

TOM II

II.3. KONSTRUKCJA

BUDOWA BUDYNKU ŚWIETLICY WIEJSKIEJ WRAZ Z ZAGOSPODAROWANIEM TERENU ORAZ ROZBIÓRKĄ ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU W GŁUCHOWIE.*

*- pełna nazwa w Karcie Tytułowej opracowania

ADRES INWESTYCJI:	DZIAŁA NR EWID.: 58/3, JEDN. EWID. 260305_5 KAZIMIERZA WIELKA, OBR. 260303_5.0011 GŁUCHÓW.	
INWESTOR:	GMINA KAZIMIERZA WIELKA UL. TADEUSZA KOŚCIUSZKI 12, 28-500 KAZIMIERZA WIELKA	
JEDNOSTKA PROJEKTOWA:	KAMIL CABALA PRACOWNIA ARCHITEKTONICZNA 4WA KAMIENICZYCE 75/4, 28-500 KAZIMIERZA WIELKA	
PROJEKTANT KONSTRUKCJI:	MGR INŻ. SZCZEPAN MISIAK <i>SPECJALNOŚĆ KONSTRUKCYJNA UPR. NR MAP/0131/PWOK/13 IZBA NR: MAP/BO/0336/13</i>	
SPRAWDZAJĄCY BRANŻA KONSTRUKCYJNA:	MGR INŻ. BARBARA GAWLIK-KALONDJI <i>SPECJALNOŚĆ KONSTRUKCYJNA UPR. NR MAP/0101/PWOK/14 IZBA NR: MAP/BO/0001/15</i>	

KAZIMIERZA WIELKA, LISTOPAD 2017

Spis treści

STRONA TYTUŁOWA	1
I. CZĘŚĆ OPISOWA	5
I.1. DANE OGÓLNE	5
I.2. WARUNKI WODNO – GRUNTOWE	5
I.3. KONSTRUKCJA	6
II. OBLICZENIA KONSTRUKCJI	8
II.1. POZYCJA I – WIĘŻBA DACHOWA	8
II.2. POZYCJA 2 – BELKA STROPU NAD PARTEREM	12
II.3. POZYCJA 3 – FUNDAMENTY	13
III. CZĘŚĆ GRAFICZNA	19
III.1. SPIS RYSUNKÓW	19

I. CZĘŚĆ OPISOWA

I.1. DANE OGÓLNE

- Budowa budynku świetlicy wiejskiej o konstrukcji tradycyjnej murowanej, parterowy, nie podpiwniczony.
- Fundamenty: ławy żelbetowe.
- Ściany zewnętrzne oraz wewnętrzne murowane z elementów drobnowymiarowych pustaków ceramicznych szczelinowych POROTHERM P+W, lub MAX220, grubości 25cm.
- Stropy nad częścią socjalną: belki drewniane w rozstawie 50cm pokryte płytą OSB 22mm
- Budynek przykryty dachem dwuspadowym o kącie nachylenia 34°
- Dach budynku pokryty, blacho-dachówka.

I.2. WARUNKI WODNO – GRUNTOWE

Przedmiotowa działka nr 58/3 znajduje się przy w miejscowości Głuchów.

Na opisywanym terenie stwierdzono prostą budowę geologiczną podłoża. mineralne poziom glebowy sięga do głębokości 0,2 – 0,3 m. Pod glebą zalegają dominujące na tym obszarze gliny, oraz iły. W stropie (do głębokości 2,0 m) nie stwierdzono występowania wód gruntowych.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 27 kwietnia 2012 r w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. poz. 463) należy przyjąć, że w podłożu przedmiotowego terenu panują proste warunki gruntowe – kategoria geotechniczna 1-wsza.

Do sprawdzenia istniejących fundamentów przyjęto odpór 150 kN/m², w związku z wymaganą minimalną szerokością fundamentu, co daje pełne bezpieczeństwo konstrukcji budynku .

W przypadku stwierdzenia innej budowy geologicznej niż przedstawiona powyżej należy niezwłocznie poinformować o tym projektanta. Po wykonaniu wykopów fundamentowych należy zawiadomić konstruktora, w celu potwierdzenia zgodności podłoża fundamentowego z przyjętymi do obliczeń fundamentów wartościami lub ewentualnej korekcie fundamentów.

