

PROJEKT KONSTRUKCJI

przebudowy i rozbudowy ze zmianą sposobu użytkowania budynku remizy OSP na
świetlicę wiejską
Sawino , nr ew. dz. 303/1310/3,303/ Gmina Tykocin

Inwestor: Gmina Tykocin reprezentowana przez Burmistrza Tykocina
16-080 Tykocin, ul. 11 Listopada 8

Autor opracowania: -mgr inż. Lech Ramotowski
nr. upr. BŁ/50/86
15-548 Białystok ul. Pomorska 29
tel 601 201 879

Podstawa opracowania: - projekt architektoniczny opracowany przez
mgr inż. arch. Jadwigę Skowrońską
- umowa z inwestorem

SPIS ZAWARTOŚCI

OPIS TECHNICZNY KONSTRUKCYJNY I OBLICZENIA

RYSUNKI KONSTRUKCYJNE

RYS. 1/K RZUT ŁAW I ŚCIAN FUNDAMENTOWYCH	1:50
RYS. 2/K KONSTRUKCJA PARTERU I STROPU NAD PARTEREM	1:50
RYS. 3/K RZUT WIEŻBY DACHOWEJ	1:50

Normy, normatywy i wykorzystane materiały:

1. PN-80/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
2. PN-80/B-02001 Obciążenia stałe. Obciążenia budowli.
3. PN-80/B-02003 Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne.
4. PN-82/B-02004 Obciążenia budowli Obciążenia zmienne i technologiczne. Obciążenia pojazdami
5. PN-80/B-02010 /Az1:2006 Obciążenie śniegiem. Obciążenia w obliczeniach statycznych.
6. PN-77/B-02011 /Az1:2009 Obciążenie wiatrem. Obciążenia w obliczeniach statycznych.
7. PN-88/B-02014 Obciążenie gruntem. Obciążenia budowli.
8. PN-B-03150:2000 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie
9. PN-B-03002 1999 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
10. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
11. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
12. PN-B-03215-1998 Konstrukcje stalowe Połączenia z fundamentami
13. PN-86/B-02480 Grunty budowlane. Określenia symbole, podział i opis gruntów.
14. PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i wymiarowanie.
15. PN-81/B-03020 Posadowienie bezpośrednie budowli. Grunty budowlane. Obliczenia statyczne i projektowanie.

I. CZĘŚĆ OGÓLNA KONCEPCYJNA

Projektuje się rozbudowę i przebudowę w technologii tradycyjnej murowanej.

Część dobudowywana jest parterowa nie podpiwniczona z poddaszem i stropem żelbetowym, wylewanym na budowie. Dach drewniany w części dobudowywanej o nachyleniu 36 stopni, o konstrukcji krokwiowo-jetkowej z drewna litego z płatwią w kalenicy, kryty blacho dachówką.

Układ ścian konstrukcyjnych nośnych -poprzeczny, ze ścianą podłużną. Sztynność budynku zapewnia układ ścian konstrukcyjnych murowanych, a słupki z mieczami i stężenia zapewniają sztywność więźby.

Obie części budynku – istniejąca i dobudowywana są od dylatowane i konstrukcyjnie nie współpracują ze sobą i nie przekazują wzajemnie obciążeń.

Strefa obciążenia śniegiem – 4 wg. PN-80/B-02010 /Az1:2006

Strefa obciążenia wiatrem – I wg. PN-77/B-02011 /Az1:2009

Warunki posadowienia - kategoria geotechniczna obiektu budowlanego pierwsza wg Dz. U. z 2012r. Nr248, poz.463

II. WARUNKI GRUNTOWO -WODNE

Na podstawie informacji i o terenach przyległych przyjęto, że w poziomie posadowienia zalegają piaski średnie zagęszczone. Poziom wody gruntowej poniżej poziomu posadowienia.

W przypadku stwierdzenia podczas prowadzenia robót innych warunków gruntowych niż podano w niniejszym opisie powiadomić projektanta, wykonać badania geologiczne i dokonać ewentualnej korekty posadowienia budynku .

Potwierdzenia informacji o gruntach zalegających w poziomie posadowienia należy dokonać wpisem do dziennika budowy przez kierownika budowy lub osobę z uprawnieniami.

POSADOWIENIE

Przyjęto do obliczeń maksymalny odpór graniczny podłoża pionowy $q_{fn}=190$ kPa.

