

OBLICZENIA STATYCZNE

DO PROJEKTU TECHNICZNEGO

BUDOWA BUDYNKU ADMINISTRACYJNEGO, BUDYNKU GOSPODARCZEGO NA SPRZĘT PPOŻ. ORAZ ZBIORNIKA BEZODPŁYWOWEGO NA NIECZYSTOŚCI CIEKŁE

Marianowo, 64 - 410 Sieraków, działka nr 557/5

BUDYNEK ADMINISTRACYJNY

Inwestycja została zakwalifikowana do I kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych (szczegóły wg poz. 6).

Poz.1 Dach

Projektuje się dach stromy o kącie spadku 40° kryty dachówką ceramiczną płaską, układaną na łątach i kontrłatach i izolacji zbrojonej na pełnym deskowaniu. Konstrukcję dachową projektuje się jako drewnianą, dźwigarową. Obwodowe murłaty będą mocowane śrubami M16 co około 0,90 m. Projektuje się dach ocieplony. Drewno w więźbie dachowej należy impregnować środkami zabezpieczającymi przed grzybami domowymi, pleśniewymi, owadami i ogniem. Budynek znajduje się w II strefie śniegowej – $q_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$ (zgodnie z normą PN-EN 1991-1-3) i w I strefie wiatrowej – $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ (zgodnie z normą PN-EN 1991-1-4).

Materiał:

Drewno sosnowe klasy C24 wg obecnie obowiązującej normy drewnianej (PN-EN 1995 -1).

Wytrzymałość charakterystyczna dla drewna litego gatunków iglastych o wilgotności 12 %.

$m = 1,0$

Obciążenie połaci dachu

1.Dachówka ceramiczna	$0,510 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,689 \text{ kN/m}^2$
2.Łaty i kontrłaty	$0,044 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,059 \text{ kN/m}^2$
3.Deskowanie	$0,165 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,223 \text{ kN/m}^2$
4.Włóknina wiatroizolacyjna	$0,020 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,027 \text{ kN/m}^2$
5.Wełna mineralna 10 cm	$0,120 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,162 \text{ kN/m}^2$
6.Folia paroizolacyjna	$0,020 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,027 \text{ kN/m}^2$
	<u>$0,879 \text{ kN/m}$</u>	<u>$\times 1,35 = 1,187 \text{ kN/m}^2$</u>
7.Śnieg	$0,480 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,50 = 0,720 \text{ kN/m}^2$
8.Wiatr:		
- połać nawietrzna	$0,283 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,50 = 0,425 \text{ kN/m}^2$
- połać zawietrzna	$- 0,142 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,50 = - 0,213 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie pasa dolnego dźwigara

