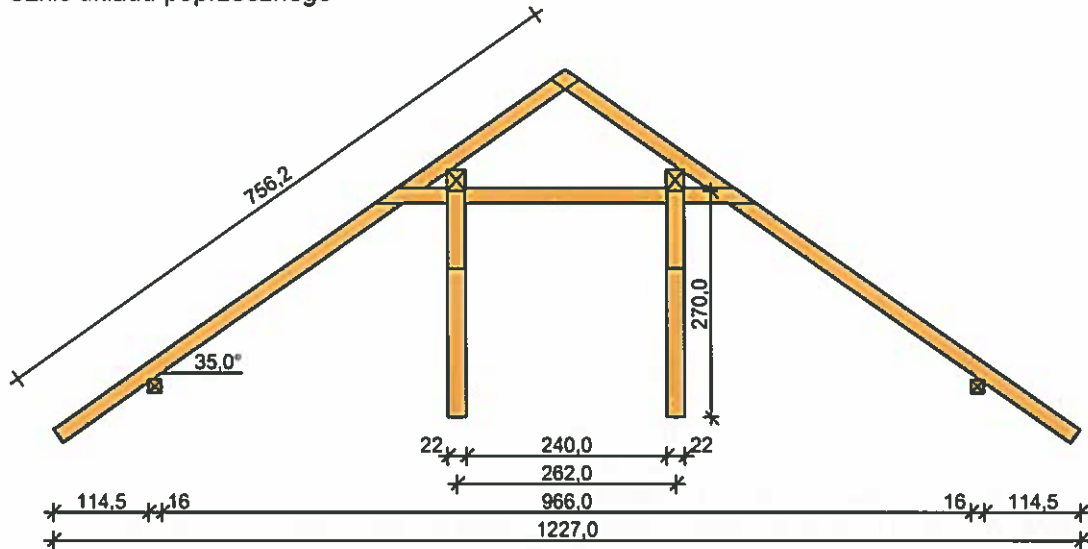


CZEŚĆ KONSTRUKCYJNA – OBLICZENIA STATYCZNE

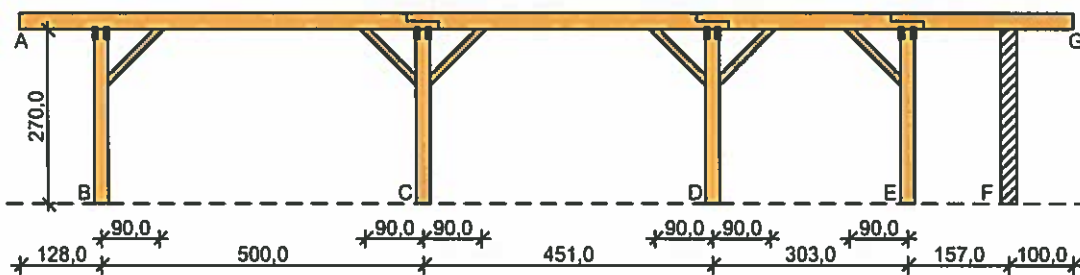
**ADAPTACJA PROJEKTU KATALOGOWEGO KONSTRUKCJI DO WARUNKÓW
LOKALNYCH: DZ. NR 89/3 OBR. KAMIONKA, GM. NIDZICA**

OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE KONSTRUKCJĘ DACHU:

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 35,0^\circ$

Rozpiętość wierzara $l = 12,27$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 9,66$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{px} = 2,62$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,00$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 0,50 m

Płatew pośrednia złożona z sześciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 1,28$ m
lewy koniec odcinka niepodparty (wspornik)
prawy koniec odcinka oparty na słupie
- odcinek B - C o rozpiętości $l = 5,00$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek C - D o rozpiętości $l = 4,51$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,03$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek E - F o rozpiętości $l = 1,57$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie
prawy koniec odcinka oparty na murze