Maksymalne jednostkowe naciski na grunt nie mogą przekroczyć $q_{rs}=0,9 \times 0,9 \times 190=0,15$ MPa.

Głębokość przemarzania gruntu 120cm, w związku z powyższym głębokość posadowienia ław min 120cm poniżej przewidywanego poziomu obsypiania.

III. OBLICZENIA I OPIS ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANYCH

Poz. 1. OBCIĄŻENIA

Poz. 1.1 Obciążenia klimatyczne wiatr

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1:2009 strefa obciążenia wiatrem I, poziom por. part.=148,2m

$$q_k=300\text{Pa} \quad \gamma_f=1,5$$

Teren otwarty A, $H<10\text{m}$, $H/L<2$ stąd wsp. ekspozycji $C_e=0,9$ i jest stały na wysokości bo $H/L<2$

Poz. 1.1.1 Wiatr połac dachu o nachyleniu $\alpha=36^\circ$.

Budynek murowany $h=3,0\text{m}$, $H=8,0\text{m}$, $B=15,0\text{m}$, $L=17,5,0\text{m}$ Konstrukcja murowana $\Delta=0,30$, $T=0,1$.

Rys nr1 normy budynek niepodatny $\beta=1.8$

Załącznik Z1-3 dach dwuspadowy dla $\alpha=36^\circ$ i $h/L=3/17,5<2$

Parcie wiatru dla nawietrznej $C_z^n=0,4$

Ssanie wiatru dla nawietrznej $C_z^n=-0,0$ dla odwietrznej $C_z^0=-0,4$

Obciążenie	charakteryst. w_{1k} kN/m ²	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe w_{1r} kN/m ²
$p_w^1=q_k C_e C_\beta=300 \times 0,9 \times 1,8 \times (0,4)=-220\text{Pa}$	0,20	1,5	0,30
$p_w^2=q_k C_e C_\beta=300 \times 0,9 \times 1,8 \times (-0,4)=-220\text{Pa}$	-0,20	1,5	-0,30

Poz. 1.2 Obciążenia klimatyczne śnieg

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010 /Az1:2006 Lokalizacja budynku w 4 strefie

$$Q_k=1,6\text{kN/m}^2 \quad \gamma_f=1,5$$

Poz. 1.2.1 Obciążenie śniegiem połaci- dach dwuspadowy o nachyleniu $\alpha=36^\circ$

wsp. kształtu dachu dla $\alpha=36^\circ$ Zał. Z1-1 dla pokryć i płatwi wynosi $C_1=0,64$ $C_2=0,96$

Obciążenie dla połaci	charakteryst. s_{1k} kN/m ²	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe s_{1r} kN/m ²
$S_k^1=Q_k \times C=C_k=1,6 \times 0,64=1,02\text{kN/m}^2$	1,02	1,5	1,53
$S_k^2=Q_k \times C=C_k=1,6 \times 0,96=1,54\text{kN/m}^2$	1,54	1,5	2,31

Poz. 1.3. Obciążenia stałe od dachu

Poz. 1.3.1 Obciążenia stałe dachu połac nieocieplona

Obciążenie	charakteryst. g_{1k} kN/m ²	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe g_{1r} kN/m ²
blacho dachówka gr. 0.55mm	0,10	1,2	0,12
łaty (0,06x0,05/0,33)x6,0	0,05	1,2	0,06
kontrłaty (0,025x0,05/0,9)x6,0	0,01	1,2	0,01
wiatroizolacja	0,05	1,2	0,06
krowie (0,20x0,08/0,9)x6,0	0,11	1,1	0,12
Razem	0,32 kN/m ²	1,16	0,37 kN/m ²

Poz 1.3.2 Dach -zbiorcze obciążenia stałe i zmienne. Obciążenia obliczeniowe

$$\alpha=36^\circ \quad \sin \alpha=0,588 \quad \cos \alpha=0,809 \quad \text{tg } \alpha=0,7265$$

Obciążenia prostopadłe do połaci	charakteryst. g_{1k} kN/m ²	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe g_{1r} kN/m ²
----------------------------------	---	---------------------------------------	--

środowiskowe -zmiennie			
$q_k^p = 1,02 \times 0,809^2 + 0,20 =$	0,87 kN/m ²	1,5	$q_r^p = 1,30 \text{ kN/m}^2$
$q_k^p = 1,54 \times 0,809^2 + 0,20 =$	1,21 kN/m ²	1,5	$q_r^p = 1,81 \text{ kN/m}^2$
od ciężaru własnego			
$g_k^p = 0,32 \times 0,809 =$	0,26 kN/m ²	1,2	$g_r^p = 0,31 \text{ kN/m}^2$
Razem max	1,47 kN/m ²	1,4	2,12 kN/m ²