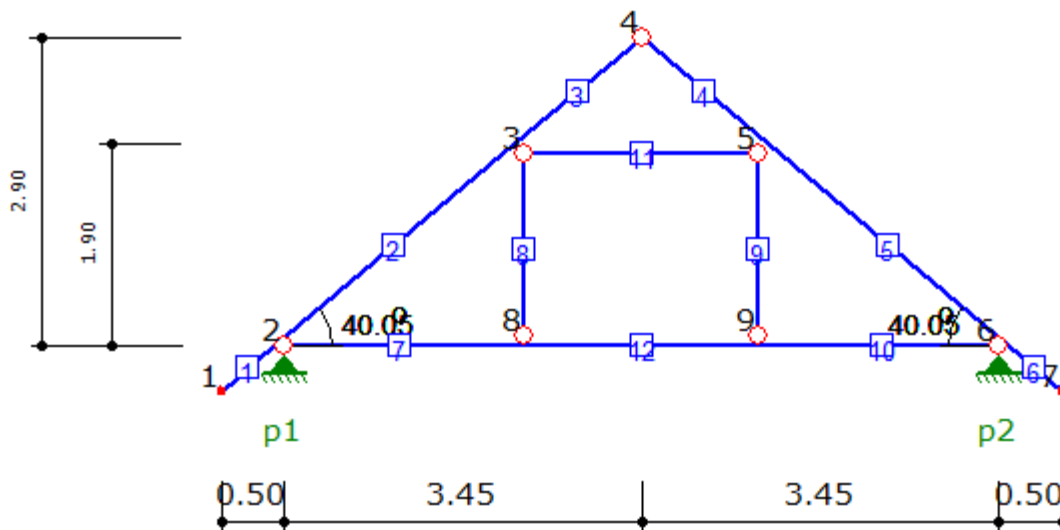
1.Folia paroizolacyjna	$0,020 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,027 \text{ kN/m}^2$
2.Ruszt pod gips	$0,250 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,338 \text{ kN/m}^2$
3.Płyta kart.-gips.	$0,090 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,122 \text{ kN/m}^2$
4.Wełna mineralna 25 cm	$0,300 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,35 = 0,405 \text{ kN/m}^2$
5.Deska podłogowa	$0,165 \text{ kN/m}^2$	$\times 13,5 = 0,223 \text{ kN/m}^2$
6.Obciążenie użytkowe	$0,500 \text{ kN/m}^2$	$\times 1,40 = 0,700 \text{ kN/m}^2$
	<u>$1,325 \text{ kN/m}^2$</u>	<u>$1,815 \text{ kN/m}^2$</u>

Przyjęto:

rozstaw krokwi	$a = 1,00 \text{ m}$
rozpiętość dachu	$L = 6,90 \text{ m}$
wysokość dachu	$h = 2,90 \text{ m}$

dach2

Geometria układu



Lista materiałów

Nr materiału	Typ	Klasa	$E_{0,mean}$ [MPa]
1	Lite	C24	11000

Lista przekrojów

Nr przekroju	h [cm]	b [cm]	Liczba elementów	A [cm ²]	J_z [cm ⁴]	J_y [cm ⁴]	Nr materiału
1	18.0	6.0	1	108.0	2916	324	1
2	18.0	4.5	2	162.0	4374	137	1
3	16.0	6.0	1	96.0	2048	288	1

Poz.2 Wieniec

Projektuje się wieńce na ścianach nośnych i samonośnych. Projektuje się wieńce z betonu C20/25 i stali RB500W. Zbrojenie podłużne projektuje się z 4 prętów $\varnothing 12$, poprzecznie z prętów $\varnothing 6$ w rozstawie co 25 cm. Pręty podłużne w miejscach styków należy łączyć ze sobą na zakład długości 48 cm, a w ścianach prostokątnych kotwić poprzez zagięcie pod kątem prostym na długości 24 cm- dla zapewnienia mechanicznej ciągłości pracy wieńców. Wieńce będą ocieplone styropianem.

Poz.3 Nadproża

Poz.3.1 Nadproże

L = 0,90 m

Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	16,94 kN/m
2.Ciężar wieńca	2,53 kN/m
3.Ciężar ściany	6,70 kN/m
	26,17 kN/m

Projektuje się nadproże z 2 SBN11,5/12 L = 1,20 m

Poz.3.2 Nadproże

L = 0,60 m

Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	16,94 kN/m
2.Ciężar wieńca	2,53 kN/m
3.Ciężar ściany	6,70 kN/m
	26,17 kN/m

Projektuje się nadproże z 2 SBN11,5/12 L = 1,00 m

Poz.3.3 Nadproże

L = 0,90 m

Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	16,94 kN/m
2.Ciężar wieńca	2,53 kN/m
3.Ciężar ściany	26,10 kN/m
	45,57 kN/m