Pod projektowanym budynkiem panują proste warunki geologiczne zaliczane do I kategorii geotechnicznej (gliny pylaste, pyły).

W przypadku stwierdzenia innej budowy geologicznej niż przedstawiona powyżej należy niezwłocznie poinformować o tym projektanta. Po wykonaniu wykopów fundamentowych należy zawiadomić konstruktora, w celu potwierdzenia zgodności podłoża fundamentowego z przyjętymi do obliczeń fundamentów wartościami lub ewentualnej korekcie fundamentów.

Przyjęto proste warunki geologiczne zaliczane do I kategorii geotechnicznej (gliny pylaste, pyły gliniaste).

Uwaga:

Prace zagęszczające należy wykonać warstwami nie grubszymi niż 20-30cm. Dla każdej warstwy wykonać badania stopnia zagęszczenia i odnotować w dzienniku badań, budowy. Dokonać protokolarnego odbioru stopnia zagęszczenia zasyпки.

Bardzo ważne jest, aby prowadzenie prac budowlanych w gruntach spoistych, wiązało się z ich zabezpieczeniem przed kontaktem z wodą opadową lub napływem wód podziemnych. Może to doprowadzić do uplastycznienia, a nawet upłynnienia budujących ją gruntów, a tym samym pogorszenia ich parametrów geotechnicznych.

Należy uregulować gospodarkę wodami opadowymi z połąci dachowych i powierzchni utwardzonych tak aby nie infiltrowały w podłoże.

Poziom porównawczy $\pm 0,00 = 241,92\text{m npm}$

Poziom posadowienia $-1,50 = 240,42\text{m npm}$

I.3. KONSTRUKCJA

I.3.1 Fundamenty - poz. 1

Pozycja obliczeń 3 – II.3

Fundamenty ułożyć na warstwie chudego betonu B 7,5 gr. 10cm . Głębokość fundamentu ustalić bezpośrednio po wykonaniu wykopu. Podeszwę fundamentu posadowić na podłożu mineralnym, zasypce piaskowej o stopniu zagęszczenia $I_D \geq 0,9$.

Zaprojektowano ławę fundamentową:

Ława fundamentowa ł-1

Ława prostokątna o wymiarach szerokość 60cm, wysokość 40cm

Zbrojenie dolne 2 $\varnothing 12$, 2 $\varnothing 6$

Zbrojenie górne 2 $\varnothing 12$ Strzemiona $\varnothing 6$ co 20cm.

Zbrojenie poprzeczne $\varnothing 12$ co 20cm.

Ława fundamentowa ł-2

Ława prostokątna o wymiarach szerokość 70cm, wysokość 40cm

Zbrojenie dolne 2 $\varnothing 12$, 2 $\varnothing 6$

Zbrojenie górne 2 $\varnothing 12$ Strzemiona $\varnothing 6$ co 20cm.

Zbrojenie poprzeczne $\varnothing 12$ co 20cm.

Beton B25 C20/25, stal AIII (34GS) pręty główne, strzemiona, rozdzielcze A0, A1

I.3.2. Ściany fundamentowe - poz. 2

Ściany fundamentowe gr. 25cm betonowe wylewane na mokro w deskowaniu, zbrojone przeciwskurczowo siatkami stalowymi $\varnothing 8$ o oczku 20x20cm. Alternatywnie ściany te można wykonać z pustaków betonowych zalewowych lub murować z pustaków betonowych na zaprawie cementowej. W przypadku ściany murowanej lub zalewanej, górę ściany należy zakończyć wieńcem 25x25cm (zbrojenie 4 $\varnothing 12$, strzemiona $\varnothing 6$, co 30cm).

Naroża ław fundamentowych zazbroić zgonie ze sztuka budowlana.

I.3.3. Ściany nośne wewnętrzne - poz. 3

Ściany wewnętrzne gr. 25cm murowane z pustaków ceramicznych Porotherm 25 P+W, lub MAX klasy 15. Zaprawa M-10.