Obciążenie **równoległe** do połaci dachowej na mb połaci

środowiskowe -zmiennie			
$q_r^v = 1,54 \times 0,809 \times 0,588 =$	0,73 kN/m ²	1,5	$q_r^v = 1,10 \text{ kN/m}^2$
od ciężaru własnego			
$g_r^v = 0,32 \times 0,588 =$	0,19 kN/m ²	1,2	$g_r^v = 0,23 \text{ kN/m}^2$
Razem max	0,92 kN/m ²	1,40	1,33 kN/m ²

Obciążenie max **na 1m² rzutu dachu**

środowiskowe -zmiennie			
$P_r^H = 1,54 + 0,20 : 0,809 \times 0,588$	= 1,68 kN/m ²	1,5	$P_r^H = 2,52 \text{ kN/m}^2$
od ciężaru własnego			
$P_r^H = 0,32 : 0,809$	= 0,40 kN/m ²	1,2	$P_r^H = 0,48 \text{ kN/m}^2$
Razem	2,08 kN/m ²	1,35	3,00 kN/m ²

Poz. 1.4. Obciążenia stałe od stropów

Poz 1.4.1 Obciążenia stropu nad parterem

Obciążenie	charakteryst. $g_{1k} \text{ kN/m}^2$	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe $g_{1r} \text{ kN/m}^2$
wiatroizolacja i paroizolacja	0,05	1,2	0,06
węlna mineralna 0,20x1,2	0,24	1,2	0,29
płyta żelbet. 0,15x25	3,75	1,1	4,12
tynk cem- wap 0,015x19	0,29	1,3	0,37
Ciężar własny stropu	4,33	1,15	4,84
	$q_{1k} \text{ kN/m}^2$		$q_{1r} \text{ kN/m}^2$
użytkowe	1,5	1,4	2,10
Razem	5,83 kN/m ²	1,2	6,94 kN/m ²

Poz 1.5. Obciążenie skupione- człowiek z narzędziami

$$P = P_k \times \gamma_f = 1,0 \times 1,2 = 1,2 \text{ kN}$$

Poz 1.9 Obciążenia od ściana zewnętrzna budynku 1m² gazobeton gr.25cm

Obciążenia	charakteryst. $g_{1k} \text{ kN/m}^2$	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe $g_{1r} \text{ kN/m}^2$
ściana gazobetonowa 0,25x12,0	3,00	1,2	3,60
styropian 0,15x0,45	0,07	1,3	0,09
tynk 0,03x19	0,57	1,3	0,74
Razem	3,64 kN/m ²	1,22	4,43 kN/m ²

Poz 1.10 Obciążenia od ściana wewnętrzna budynku 1m² gazobeton gr. 25cm

Obciążenia	charakteryst. $g_{1k} \text{ kN/m}^2$	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe $g_{1r} \text{ kN/m}^2$
ściana gazobetonowa 0,25x12,0	3,00	1,2	3,60
tynk 0,03x19	0,57	1,3	0,74
Razem	3,57 kN/m ²	1,22	4,34 kN/m ²

Poz 1.11 Ciężar ściany fundamentowej 1mb

Obciążenia	charakteryst. $g_{1k} \text{ kN/mb}$	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe $g_{1r} \text{ kN/mb}$
ściana z bloczków bet. 0,25x24x 1,0	6,00	1,1	6,60
wieniec 0,25x0,25x25	1,56	1,1	1,70
tynk 0,03x19x 0,5	0,30	1,3	0,39
Razem	7,86 kN/mb	1,1	8,69 kN/mb

Poz 1.12 Wieniec 1mb

Obciążenia	charakteryst. g_{1k} kN/m ²	współczynnik obciążenia γ_f	obliczeniowe g_{1r} kN/m ²
wieniec 0,25x0,25x25	1,56	1,1	1,70
tynk 0,03x19x 1,0	0,57	1,3	0,74
Razem	2,13 kN/m ²	1,13	2,44 kN/m ²

Poz 2.0. KONSTRUKCJA DACHU

Projektuje się więźbę dachową dwuspadową o nachyleniu 36°.