Projektuje się nadproże z 2 SBN11,5/12 L = 1,00 m

Poz.3.4 Nadproże

L = 3,00 m

L₀ = 1,05 x 3,00 = 3,15 m

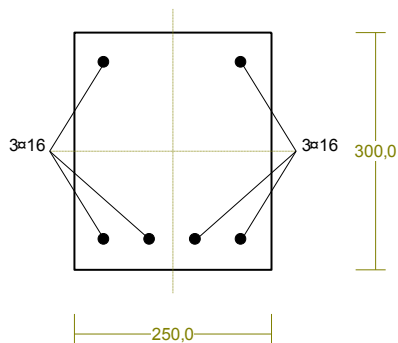
Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	16,94 kN/m
2.Ciężar wieńca	2,53 kN/m
3.Ciężar ściany	6,70 kN/m
	26,17 kN/m

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-EN-1992

RM_Zb1992 v. 1.13 licencja nr 11242

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$h=30,0$, $b=25,0$,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: C20/25

$f_{ck}=20,0$ MPa, $f_{cd}=\alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 20,0 / 1,40 = 14,3$ MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$A_c=750$ cm², $J_{cy}=56250$ cm⁴, $J_{cz}=39063$ cm⁴

STAL: fyk=500

$f_{yk}=500$ MPa, $\gamma_s=1,15$, $f_{yd}=435$ MPa

$\xi_{lim}=0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 435 / 200000) = 0,617$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1}+A_{s2}=12,06$ cm², $\rho=100 (A_{s1}+A_{s2}) / A_c = 100 \times 12,06 / 750 = 1,61$ %,

$J_{sy}=1513$ cm⁴, $J_{sz}=643$ cm⁴,

Nośność przekroju prostokątnego:

Warunek stanu granicznego nośności:

$M_{Rd} = 79,893$ kNm $> M_{Ed} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 14,208 + (18,517) + (4,338) = 37,064$ kNm

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi=6$ mm ze stali $f_{yk}=500$, dla której $f_{ywd} = 435$ MPa.

Ścinanie

Nośność elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:

$V_{Ed} = 45,744 < 47,212 = V_{Rdc}$

Nośność zbrojenia podłużnego

$F_{td} = 165,797 < 349,673 = 8,04 \times 435 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

$w_k = 0,13 < 0,3 = w_{lim}$

Ugięcia

$$a = 5,9 < 6,5 = a_{lim}$$

Poz.3.5 Nadproże.

$$L = 1,00 \text{ m}$$

Zebranie obciążenia na 1m

1. Obciążenie z poz. 1	16,94 kN/m
2. Ciężar wieńca	2,53 kN/m
3. Ciężar ściany	6,70 kN/m
	<u>26,17 kN/m</u>

Projektuje się nadproże z 2 SBN11,5/12 L = 1,20 m

Poz.4 Podciąg

$$L_0 = 5,67 \text{ m}$$

Zebranie obciążenia na 1m

1. Obciążenie z poz. 1	16,94 kN/m
2. Ciężar wieńca	2,53 kN/m
3. Ciężar ściany	6,70 kN/m
	<u>26,17 kN/m</u>

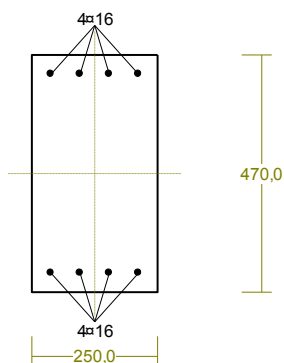
Poz.4.1.1 Rygiel.

Projektuje się rygiel w wieńcu

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-EN-1992

RM_Zb1992 v. 1.13 licencja nr 11242

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$$h=47,0, \quad b=25,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: C20/25

$$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}, f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 20,0 / 1,40 = 14,3 \text{ MPa}$$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c = 1175 \text{ cm}^2, J_{cy} = 216298 \text{ cm}^4, J_{cz} = 61198 \text{ cm}^4$$

STAL: fyk=500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}, \gamma_s = 1,15, f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\xi_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 435 / 200000) = 0,617,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1} + A_{s2} = 16,08 \text{ cm}^2, \rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 16,08 / 1175 = 1,37 \%,$$

$$J_{sy} = 6242 \text{ cm}^4, J_{sz} = 676 \text{ cm}^4,$$

Nośność przekroju prostokątnego:

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd} = 148,418 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 24,344 + (34,822) + (13,044) = 72,209 \text{ kNm}$$

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi = 6 \text{ mm}$ ze stali $f_{yk} = 500$, dla której $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$.