I.3.4. Ściany zewnętrzne - poz. 4

Ściany zewnętrzne gr. 25cm murowane z pustaków Porotherm 25 P+W, lub MAX klasy 15. Zaprawa M-10. Ściany te zostaną ocieplone styropianem gr. 15cm.

I.3.5 Ściany działowe - poz. 5

Ściana działowa grubości 12cm murowana z pustaków Porotherm 11,5 P+W, lub cegły kratówki.

I.3.6 Wieńce - poz. 6

Zaprojektowano wieńiec WN o przekroju 25x25cm. Zbrojony 4Ø12, strzemiona Ø6 co 30cm
Spód wieńca +3,16m oraz w ścianach szczytowych dodatkowy wieńiec w spadku jako zakończenie ściany szczytowej. Beton B25 C20/25, stal AIII (34GS) pręty główne, strzemiona, rozdzielcze A0, A1

I.3.7 Stropy. - poz. 7

Pozycja obliczeń 2 – II.2

Strop nad parterem, nad częścią socjalną z belek drenowanych 7,5x15 w rozstawie co 50cm stężony w górnej płaszczyźnie płytami OSB 22. Belki w wykutych bruzdach – 10cm zabezpieczonych papą od spodu, boków oraz czoła, z przestrzenią zapewniającą wentylację od góry lub na systemowych stopkach.

I.3.8. Nadproża, - poz. 8

-Nadproża NP1 wykonać jako dwa nadproża prefabrykowane Porotherm 11.5 oraz nadmurować je cegłami

-Nadproża NP2 wykonać jako cztery nadproża prefabrykowane Porotherm 23.8 oraz nadmurować je cegłami

- W ścianach konstrukcyjnych nie dopuszcza się wykonywania bruzd poziomych i ukośnych. Bruzdy pionowe można wykonać jeżeli ich wymiary mieszczą się w zakresie podanym w normie PN-B-03002:1999 pkt. 6.3.2 tablica 21.

I.3.9 Wiązar dachowy - poz. 9

Pozycja obliczeń 1 - II.1

Zaprojektowano wiązary dachowy krokwiowo – jętkowy stężony grzędami.

Konstrukcje przyjęto wg. zasad sztuki budowlanej.

Rozstaw wiązarów 87cm, kat nachylenia 34°

Sprawdzono przekroje wiązara . Przyjęto profile :

Krokwie	10x17,5 cm
Murłaty	16x16 cm,
Jętka	2x5x17,5cm
Grzęda	5x17,5cm

Drewno kl C22

Dach wykonano jako wielowarstwowy wg przekroju przedstawionego w projekcie architektonicznym.

Połączenia elementów wiązara można wykonać alternatywnie śrubami ocynkowanymi o średnicy M 16 lub gwoździami ocynkowanymi o średnicy 3,5 - 10,0 mm ewentualnie w kretami typu spax .

Połączenia wykonać zgodnie ze sztuką budowlaną. Zabezpieczenia ppoż. oraz impregnacyjne przed agresją biologiczną i fizyczną, wykonać zgodnie ze sztuką budowlaną. Dach wentylowany poprzez szczeliny powietrzne w linii okapu oraz kalenicy.

UWAGA PROJEKTANTA!!

Ze Względu na geometrie więźby dachowej zaleca się wybranie doświadczonej ekipy montażowej cieśli dachowych. długości oraz ilości elementów przed zamówieniem należy skonsultować z wykonawcą więźby dachowej. Na rysunku oraz w zestawieniu więźby podano ilości i długości podstawowych elementów. Nie wykluczone, że wykonawca będzie potrzebował dodatkowe elementy montażowe i usztywniające wymagane przy realizacji przedmiotowej więźby dachowej.

Całość prac począwszy od zamówienia więźby dachowej po jej wykonanie na budowie należy prowadzić pod nadzorem doświadczonego cieśli dachowego.

Pozostałe elementy nośne przyjęto zgodnie ze sztuką budowlaną jako typowe rozwiązania.

Uwagi dotyczące posadowienia i lokalizacji budynku.

Dopuszcza się lokalizację budynku w następujących strefach oddziaływania środowiskowych:

I strefa obciążenia wiatrem 200m n.p.m.

II strefa obciążenia śniegiem 240m n.p.m.