Konstrukcja więźby krokwiowo-jętkowa (jętka w każdej parze krokwi) o rozpiętości 8,40m w osiach murlat.

Murlaty zakotwione co max 1,5m śrubą M16 do wieńca zewnętrznego.

Krokwie oparte są na murlatach i wzajemnie w kalenicy poprzez płatew kalenicową. Rozstaw krokwi maksymalnie co 0,9m. Sztywność podłużną dachu zapewniają miecze przy słupku, stężenia połaciowe i połączenie prostopadłe z istniejącym dachem.

Krokwie koszowe oparte są na murlatach na ścianach zewnętrznych a następnie na dwóch parach krokwi przekazujących reakcje na ściany zewnętrzne i na płatwi istniejącego budynku. Wartości sił od krokwi koszowych przekazywane na istniejącą więźbę są nie większe niż siły od obciążeń stałych i zmiennych od dachu przed rozbudową

Drewno lite klasy C24. Montaż konstrukcji drewnianej na złącza ciesielskie uzupełniony nakładkami z desek.

Łączniki- gwoździe, śruby, bądź łączniki z blach stalowych ocynkowanych i perforowanych.

Poz 2.1. Wiązar krokwiowo-jętkowy

Na podstawie obliczeń programu Konstruktor przyjęto

- łąty o przekroju bxb=5x5cm
- kontrłąty o przekroju bxb=5x3,5cm
- krokwie o przekroju bxb=8x20cm łączone w kalenicy do krokwi kalenicowej na gwoździe 2x6x200mm, na murlacie łączone na wręb wzajemny i dwa gwoździe w każdym złączu 6x250 wbite w bok krokwi po skosie oraz stosować kątownik z blachy perforowanej ocynkowanej gr 2mm 100x100x200 przybity do krokwi i murlaty po 4 gwoździe 4x110 w każde ramie kątownika.
- krokwie koszowe o przekroju bxb=14x20 łączone jak wyżej i na płatwi na wręb jednostronny tylko w krokwi i 2 gwoździe 6x250mm.
- jętka o przekroju bxb= 8x20cm łączone do krokwi na zacięcie w jętce i 2 śruby M12 w każdym złączu.
- murlaty o przekroju bxb=14x14cm łączne do wieńca na śruby M16 co max 1,5m.
- słupki o przekroju 14x14 pod płatew usztywnione mieczami łączonymi na zacięcia ciesielskie do słupa i deskę na nakładkę prostą do płatwi kalenicowej

Poz. 3.0. STROPY

Żelbetowe wylewane na budowie gr. 15cm nad parterem. Beton C20/25 stal # -RB500W stal Φ - St0S-b minimalne otulenie zbrojenia=25mm d=12,0cm.

Poz 3.1 Płyta stropowa nad częścią dobudowaną trzy przęsłowa o $l_{eff}=2,70 + 3,00 + 2,70$ m wolno-
podparta na skrajnych podporach.

beton C20/25 stal # - RB500W stal Φ - St0S-b $c_{min}=25$ mm h=15cm d=12,0cm

momenty przęsłowe od obciążeń równomiernych z poz. 1.4.1 Na podstawie programu Konstruktor wyniki

$M_{max,ab}=4,7$ kNm $M_{max,bc}=2,7$ kNm $M_{max,cd}=4,7$ kNm

momenty podporowe

$M_{max,b}=-6,9$ kNm $M_{max,c}=-6,9$ kNm

reakcje

$R_a=8,96$ kN $R_{bl}=14,09$ kN $R_{bp}=12,81$ kN $R_{cl}=12,81$ kN $R_{cp}=14,09$ kN $R_d=8,96$ kN

Przyjęto dołem w przęśle #8 co 15cm o $A_{s1}=3,35$ cm² co drugi pręt przed podpora odgiąć do góry w

odległości 60cm od krawędzi podpory. Nad podporą #8 co 15cm o $A_{s1}=3,35$ cm² pręty co drugi zakończyć w odległości 100cm od krawędzi podpory. Pręty rozdzielcze $\Phi 6$ co 25cm.