- odcinek F - G o rozpiętości $l = 1,00$ m
- lewy koniec odcinka oparty na murze
- prawy koniec odcinka niepodparty (wspornik)
- Wysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią $h_s = 2,70$ m
- Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{m0} = 2,50$ m
- Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 1,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 10/20cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatw 22/25 cm z drewna C24
- słup 22/22 cm z drewna C24
- kleszcze 2x 8/18 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 10 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

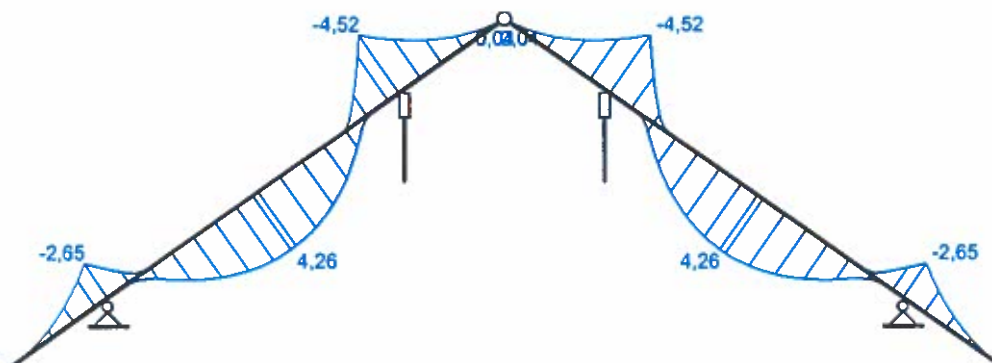
- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 - $g_k = 0,900$ kN/m², $g_o = 1,080$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, A=175 m n.p.m., nachylenie połaci 35,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,200$ kN/m², $s_{ol} = 1,800$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,800$ kN/m², $s_{op} = 1,200$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku z =7,8 m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,108$ kN/m², $p_{ol I} = -0,162$ kN/m²
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,156$ kN/m², $p_{ol II} = 0,234$ kN/m²
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,192$ kN/m², $p_{op} = -0,288$ kN/m²
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,600$ kN/m², $g_{ok} = 0,720$ kN/m²
- dodatkowe obciążenie stałe płatwi $q_{kp} = 1,200$ kN/m, $q_{op} = 1,440$ kN/m
- dodatkowe obciążenie zmienne płatwi $p_{kp} = 0,400$ kN/m, $p_{op} = 0,480$ kN/m
- klasa trwania obciążenia zmiennego - długotrwałe
- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0$ kN, $F_o = 1,2$ kN

Założenia obliczeniowe:

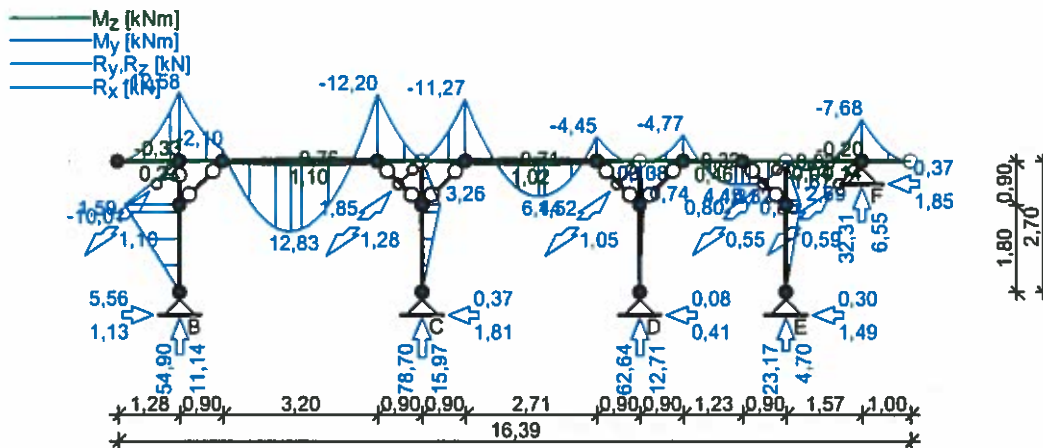
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboyczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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 10/20 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 76,1 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: K17 stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90-wiatr-wariant II (podatność)+0,80-zmienne na płatwi (podatność)