Strefa przemarzania gruntu 1,0m poniżej poziomu terenu.

W obliczeniach założono że BUDYNEK będzie posadowiony na gruntach spoistych typu gliny.

Max obciążenie podłoża pod fundament nie przekracza 150kPa. W przypadku stwierdzenia gorszych parametrów geologicznych podłoża, projekt należy adaptować do istniejących warunków. Przyjęto, że poziom wody gruntowej znajduje się poniżej poziomu posadowienia.

NORMY I LITERATURA :

normy:

PN-81/B-03020 „Grunt budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli.

Obliczenia statyczne i projektowanie

PN-82/B-02000 „Obciążenia budowli. Zasady ustalenia wartości”.

PN-B-03264(2002) „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.

Obliczenia statyczne i projektowanie”

PN-B-03150: 2000

„Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie” z uwzględnieniem poprawek Az1 i Az2

Literatura techniczna:

"Fundamenty - wzory, tablice, przykłady " Wydawnictwo Arkady, Edward Motak

"Konstrukcje żelbetowe " Arkady Warszawa 1984 Jerzy Kobiak, Wiesław Stachurski

Uwagi końcowe :

Materiały projektowanego budynku powinny posiadać wymagane prawem świadectwa dopuszczenia ich do stosowania .

Wszelkie prace wykonać zgodnie ze sztuką budowlaną .

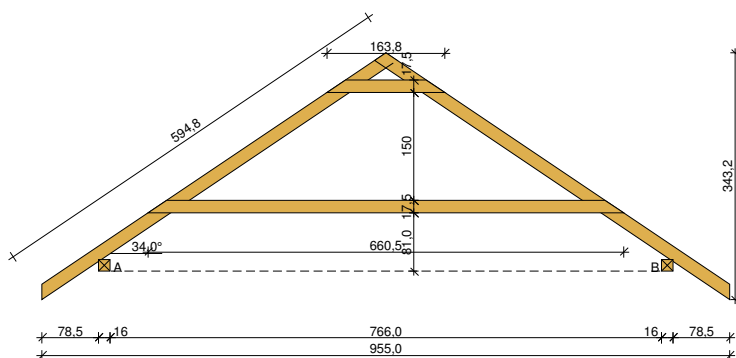
Obliczenia wykonano przy użyciu programów komputerowych, SPECBUD.

II. OBLICZENIA KONSTRUKCJI

II.1. POZYCJA I – WIĘŻBA DACHOWA

DANE:

Szkic więzara

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 34,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 9,55$ m

Rozstaw murłat w świetle $l_s = 7,66$ m

Poziom jętki $h = 0,81$ m

Poziom grzędę $h_g = 1,50$ m

Rozstaw wiązarów $a = 0,87$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 0,50$ m

Usztywnienia boczne jętki - na całej długości elementu

Dodatkowe usztywnienia boczne grzędę - brak

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{m0} = 1,50$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,75$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 10/17,5 cm (zacosy: murłata - 3 cm, jętka - brak, grzędę - brak) z drewna C22

- jętka 2x 5/17,5 cm z drewna C22,

- grzędę 5/17,5 cm z drewna C22,

- murłata 16/16 cm z drewna C22

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

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

$$g_k = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-EN 1991-1-3 p.5.3.3: dach dwupołaciowy, strefa 1, $A=240$ m n.p.m., nachylenie połaci $34,0$ st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,62 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,62 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z=6,5$ m):

- na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,12 \text{ kN/m}^2$

- na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,14 \text{ kN/m}^2$

- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,18 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie stałe jętki: $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne jętki (Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) $[0,5 \text{ kN/m}^2]$):

$$p_{jk} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie stałe grzędę: $q_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne grzędę: $p_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

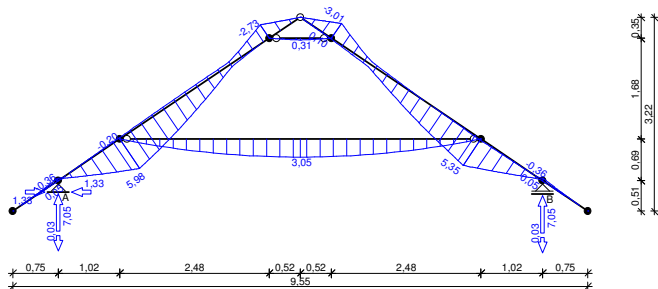
- obciążenie montażowe jętki i grzędę $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