Poz 3.1a Płyta stropowa jak wyżej obciążona słupkiem od więźby dachowej

beton C20/25 stal # - RB500W stal Φ - St0S-b $c_{min}=25$ mm h=15cm d=12,0cm

Przyjęto konstrukcyjnie dołem w przęśle środkowym na szerokości 60cm 4 #12 co 15cm o $A_{s1}=4,52$ cm² co drugi pręt przed podpora odgiąć do góry w odległości 60cm od krawędzi podpory. Nad podporą na szerokości 60cm 4 #12 co 15cm o $A_{s1}=4,52$ cm² pręty co drugi zakończyć w odległości 100cm od krawędzi podpory. Pręty rozdzielcze $\Phi 6$ co 25cm. W skrajnych przęsłach zbrojenie dołem jak na pozostałej części płyty.

Poz. 4.0. PODCIĄGI, BELKI I NADPROŻA

Żelbetowe wylwane na budowie. Beton C20/25 zbrojony stalą RB500W, minimalne otulenie zbrojenia $c_{nom}=25mm$.

Belki i nadproża nie opisane na rzucie wykonać o przekroju 25x25cm zbroić dołem 3#12 i górą 3#12, strzemiona $\Phi 6$ St0S-b co 1/3h na odcinku przy podporowym długości 1/6 l (rozpiętości), dalej co 3/4h(6/18).

Poz. 4.1 Belka nad parterem dwuprzęsłowa o rozpiętości przęseł 3,00+2,70m wolno podparta

obciążona ścianą szczytową

Obciążenia z poz. 1.4.1 obciążenie ciągłe na belkę od stropu z szerokości 50cm i ściany zewn z poz. 1.9 (przyjęto obciążenie zastępcze jak od ściany wysokości 1,5m)

$g_{1r} = 6,94 \times 0,5 + 4,43 \times 1,5 + 2,44 = 12,55 kN/mb$ Na podstawie programu Konstruktor wyniki

$M_{maxab}=10,20 kNm$ $M_{maxbc}=7,20 kNm$ $M_{maxb}=15,3 kNm$

$R_A=17,5 kN$ $R_{bl}=27,92 kN$ $R_{bp}=26,2 kN$

beton C20/25 stal #- RB500W strzemiona Φ - St0S-b $c_{nom}=25mm$ $h=25cm$ $d=22cm$ $b=25cm$

Przyjęto na zginanie

w przęśle dołem 3#12 $A_{s1}=3,36 cm^2$, górą 3#12 $A_{s1}=3,36 cm^2$

Przyjęto na ścinanie

Przy podporach strzemiona $\Phi 6$ co 6cm na długości 60cm od podpory dalej strzemiona $\Phi 6$ co 18cm

Poz. 5.0 SŁUPY

Żelbetowe wylwane na budowie z betonu C20/25 zbrojone stalą RB500W

Poz. 5.1 Słupy na parterze w wejściu $b \times h=22 \times 22cm$ $h=4,10$ obustronnie zamocowane nieprzesuwnie, w ławie i płycie stropowej

beton C20/25 stal #- RB500W strzemiona Φ - St0S-b $c_{nom}=25mm$ $b=22cm$ $h=22cm$

Przyjęto zbrojenie 4#12 po 1#12 w każdym rogu, strzemiona $\Phi 6$ co 18cm w miejscu łączenia prętów co 9cm. Do przekroju okrągłego uzupełnić betonem.

Poz. 6.0 SCHODY I POCHYLNIE

Murki oporowe zewnętrzne wykonać jako żelbetowe wylwane na budowie wypełnienie z kostki betonowej.

Poz. 7.0 ŚCIANY I WIEŃCE

Poz. 7.1 Ściany fundamentowe wewnętrzne i zewnętrzne

Ściany fundamentowe z bloczków betonowych z betonu C16/20 na zaprawie cem-wap klasy M5. Zewnętrzne ocieplone. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne należy łączyć ze sobą na strzępia zazębiające się co warunkuje jednocześnie ich murowanie. Fragmenty ścian w miejscu występowania słupów żelbetowych wykonać o przekroju jak słupy i umieścić zbrojenie jak w słupach. Wszystkie ściany zwieńczyć wieńcem żelbetowym $b \times h=25 \times 25cm$ zbrojonym podłużnie 4# 12 /RB500W/, strzemiona $\Phi 6$ co 25cm.

Poz. 7.2 Ściany zewnętrzne nadzienia

Warstwowe od zewnątrz 15cm styropianu i 25cm bloczki z betonu komórkowego PP3/0,5 (grupa 1), kategorii I o $f_b=3,0 MPa$. Zaprawa cienkowarstwowa 1-3mm systemowa ciepła (zaprawa produkowana fabrycznie). Stąd wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k=1,91 Pa$, obliczeniowa przy kategorii wykonania A-1,12 MP, a przy B-0,96 MPa. Ściany w miejscach oparcia podciągów wykonać z pustaków ceramicznych klasy 15 (grupa 1), kategorii I o $f_b=15 MPa$ na zaprawie cementowej klasy M5.