$$M_y = 4,26 \text{ kNm}, \quad N = 6,04 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 6,40 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,504$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,639 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,405 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$$M_y = -4,52 \text{ kNm}, \quad N = 1,86 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 9,39 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,848 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłata a płatwią)

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 9,04 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4395 / 200 = 21,97 \text{ mm} \quad (41,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: K13 stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 8,23 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1495 / 200 = 14,95 \text{ mm} \quad (55,0\%)$$

Płatew 22/25 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 13,9 < 150$$

$$\lambda_z = 15,7 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,36 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,40 \text{ kN/m}$$

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

decyduje kombinacja: K4 stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie+0,80-obc.zmienne

$$N = -39,01 \text{ kN}$$

$$M_y = -11,27 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,88 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,92 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,582 < 1$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,460 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek B - C)

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 6,89 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 16,00 \text{ mm} \quad (43,0\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika (odcinek F - G)

decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,17 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 10,00 \text{ mm} \quad (11,7\%)$$

Słup 22/22 cm

Smukłość (słup B)

$$\lambda_y = 66,6 < 150$$

$$\lambda_z = 42,5 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup B)

decyduje kombinacja: K4 stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie+0,80·obc.zmienne

$$M_y = -10,01 \text{ kNm}, \quad N = 54,90 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,64 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,622, \quad k_{c,z} = 0,922$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,698 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,636 < 1$$

Kleszcze 2x 8/18 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 50,4 < 150$$

$$\lambda_z = 113,4 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: K3 stałe-max+montażowe

$$M_y = 0,88 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,095 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: K3 stałe-max+montażowe

$$u_{fin} = 1,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2620 / 200 = 13,10 \text{ mm} \quad (8,4\%)$$

Murłata 16/16 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,17 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,24 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: K5 stałe-max+wiatr

$$M_z = 0,83 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,073 < 1$$

Część wspornikowa murłaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,17 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,24 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 5,35 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,50 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 7,83 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,565 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,421 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

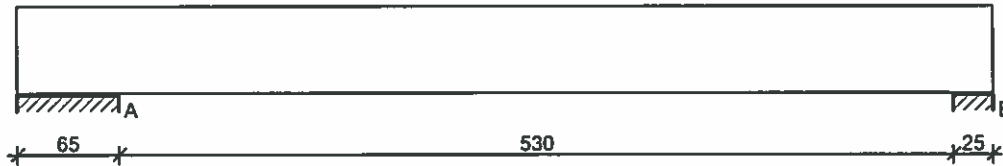
decyduje kombinacja: K2 stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 2,77 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1000 / 200 = 10,00 \text{ mm} \quad (27,7\%)$$

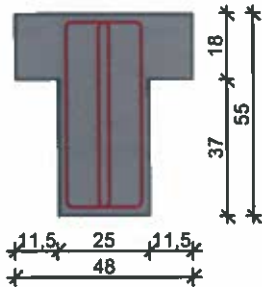
ADAPTUJE SIĘ PRZEKROJE I UKŁAD KONSTRUKCYJNY PROJEKTU KATALOGOWEGO DACHU DO WARUNKÓW LOKALNYCH.