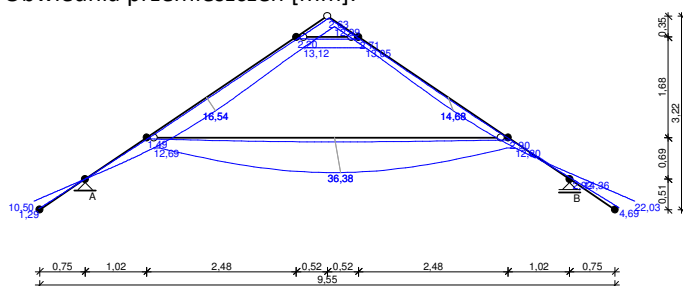
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	7,05 -0,03 0,77 6,53	-1,06 0,24 1,33 -1,33	K27: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z lewej-wariant II K90: stałe-min+wiatr z prawej K54: stałe-max+wiatr z prawej-wariant II K40: stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90-śnieg+0,80-zmienne na jętce
8 (B)	7,05 -0,03	-- --	K29: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z prawej-wariant II K88: stałe-min+wiatr z lewej

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**→ $f_{m,k} = 22$ MPa, $f_{t,0,k} = 13$ MPa, $f_{c,0,k} = 20$ MPa, $f_{v,k} = 2,4$ MPa, $E_{0,mean} = 10$ GPa, $\rho_k = 340$ kg/m³**Krokiew 10/17,5 cm** (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak, grzędą - brak)

Smukłość

$$\lambda_y = 76,8 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+śnieg+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z lewej-wariant II

$$M = 5,98 \text{ kNm}, \quad N = 7,87 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 11,71 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,475$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,942 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,607 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej-wariant II+0,80-zmienne na jętce

$$M = -0,36 \text{ kNm}, \quad N = 3,42 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,03 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,076 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+śnieg+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z lewej-wariant II

$M = 5,98 \text{ kNm}$, $N = 2,03 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 12,31 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 11,71 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,12 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,865 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - grzędzie

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+śnieg+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z lewej-wariant II

$M = -3,01 \text{ kNm}$, $N = 6,95 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 12,31 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 5,89 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,15 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,436 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$u_{fin} = 10,03 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4852 / 200 = 24,26 \text{ mm} \quad (41,4\%)$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$u_{fin} = 10,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 150 = 2 \cdot 908 / 150 = 12,11 \text{ mm} \quad (86,7\%)$

Jętka 2x 5/17,5 cm z drewna C22

Smukłość

$\lambda_y = 119,4 < 150$

$\lambda_z = 0,0 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K65** stałe-max+zmienne na jętce+0,90-śnieg+0,80-wiatr z lewej-wariant II

$M = 3,05 \text{ kNm}$, $N = -7,99 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 11,85 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 10,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 5,98 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = -0,46 \text{ MPa}$

$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,570 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K62** stałe-max+zmienne na jętce

$u_{fin} = 26,79 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5999 / 200 = 29,99 \text{ mm} \quad (89,3\%)$

Grzędą 5/17,5 cm

Smukłość

$\lambda_y = 21,1 < 150$

$\lambda_z = 73,8 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+śnieg+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z lewej-wariant II

$M = 0,00 \text{ kNm}$, $N = 15,36 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 12,31 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 0,02 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 1,76 \text{ MPa}$

$k_{c,z} = 0,508$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,022 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,282 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K86** stałe-max+montażowe grzędę

$u_{fin} = 0,16 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1032 / 200 = 5,16 \text{ mm} \quad (3,0\%)$

Murłata 16/16 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 8,10 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -1,53 \text{ kN/m}$

$q_{z,min} = -0,04 \text{ kN/m}$ (odrywanie)

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K40** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90-śnieg+0,80-zmienne na jętce

$M_z = 0,37 \text{ kNm}$

$$f_{m,z,d} = 15,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,539 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,035 < 1$$