Ścinanie

Nośność elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed} = 57,053 < 60,281 = V_{Rdc}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

$$F_{td} = 177,603 < 349,673 = 8,04 \times 435 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

$$w_k = 0,15 < 0,3 = w_{lim}$$

Ugięcia

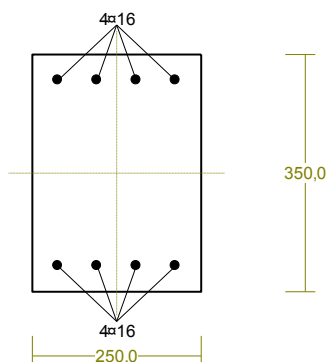
$$a = 7,3 < 16,2 = a_{lim}$$

Poz.4.1.2 Słup.

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-EN-1992

RM_Zb1992 v. 1.13 licencja nr 11242

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$$h=35,0, \quad b=25,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: C20/25

$$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}, \quad f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 20,0 / 1,40 = 14,3 \text{ MPa}$$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c = 875 \text{ cm}^2, \quad J_{cy} = 89323 \text{ cm}^4, \quad J_{cz} = 45573 \text{ cm}^4$$

STAL: fyk=500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}, \quad \gamma_s = 1,15, \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\xi_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 435 / 200000) = 0,617,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1} + A_{s2} = 16,08 \text{ cm}^2, \quad \rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 16,08 / 875 = 1,84 \%,$$

$$J_{sy} = 3019 \text{ cm}^4, \quad J_{sz} = 676 \text{ cm}^4,$$

Nośność przekroju prostopadłego:

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd} = 117,799 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 22,773 + (26,813) + (13,774) = 63,360 \text{ kNm}$$

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi=6$ mm ze stali $f_{yk}=500$, dla której $f_{ywd} = 435$ MPa.

Ścinanie

Nośność elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Ed} = 26,756 < 60,316 = V_{Rdc}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

$$F_{td} = 195,712 < 349,673 = 8,04 \times 435 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

$$w_k = 0,16 < 0,3 = w_{lim}$$

Ugięcia

$$a = 2,8 < 9,4 = a_{lim}$$

Poz.5. Ściany nośne i samonośne

Projektuje się:

Ściany zewnętrzne nośne i samonośne podziemia grubości 25 cm, murowane z bloczków betonowych M4 i M6 na zaprawie zwykłej cem.-wap. marki 5 M (spoiny pionowe i poziome).

Ściany nośne i samonośne wewnętrzne grubości 25 cm murowane z pustaka ceramicznego klasy 15 MPa na zaprawie zwykłej cem.-wap. marki 5 M (spoiny pionowe i poziome).

Ściany nośne i samonośne zewnętrzne grubości 45 cm, 25 cm murowane z pustaka ceramicznego klasy 15 MPa na zaprawie zwykłej cem.-wap. marki 5 M (spoiny pionowe i poziome), ocieplone styropianem grubości 20 cm.

Poz.6 Fundamenty

PRZYJĘTO I KATEGORIĘ GEOTECHNICZNĄ DLA PROSTYCH WARUNKÓW GRUNTOWO-WODNYCH.

„POSUMOWANIE I WNIOSKI

Celem badań terenowych, przeprowadzonych we wrześniu 2023 roku, było rozpoznanie warunków podłoża gruntowo-wodnego dla projektu budynku administracyjnego oraz bazy PPOŻ na terenie Nadleśnictwa Sieraków.