Podciąg stropu parteru w osi „D” – zmiana względem projektu katalogowego:

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: teowy

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

Wysokość przekroju $h = 55,0 \text{ cm}$

Szerokość półki górnej $b_{eff} = 48,0 \text{ cm}$

Wysokość półki górnej $h_r = 18,0 \text{ cm}$

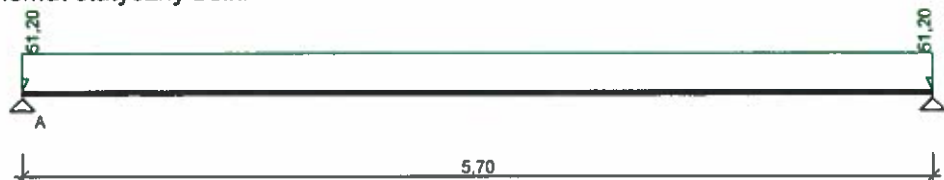
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja ze stropu z prawej strony	23,14	1,00	--	23,14	cała belka
2.	Reakcja ze stropu z lewej strony	23,14	1,00	--	23,14	cała belka
3.	Ciężar własny belki $[(0,25m \cdot 0,55m) + ((0,48m - 0,25m) \cdot 0,18m) \cdot 25,0kN/m^3]$	4,47	1,10	--	4,92	cała belka
$\Sigma:$		50,75	1,01		51,20	

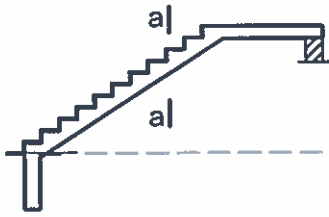
Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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



Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 30,61 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,02 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 14$ co $12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 12,83 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,84\%$)
(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 30,61 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 71,55 \text{ kNm/mb}$ (42,8%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 28,67 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 28,67 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 70,24 \text{ kN/mb}$ (40,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 26,11 \text{ kNm/mb}$

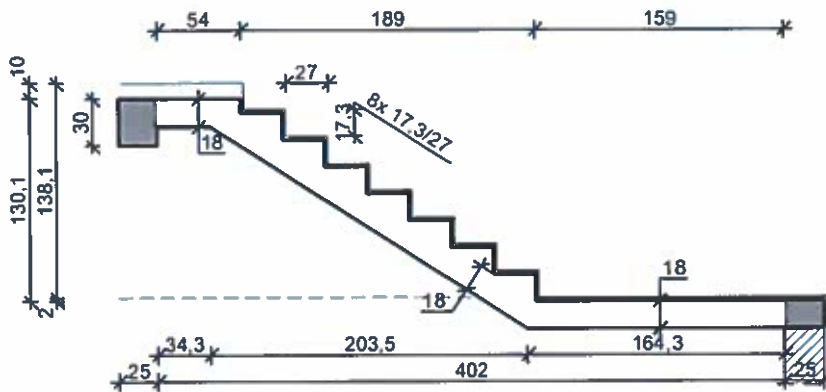
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 20,70 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,079 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (26,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 13,39 \text{ mm} < a_{lim} = 4190/200 = 20,95 \text{ mm}$ (63,9%)

Schody wewnętrzne z poziomu +1,90 na poziom +3,28 – zmiana względem projektu katalogowego:

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,59 \text{ m}$

Długość biegu $l_n = 1,89 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników $h = 1,38 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu $n = 8 \text{ szt.}$

Grubość płyty $t = 18,0 \text{ cm}$

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 0,54 \text{ m}$

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 2,0 cm

Okładzina pozioma stopni 2,0 cm

Okładzina pionowa stopni 2,0 cm

Okładzina spocznika górnego 10,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,28 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów 4,0 cm

Oparcia: (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 25,0 \text{ cm}$, $h = 18,0 \text{ cm}$

Belka podpierająca spocznik górny $b = 25,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_l = 20,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej $t_p = 20,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