Część wspornikowa murłaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,10 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -1,53 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+śnieg+0,90-zmienne na jętce+0,80-wiatr z prawej-wariant II

$$M_y = 2,28 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,34 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,34 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,273 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,210 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,43 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 750 / 200 = 7,50 \text{ mm} \quad (5,7\%)$$

II.2. POZYCJA 2 – BELKA STROPU NAD PARTEREM

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 7,5 \text{ cm}$

Wysokość $h = 15,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

$$\rightarrow f_{m,k} = 22 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,4 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 10 \text{ GPa}, \rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Belka jednoprzęsłowa

Rozpiętość przęsła $l_{eff} = 2,27 \text{ m}$

Szerokość podpór $b = 10,0 \text{ cm}$

Obciążenia belki:

Obciążenie stałe $g_k = 0,85 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,20$

- uwzględniono ciężar własny belki

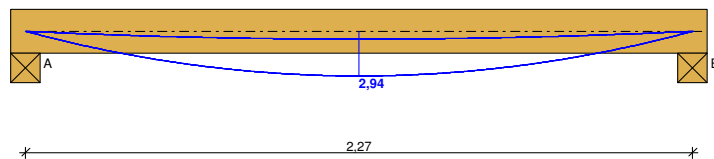
Obciążenie zmienne $q_k = 2,50 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,40$

- klasa trwania obciążenia zmiennego: średiotrwała

- poziom przyłożenia obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

WYNIKI:

— M [kNm]



Zginanie:

Warunek nośności:

$$M_{max} = 2,94 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,772 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{\text{crit}} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,45 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa} \quad (77,2\%)$$

Ścinanie:

$$V_{\text{max}} = 5,18 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 0,69 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,48 \text{ MPa} \quad (46,7\%)$$

Docisk na podporze:

$$R_{\text{max}} = R_A = 5,18 \text{ kN}, \quad k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,69 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,48 \text{ MPa} \quad (46,7\%)$$

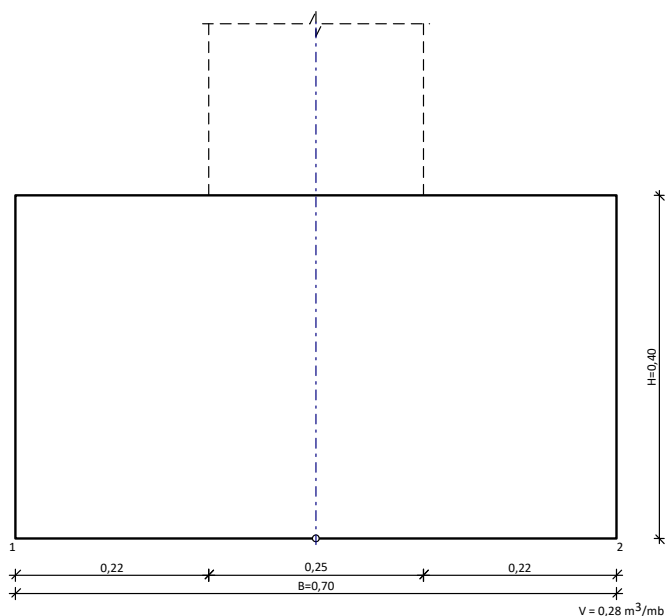
Ugięcie:

$$u_{\text{fin}} = u_M + u_V = 8,38 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 250 = 9,08 \text{ mm} \quad (92,3\%)$$

II.3. POZYCJA 3 – FUNDAMENTY

FUNDAMENT Ł-1

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,70 m H = 0,40 m

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

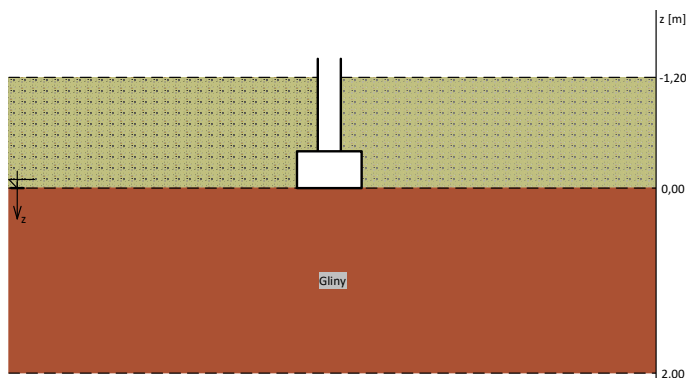
Posadowienie fundamentu:

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

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	2,00	nie	2,05	0,90	1,10	17,82	31,58	36039	40039

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 150,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	40,32	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: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ 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 $\phi_B = 12$ mm

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

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 50$ 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:

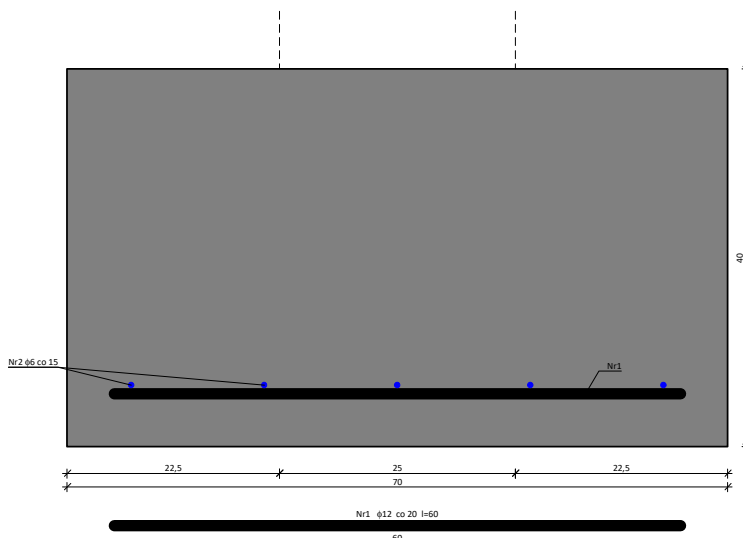
- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

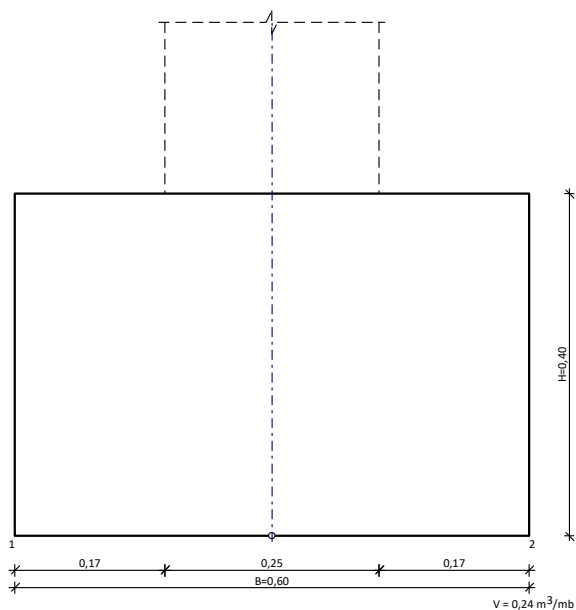
Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

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 $Q_{fN} = 373,5 \text{ kN/mb}$ $N_r = 56,4 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 373,5 \text{ kN/mb} = 302,6 \text{ kN/mb} \quad (18,6\%)$ Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 28,0 \text{ kN/mb}$ $T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 28,0 \text{ kN/mb} = 20,2 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$ Obciążenie jednostkowe podłoża:Decyduje: **kombinacja nr 1**Naprężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 80,5 \text{ kPa}$ $\sigma_{\max} = 80,5 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 150,0 \text{ kPa} \quad (53,7\%)$ Stateczność fundamentu na obrót:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 18,50 \text{ kNm/mb}$ $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 18,5 \text{ kNm/mb} = 13,3 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$ Osiadanie:Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s^I = 0,09 \text{ cm}$, wtórne $s^{II} = 0,04 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,13 \text{ cm}$ $s = 0,13 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 7,00 \text{ cm} \quad (1,9\%)$ **OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

