1761,6	0,12	14,4	0,00	205,2	1761,6	0,12	14,4

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie: Decyduje: kombinacja nr 1

Pole powierzchni wielokąta  $A = 0,31 \text{ m}^2$

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 28,2 \text{ kN}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = 169,0 \text{ kN}$

$N_{sd} = 28,2 \text{ kN} < N_{Rd} = 169,0 \text{ kN}$  (16,7%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B: Decyduje: kombinacja nr 1

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie 9 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$  o  $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L: Decyduje: kombinacja nr 1

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie 9 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$  o  $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$

#### ŁAWY

Ściana fundamentowa  $0,33 \times 24,0 \times 1,1 \times 0,80 = 6,97 \text{ kN/mb}$

**Ława ścian zewnętrznych podłużnych**

$P = 6,97 + 7,73 + 2,72 + 4,31 \times 4,9 + 16,09/10 = 40,2 \text{ kN/mb}$

**Ława ścian zewnętrznych szczytowych**

$P = 6,97 + 2,72 + 4,31 \times 7,2 + 19,37/10 = 42,7 \text{ kN/mb}$

Przyjęto jednakowe ławy dla  $P = 42,7 \text{ kN/mb}$

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

Posadowienie fundamentu:  $D = 1,20 \text{ m}$   $D_{min} = 1,20 \text{ m}$

brak wody gruntowej w zasypce

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	$T_B$ [kN/m]	$M_B$ [kNm/m]	e [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwałe	42,70	0,00	0,00	0,00	0,00

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

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

Nośność pionowa podłoża: Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fN} = 193,9 \text{ kN}$

$N_r = 53,8 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 157,1 \text{ kN}$  (34,3%)

Osiadanie: Decyduje: kombinacja nr 1

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,07 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,10 \text{ cm}$

$s = 0,10 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$  (9,6%)

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	89,7	89,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN]	$Q_{fN}$ [kN]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN]	$Q_{fN}$ [kN]	$m_N$	[%]
1	53,8	193,9	0,28	34,3	0,00	53,8	193,9	0,28	34,3

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Dane gruntowe, materiały i założenia obliczeniowe jak dla F1

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia: Ława betonowa - dalsze obliczenia pominięto

WYKONAŁ