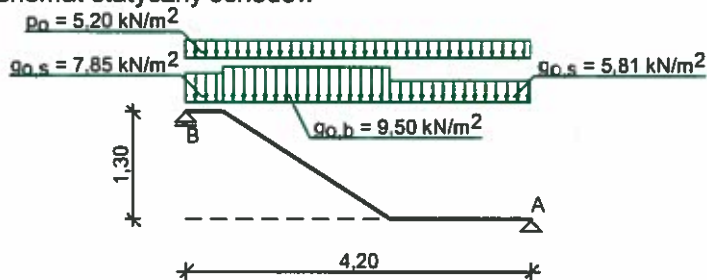
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,640kN/m ² :0,03m]) grub.2 cm	0,43	1,20	0,51
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.18 cm	4,50	1,10	4,95
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		5,21	1,11	5,80

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 14 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,640kN/m ² :0,03m]) grub.2 cm 0,57·(1+17,3/27,0)	0,70	1,20	0,84
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.18 cm + schody 17,3/27	7,50	1,10	8,25
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,34	1,20	0,41
Σ :		8,54	1,11	9,49

Schemat statyczny schodów

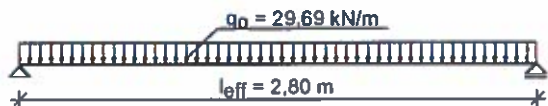


Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	24,63	1,17	0,79	28,87	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,88	1,10	--	2,06	cała belka
Σ :		26,50	1,17		30,93	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

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

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

Wilgotność środowiska $\text{RH} = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pęcznienia (obliczono) $\phi = 3,00$

Zbrojenie główne - płyta:

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

Średnica prętów $\phi = 14 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** → $f_{\text{yk}} = 220 \text{ MPa}$, $f_{\text{yd}} = 190 \text{ MPa}$, $f_{\text{tk}} = 300 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 8 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 20 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

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

Średnica prętów $\phi = 14 \text{ mm}$

Stężenia - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** → $f_{\text{yk}} = 220 \text{ MPa}$, $f_{\text{yd}} = 190 \text{ MPa}$, $f_{\text{tk}} = 300 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

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

Średnica prętów $\phi = 14 \text{ mm}$

Otulinie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

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

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

WYNIKI - PŁYTA

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{\text{Sd}} = 29,68 \text{ kNm/mb}$

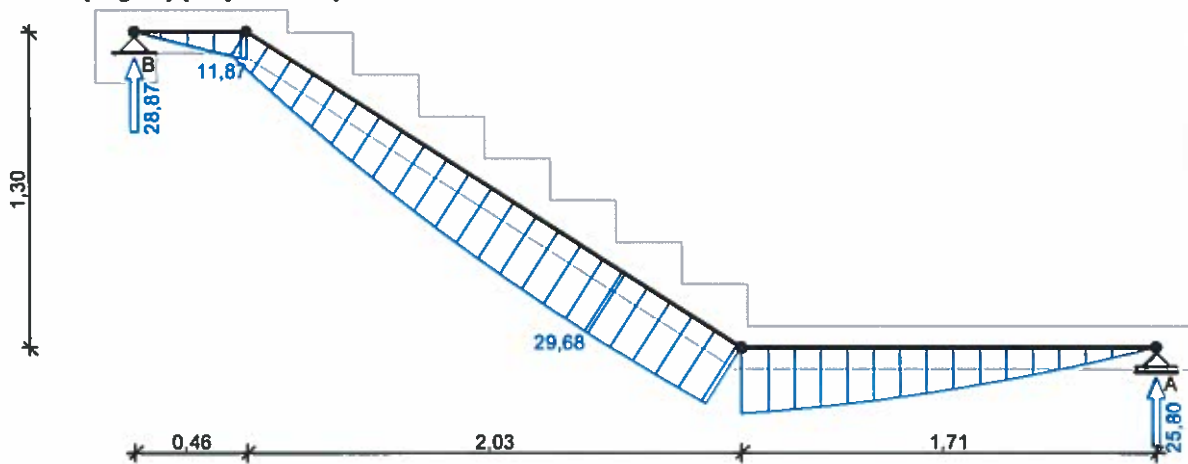
Reakcja obliczeniowa $R_{\text{Sd,A}} = 25,80 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{\text{Sd,B}} = 28,87 \text{ kN/mb}$