Zebrane materiały pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Warunki gruntowo – wodne określa się jako **proste** i zaleca się przyjęcie **I kategorii geotechnicznej**, zgodnie z: *Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych*.
- Na etapie prac ziemnych zalecany jest nadzór geotechniczny, w celu odbioru dna wykopu.
- Grunty rodzime w stanie **plastycznym o $I_s \geq 0,30$ (warstwa IIIA)**, ze względu na swój stan mogą cechować się pogorszonymi parametrami geotechnicznymi, dlatego w procesie projektowania należy traktować je indywidualnie.
- Grunty rodzime – utwory niespoiste w stanie średnio zagęszczonym (**grupa II**) oraz grunty spoiste w stanie konsystencji twardoplastycznym i twardoplastycznym na pograniczu plastycznego (**warstwa IIIB**), charakteryzują się korzystnymi wartościami parametrów geotechnicznych i mogą stanowić bezpośrednie podłoże budowlane.
- W obrysie projektowanych budynków zaleca się usunięcie podłoża słabonośnego (warstw gleby i antropogenicznego nasypu niekontrolowanego), wymieniając je na grunt mineralny niespoisty (Pd, Ps, Pr, Po, Ż), o zawartości frakcji pyłowej i ilowej <5% (frakcji ilowej <2%), zagęszczony warstwami do wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,98$.
- Grunty rodzime niespoiste, które mogą się pojawić w wykopie fundamentowym, zaleca się również zagęścić do wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,98$.
- Niewłaściwe zagęszczenie ($I_s < 0,98$) gruntów pod fundamentami budynków oraz pod nawierzchnią utwardzoną może doprowadzić do nierównomiernego osiadania podłoża.
- Rozpoznane na badanym terenie grunty niespoiste (grupa II) zakwalifikowano do gruntów niewysadzinowych, natomiast grunty spoiste (grupa III) do gruntów bardzo mocno wysadzinowych.
- Dno wykopu fundamentowego należy zabezpieczyć warstwą podbetonu klasy C8/10, chroniącym przed negatywnym oddziaływaniem wody gruntowej.
- W okresie, w którym prowadzono prace terenowe (28.09.2023 r.), w trakcie wykonywania wierceń badawczych, stwierdzono lokalne występowanie wody podziemnej (w otworze nr 2), w formie sączeń w międzyglinowych przewarstwieniach piaszczystych, na głębokości 2,60 m p.p.t., tj. 49,20 m n.p.m..
- Stan wód gruntowych, w naturalny sposób będzie podlegał sezonowym wahaniom wynikającym z jednej strony z okresów bezdeszczowych, z drugiej zaś z występowania długotrwałych okresów opadów atmosferycznych oraz wiosennych roztopów.
- Głębokość przemarzania gruntu w tym rejonie wynosi 0,80 m.
- Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych oraz parametrów geotechnicznych podłoża ma charakter punktowy.
- Z racji iż badania geotechniczne były wykonywane punktowo (stan rzeczywisty miąższości gruntów odniesiony jest do punktu wykonania otworu geotechnicznego) miąższość, głębokość zalegania i skład gruntów mogą być

- zróżnicowane. Z tego powodu zaleca się prowadzenie nadzoru geotechnicznego nad pracami ziemnymi w czasie trwania budowy.
- Otwarte wykopki należy chronić przed wilgocią oraz zalewaniem. Nie zachowanie tego warunku spowoduje uplastycznienie się gruntów spoistych i rozluźnienie gruntów piaszczystych, co w konsekwencji obniży parametry wytrzymałościowe podłoża.
 - Wszelkie prace ziemne należy prowadzić starannie, aby nie naruszyć naturalnej struktury gruntów, co obniżyłoby ich nośność.”

Przewiduje się nadzór geotechniczny na czas budowy.

Grunt nienośny należy wymienić na nośny w postaci ubitego piasku do $I_s = 0,98$. Grunt należy zagęszczać warstwami o grubości 20 cm każda.