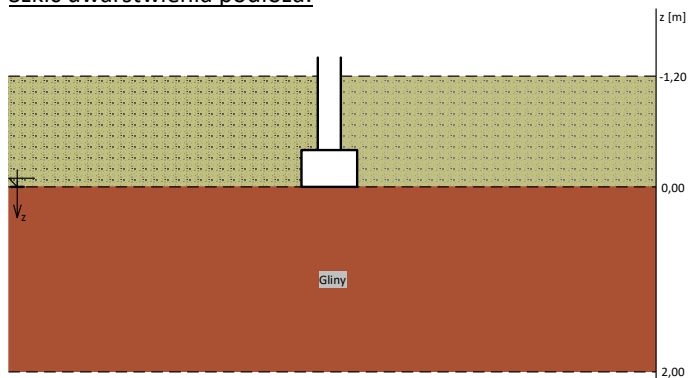
Wymiarowanie zbrojenia:Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,26 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **SZKIC ZBROJENIA / OBLICZENIOWY****ZBROJENIE WG RYS K.1**

FUNDAMENT Ł-2**SZKIC FUNDAMENTU****GEOMETRIA FUNDAMENTU**Wymiary fundamentu :Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,40 m

B_s = 0,25 m e_B = 0,00 mPosadowienie fundamentu:D = 1,20 m D_{min} = 1,20 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻASzkic uwarstwienia podłoża:Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	2,00	nie	2,05	0,90	1,10	17,82	31,58	36039	40039

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 150,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	29,35	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWEZasyпка:Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$ Parametry betonu:Klasa betonu: **B25 (C20/25)** → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mmWspółczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$ Zbrojenie:Klasa stali: **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mmMaksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cmOtulenie:Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mmNominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 50$ 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
- 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 $Q_{fN} = 319,1$ kN/mb $N_r = 42,4$ kN/mb < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 319,1$ kN/mb = 258,5 kN/mb (16,4%)Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 22,2$ kN/mb $T_r = 0,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 22,2$ kN/mb = 16,0 kN/mb (0,0%)Obciążenie jednostkowe podłoża:Decyduje: **kombinacja nr 1**Napężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 70,7$ kPa

$$\sigma_{\max} = 70,7 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 150,0 \text{ kPa} \quad (47,1\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{\text{ob},2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{\text{ub},2} = 11,87 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 11,9 \text{ kNm/mb} = 8,5 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,06 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,03 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,09 \text{ cm}$

$$s = 0,09 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 7,00 \text{ cm} \quad (1,3\%)$$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

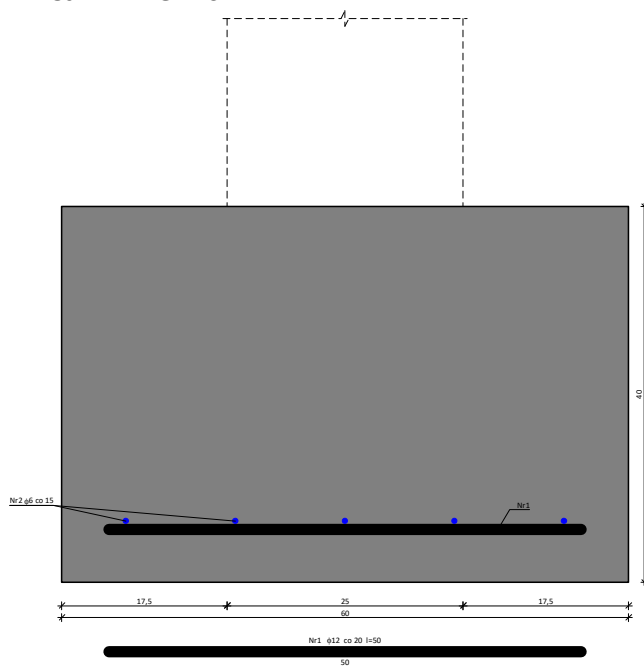
Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,15 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

SZKIC ZBROJENIA / OBLICZENIOWY ZBROJENIE WG RYS K.1



III. CZĘŚĆ GRAFICZNA**III.1. SPIS RYSUNKÓW**

NR	TYTUŁ	SKALA
K.1	Rzut fundamentów	1:100
K.2	Rzut stropu nad parterem	1:100

Opracował :

Mgr inż. Szczepan Misiak