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne, nośne i działowe, uzupełnienia i wzmocnienia oraz kominy murowane należy łączyć ze sobą na strzępia zazębiające się co warunkuje jednocześnie ich murowanie lub poprzez wkładki metalowe.

Poz. 7.3 Ściany wewnętrzne nadzienia

Ściany nośne wykonać jak wyżej bez ocieplenia. Ściany działowe z bloczków wykonane jak wyżej gr. 12cm.

Poz. 7.4 Wieńce

Występują w poziomie zwieńczenia ścian fundamentowych i stropu nad parterem, na ścianach grubości 24 i 25cm.

Wieńce o wymiarach $b \times h=25 \times 25cm$, z betonu C20/25 zbrojone 4 #12, po 2 # 12 górą i dołem, strzemiona $\Phi 6$ co 25cm. W wieńcach stropu nad parterem osadzić kotwy M 16 co 150cm do murłaty.

Pręty zbrojenia podłużnego łączyć na zakład 70cm. Zachować ciągłość zbrojenia w narożach i wieńcach wzajemnie skrzyżowanych, poprzez doprowadzenie prętów do końca skrzyżowania i zagięcia w element krzyżujący na długość 50cm.

Poz. 8.0 FUNDAMENTY

Projektuje się posadowienie bezpośrednie - ławy i stopy żelbetowe wylwane na miejscu budowy z betonu C16/20. Wysokość ław i stóp 40 cm. Wszystkie ławy zbrojone podłużnie min. 4#12 /RB500W/,

strzemiona $\Phi 6$ /St0S-b/ co 30 cm.

Fundamenty wylewać na warstwie betonu grubości 10cm.

Roboty ziemne prowadzić od około 20cm nad poziomem posadowienia ręcznie.

Należy przewidzieć środki zabezpieczające przed możliwością zalania wykopu przez wody powierzchniowe lub opadowe, wzruszeniem lub przemarzeniem podłoża.

Z ław i stóp w miejscu występowania słupów wypuścić wyrostki wystające 50 średnic ponad górę ławy, w takiej ilości i średnicy jak w słupach.

Pręty zbrojenia podłużnego ław łączyć na zakład 70cm Zachować ciągłość zbrojenia w narożach wzajemnie prostopadłych, poprzez doprowadzenie prętów do końca skrzyżowania i zagięcia w element krzyżujący na długość 50cm.

Przyjęto posadowienie na warstwie piasków średnich zagęszczonych maksymalne jednostkowe naciski na grunt nie mogą przekroczyć $q_{rs} = 0,9 \times 0,9 \times 190 = 0,15 \text{ MPa}$.

Poz. 8.1 Ława pod ścianę zewnętrzną obciążoną stropem lub szczytową Ł-1

Obciążenia

ściana zewnętrzna 4,43x2,8=	12,4kN/mb
ściana fundamentowa	8,7
wieńce 0,25x0,25 2x2,44=	4,9
od dachu (0,8+4,2)x3,0=	15,0
od stropu (2,7x0,5)x7,0	9,5
Razem	50,5 kN/mb
ława 0,6x0,4x25x1,1=	6,60

łącznie 57,1N/mb

Przyjęto ławę betonową szerokości 60cm

Poz. 8.2 Ława pod ścianę wewnętrzną obciążoną stropem z dwóch stron Ł-1

Obciążenia

ściana wewnętrzna 4,43x2,8=	12,4kN/mb
ściana fundamentowa	8,7
wieńce 0,25x0,25 2x2,44=	4,9
od stropu (2,7+3,0)x0,5)x7,0	20,0
Razem	46,0kN/mb
ława 0,6x0,4x25x1,1=	6,60

łącznie 52,6N/mb

Przyjęto ławę betonową szerokości 60cm

Poz. 8.3 Ława pod murki zewnętrzne wejścia Ł-2

Przyjęto ławę betonową szerokości 25cm.

Poz. 8.4 Ława pod ścianę wewnątrz budynku istniejącego nie obciążona Ł-3

Przyjęto ławę betonową szerokości 50cm.

Białystok, 2013-04-20

PROJEKTANT

Lech Ramotowski