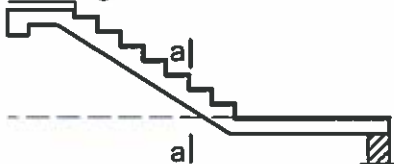
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

Momenty zginające [kNm/mb]:



Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002



Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 29,68 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,86 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 14$ co $12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 12,83 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,84\%$)
(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 29,68 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 71,55 \text{ kNm/mb}$ (41,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 27,69 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 27,69 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 70,24 \text{ kN/mb}$ (39,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 25,32 \text{ kNm/mb}$

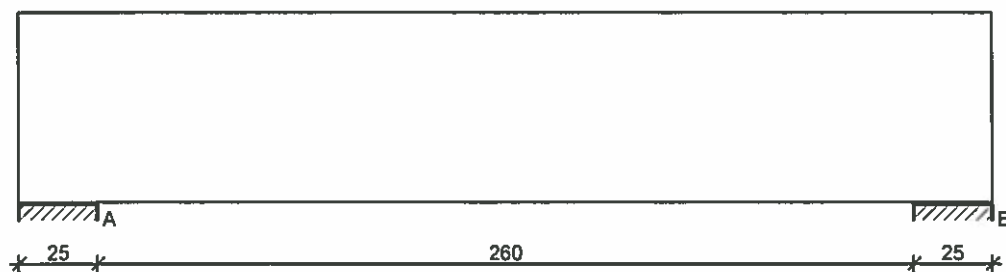
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 20,07 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,076 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (25,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 12,97 \text{ mm} < a_{lim} = 4200/200 = 21,00 \text{ mm}$ (61,7%)

Podciąg przy schodach wewnętrznych w osi „3” (pozycja zamienna BZ-02c) – zmiana względem projektu katalogowego:

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 150 mm na odcinku 105,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 118,10 \text{ kN} < V_{Rd3} = 237,29 \text{ kN}$ (49,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 143,16 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 143,16 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,163 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (54,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,23 \text{ mm} < a_{lim} = 2850/200 = 14,25 \text{ mm}$ (15,6%)

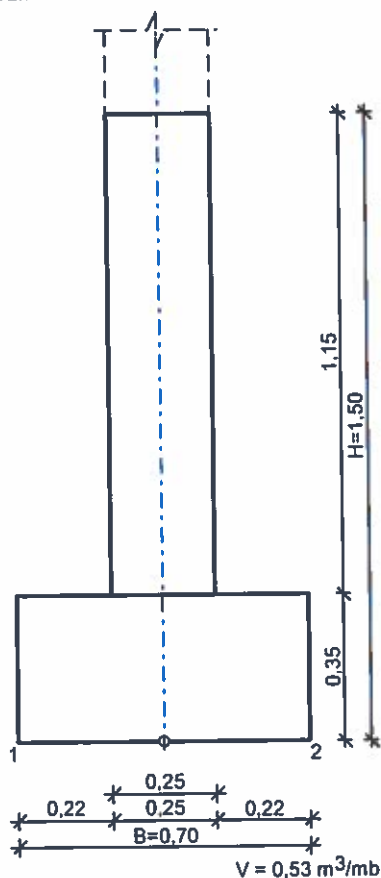
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 149,44 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,283 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (94,5%)

OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE FUNDAMENTY:

Ława fundamentowa ŁF-01

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: ława schodkowa

$B = 0,70 \text{ m}$ $H = 1,50 \text{ m}$ $w = 0,35 \text{ m}$

$B_g = 0,25 \text{ m}$ $B_t = 0,22 \text{ m}$

$B_s = 0,25 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

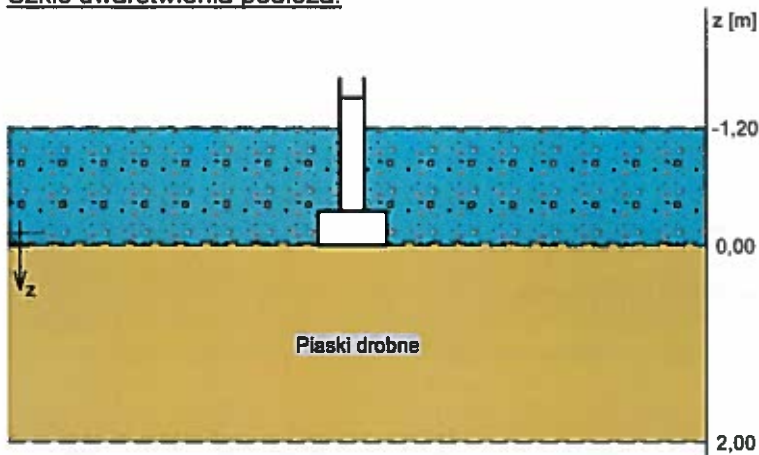
Posadowienie fundamentu:

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

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_d^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{t,min}$	$\gamma_{t,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	2,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,37	0,00	61908	77386

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	60,00	1,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zасыпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

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

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

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

Zbrojenie:

Klasa stali: A-III (34GS) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 10$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulinie:

Nominalna grubość otulinie na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85$ mm

Nominalna grubość otulinie na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: 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 $Q_{FN} = 223,2 \text{ kN/mb}$

$N_r = 83,2 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FN} = 0,81 \cdot 223,2 \text{ kN/mb} = 180,8 \text{ kN/mb} \quad (46,0\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 39,2 \text{ kN/mb}$

$T_r = 1,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FT} = 0,72 \cdot 39,2 \text{ kN/mb} = 28,2 \text{ kN/mb} \quad (3,5\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 1,50 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 27,44 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 1,50 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 27,4 \text{ kNm/mb} = 19,8 \text{ kNm/mb} \quad (7,6\%)$

Osiadanie:

Decyduje: kombinacja nr 1

Osiadanie pierwotne $s' = 0,11 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,03 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,14 \text{ cm}$

$s = 0,14 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (14,0\%)$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