Poz.6.1 Ława fundamentowa w osi 1,2,3.

Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	16,94 kN/m
2.Ciężar wieńca	2,43 kN/m
3.Ciężar ściany	23,45 kN/m
4.Ciężar ściany pod.	8,23 kN/m
	<u>51,05 kN/m</u>

Projektuje się ławę fundamentową o szerokości $B = 0,40$ m i wysokości $H = 0,40$ m. Projektuje się fundament z betonu C20/25 i stali RB500W. Zbrojenie zgodnie z rysunkiem wykonawczym. Pod fundamentem podbeton C8/10 o grubości około 10 cm.

Zbrojenie ławy

Pręty podłużne: $4 \cdot \phi 12$ mm, strzemiona: $\phi 6$ mm co 25 cm.

Poz.6.2 Ława fundamentowa w osi A i D.

Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	8,30 kN/m
2.Ciężar wieńca	4,86 kN/m
3.Ciężar ściany	42,88 kN/m
4.Ciężar ściany pod.	8,23 kN/m
	<u>64,27 kN/m</u>

Projektuje się ławę fundamentową o szerokości $B = 0,50$ m i wysokości $H = 0,40$ m. Projektuje się fundament z betonu C20/25 i stali RB500W. Zbrojenie zgodnie z rysunkiem wykonawczym. Pod fundamentem podbeton C8/10 o grubości około 10 cm.

Zbrojenie ławy

Pręty podłużne: $4 \cdot \phi 12$ mm, strzemiona: $\phi 6$ mm co 25 cm.

Poz.6.3 Ława fundamentowa w osi B i C.

Zebranie obciążenia na 1m

1.Obciążenie z poz.1	8,30 kN/m
2.Ciężar wieńca	2,43 kN/m
3.Ciężar ściany	23,45 kN/m
4.Ciężar ściany pod.	8,23 kN/m
	<u>42,41 kN/m</u>

Projektuje się ławę fundamentową o szerokości $B = 0,40$ m i wysokości $H = 0,40$ m. Projektuje się fundament z betonu C20/25 i stali RB500W. Zbrojenie zgodnie z rysunkiem wykonawczym. Pod fundamentem podbeton C8/10 o grubości około 10 cm.

Zbrojenie ławy

Pręty podłużne: $4 \cdot \phi 12$ mm, strzemiona: $\phi 6$ mm co 25 cm.

Poz.6.4 Stopa pod słup z poz.4.1.2.

Słup o przekroju 25/35 cm

$R = 88,37$ kN, $M = 29,29$ kNm, $H = 26,76$ kN

Projektuje się stopę fundamentową o wymiarach w rzucie 2,00 m / 1,80 m i wysokości $H = 0,80$ m.

Projektuje się fundament z betonu C20/25 i stali RB500W. Zbrojenie zgodnie z rysunkiem wykonawczym.

Pod fundamentem podbeton C8/10 o grubości około 10 cm.

Zbrojenie stopy

Zbrojenie główne na kierunku x:

Średnica prętów: $\phi = 12$ mm.

Przyjęta liczba prętów: $L_{xr} = 10$ co 17,0/21,3 cm.

Zbrojenie główne na kierunku y:

Średnica prętów: $\phi = 12$ mm.

Przyjęta liczba prętów: $L_{yr} = 11$ co 15,8/23,8 cm.

W projekcie wykorzystano następujące normy

Wykorzystane normy

- PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływanie ogólne. Obciążenia śniegiem.
- PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1 Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływanie ogólne. Obciążenia wiatrem.
- PN-EN 1991-1-2 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- PN-EN 1992-1-2 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6 Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- PN-EN 1996 - 2 Eurokod 6 Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.
- PN-EN 1996 - 3 Eurokod 6 Projektowanie konstrukcji murowych. Część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.
- PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

Pełne obliczenia statyczne projektu znajdują się w archiwum projektanta.

Opracował:

Szamotuły, październik 2023 r.