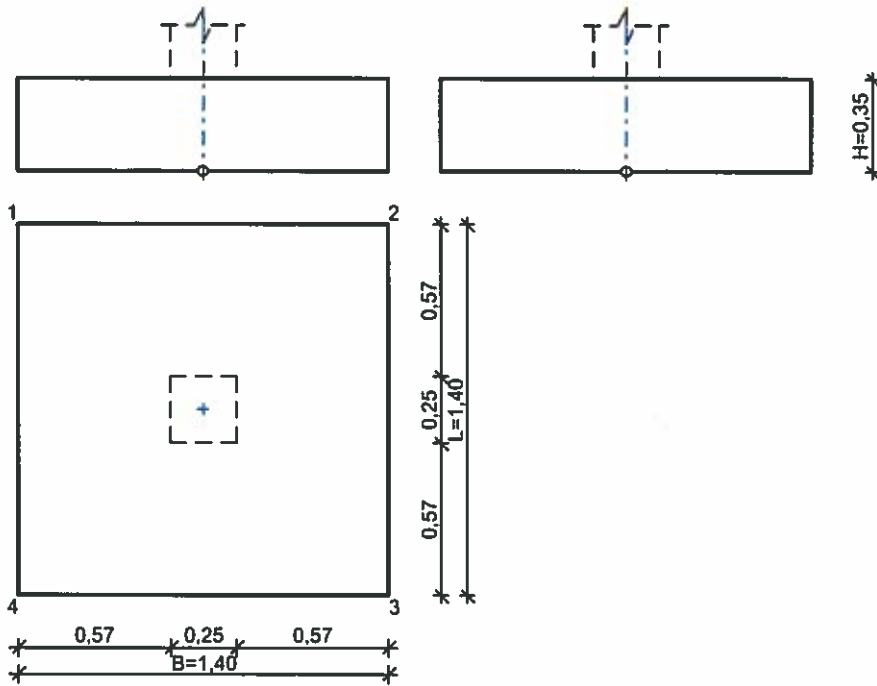
Decyduje: kombinacja nr 1

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 10 \text{ mm}$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Stopa fundamentowa SF-01

SZKIC FUNDAMENTU



$V = 0,69 \text{ m}^3$

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostokątnościenna

$B = 1,40 \text{ m}$ $L = 1,40 \text{ m}$ $H = 0,35 \text{ m}$

$B_s = 0,25 \text{ m}$ $L_s = 0,25 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$

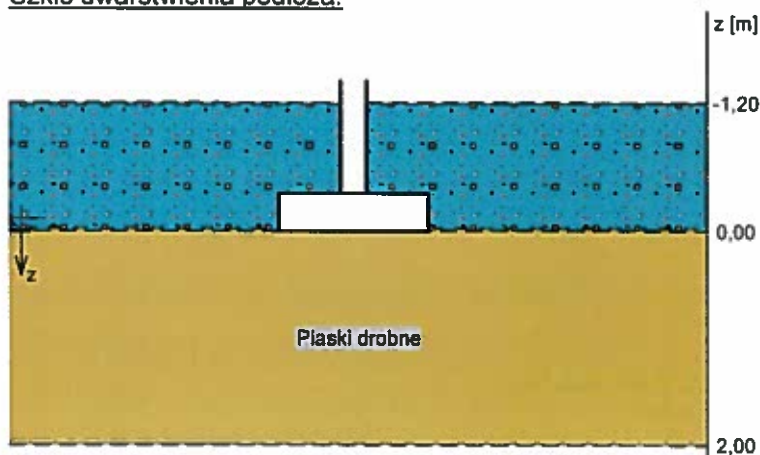
Posadowienie fundamentu:

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

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{l,\min}$	$\gamma_{l,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	2,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,37	0,00	61908	77386

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	80,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

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

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

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

Zbrojenie:

Klasa stali: A-III (34GS) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 10$ mm

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 10$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85$ mm

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

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

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 $Q_{RN} = 1570,9$ kN

$N_r = 136,8$ kN < $m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 1570,9$ kN = 1272,4 kN (10,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{RT} = 61,9$ kN

$T_r = 1,0$ kN < $m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 61,9$ kN = 44,6 kN (2,2%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,35$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 86,69$ kNm

$M_o = 0,35$ kNm < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 86,7$ kNm = 62,4 kNm (0,6%)

Osiadanie:

Decyduje: kombinacja nr 1

Osiadanie pierwotne $s' = 0,04$ cm, wtórne $s'' = 0,02$ cm, całkowite $s = 0,07$ cm

$$s = 0,07 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (6,6\%)$$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,35 \text{ m}^2$

Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 24,4 \text{ kN}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 111,6 \text{ kN}$

$N_{Sd} = 24,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 111,6 \text{ kN} \quad (21,9\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,31 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **10 prętów $\phi 10 \text{ mm}$** o $A_s = 7,85 \text{ cm}^2$


Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,31 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **10 prętów $\phi 10 \text{ mm}$** o $A_s = 7,85 \text{ cm}^2$

ADAPTUJE SIĘ PRZEKROJE I UKŁAD KONSTRUKCYJNY PROJEKTU KATALOGOWEGO FUNDAMENTÓW DO WARUNKÓW LOKALNYCH.

 Opracował:
inż. Adam Kacprzyk
upr. bud. nr: WAM/0057/PWOK/08

12

13

14

15

16

17

18

19

20